



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

# **Desenvolvimento de um novo produto: chapa perfilada de altura elevada**

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

Autor

**Catarina Pereira Borges de Caria Agreira**

Orientador

**Rui António Duarte Simões**

**Carlos Alberto da Silva Rebelo**

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

**Coimbra, Julho, 2016**

## AGRADECIMENTOS

O primeiro e mais devido agradecimento é dirigido ao Professor Doutor Rui Simões. Pelo acompanhamento calmo e seguro que me providenciou durante a elaboração desta dissertação, e pelos conhecimentos preciosos transmitidos de forma simples e transparente. Por estabelecer um exemplo de competência e brio profissional a alcançar no futuro. O meu muito obrigada por ter tido a oportunidade de trabalhar consigo neste projeto comum.

À metalomecânica *O Feliz*, o meu agradecimento pelo material disponibilizado e pela abertura demonstrada às propostas apresentadas.

Aos meus colegas de curso, pessoal não-docente do Departamento de Engenharia Civil, e aos demais Professores que estiveram presentes durante a formação académica e me incentivaram a fazer sempre mais e melhor pela nossa comunidade.

Aos meus amigos de sempre, por me recordarem constantemente do que ficou e do que virá.

À minha família, em particular ao meu Pai e Irmã, por me terem transmitido os valores necessários para que hoje saiba que a verdadeira derrota não está em falhar, mas sim em desistir antes da luta terminar. À minha Mãe devo a possibilidade de estar a escrever esta frase. Sem a tua presença e força seria inconcebível este momento.

A engenharia é um dos mais nobres propósitos pelo valor imenso que representa para a sociedade. A engenharia e os seus produtos são concretos, reais, mensuráveis. Apenas ela permite o sonho e o etéreo que alimentam a alma.

## RESUMO

O aço enformado a frio apresenta múltiplas aplicações enquanto material de construção. Tem vindo a assumir um papel cada vez mais preponderante na indústria da construção metálica, rivalizando com os perfis laminados a quente enquanto elementos estruturais primários. Este material é o escolhido por excelência na criação de chapas perfiladas, tanto na sua aplicação como revestimento de fachadas e coberturas, como no seu uso como cofragem colaborante nas lajes mistas aço-betão.

A presente dissertação surge da necessidade do mercado da construção metálica apresentar soluções diversificadas com múltiplos empregos para chapas perfiladas. A existência de vários produtos com alturas diversas é, então, uma clara vantagem competitiva para a empresa que as disponibilizar e promover.

Estando esta problemática devidamente identificada, aqui se procede ao dimensionamento e otimização de uma chapa perfilada com altura de 120 milímetros, com vista a dupla utilização: como cofragem colaborante para lajes mistas convencionais e ainda como chapa de base para aplicação de revestimentos em estruturas metálicas. Para o primeiro tipo de aplicação, o perfil é estudado na fase de montagem. Como produto derivado, e com vista a composição de um documento com utilidade para os projetistas, elaboram-se tabelas de dimensionamento direto para chapa de revestimento em função do vão, da espessura da chapa e das ações diretamente aplicadas à mesma.

A verificação das chapas na fase de montagem, quando aplicadas em lajes mistas, ou como simples chapa para apoio de elementos de revestimento, é efetuada de acordo com a EN 1993-1-1, a EN1993-1-3, e a EN1993-1-5.

## **ABSTRACT**

Cold-formed steel showcases multiple applications as a construction material. Its role is becoming more and more relevant in the metal construction industry, rivalling hot rolled steel profiles as a primary structural element. This material is chosen by default in the manufacture of profile sheeting, either in its application as wall and roof sheeting or in its use as reinforcing formwork in steel-concrete composite slabs.

This dissertation arises from metal construction market's needs to present diversified solution with multiple usages for profiled sheeting. The existence of various products with diverse heights is a clear competitive advantage for the company that promotes and markets such products.

Having duly identified the problem, this dissertation analyses the design and optimisation of profiled sheeting with height of 120 millimetres. It has been considered from two perspectives: as an active reinforcement for slim steel-concrete composite floor slabs and as sheet covering for metallic structures. For the first function, the profile is studied only at assembly phase. Direct dimension tables, which may be useful when designing wall and roof sheeting, and based on the span, the slab's thickness and the directly applied actions, are also a result of this study.

The design of the profiled sheeting was verified, in the assembly phase both regarding composite slabs and when in use as wall and roof sheeting, according to EN 1993-1-1, EN1993-1-3, and EN1993-1-5.

---

## ÍNDICE

SIMBOLOGIA .....	vi
ABREVIATURAS.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Breve nota histórica .....	1
1.2. Chapas perfiladas na construção metálica e mista.....	2
1.3. Objetivos .....	5
1.4. Organização.....	5
2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MATERIAL DA CHAPA PERFILADA .....	6
2.1. Generalidades .....	6
2.2. Análise das soluções disponíveis no mercado.....	7
2.3. Estudo prévio.....	8
2.4. Soluções propostas.....	10
2.5. Caracterização geométrica do produto final.....	12
2.6. Caracterização mecânica do material.....	14
3 PROPRIEDADES EFETIVAS DA CHAPA PERFILADA.....	15
3.1. Conceitos de base .....	15
3.2. Resistência à flexão .....	16
3.3. Resistência ao corte vertical.....	24
3.4. Resistência a forças locais transversais.....	25
3.5. Sintetização das propriedades efetivas da chapa perfilada.....	28
4 ELABORAÇÃO DAS TABELAS DE CÁLCULO DIRETO PARA CHAPA PERFILADA COMO REVESTIMENTO .....	29
4.1. Introdução.....	29
4.2. Procedimentos para a verificação da segurança estrutural.....	29
4.3. Deformação .....	31
4.3.1. Estrutura isostática.....	34
4.3.2. Estrutura uma vez hiperestática.....	36
4.3.3. Estrutura duas vezes hiperestática .....	37
4.4. Esforço transversal.....	38
4.4.1. Estrutura isostática.....	39
4.4.2. Estrutura uma vez hiperestática.....	40

---

4.4.3.	Estrutura duas vezes hiperestática .....	41
4.5.	Momento fletor .....	41
4.5.1.	Estrutura isostática .....	42
4.5.2.	Estrutura uma vez hiperestática .....	44
4.5.3.	Estrutura duas vezes hiperestática .....	44
4.6.	Tabela de cálculo direto .....	44
4.7.	Exemplo de aplicação .....	46
5	VERIFICAÇÃO DA FASE CONSTRUTIVA DA CHAPA PERFILADA COMO COFRAGEM COLABORANTE .....	47
5.1.	Introdução .....	47
5.2.	Procedimentos para a verificação da segurança estrutural .....	47
5.3.	Deformação .....	48
5.4.	Esforço transversal .....	49
5.5.	Momento fletor .....	50
5.6.	Vão máximo sem escoramentos .....	51
6	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	52
6.1.	Conclusões .....	52
6.2.	Desenvolvimentos futuros .....	52
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	53
	ANEXOS .....	55
	ANEXO 1 – Cálculo das propriedades efetivas da chapa perfilada .....	55
	ANEXO 2 – Tabelas de dimensionamento direto da chapa perfilada .....	63
	ANEXO 3 – Verificação dos escoramentos na fase construtiva da chapa perfilada como cofragem colaborante de laje mista .....	65

## SIMBOLOGIA

(A)	sentido ascendente da direção ao plano horizontal da chapa
(D)	sentido descendente na direção ao plano horizontal da chapa
$A_{pe}$	área efetiva do reforço do banzo
$A_{sa}$	área efetiva do reforço da alma
$E$	módulo de elasticidade
$E_d$	valor de cálculo do efeito das ações
$F_{Ed}$	força transversal local atuante
$G_{k,j}$	valor característico das ações permanentes
$I$	momento de inércia
$I_{eff}$	momento de inércia da secção efetiva
$I_{fic}$	momento de inércia para SLS
$I_{gr}$	momento de inércia da secção bruta
$I_{pe}$	momento de inércia efetiva do reforço do banzo
$I_s$	momento de inércia efetiva do reforço individual da alma
$I(\sigma)_{eff}$	momento de inércia efetivo para uma tensão instalada na secção superior a $\sigma_{gr}$
$L$	distância entre apoios consecutivos da chapa perfilada
$M_{Rd}$	momento fletor resistente
$M_{Ed}$	momento fletor atuante
$M_{Ed,máx}$	momento fletor atuante máximo
$PP$	peso próprio da chapa
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	valor característico das restantes ações variáveis
$R_{w,Rd}$	força transversal local resistente
$V_{b,Rd}$	esforço transversal resistente
$V_{b,Ed}$	esforço transversal atuante
$V_{Ed,máx}$	esforço transversal máximo atuante
$b_p$	largura do banzo para o cálculo da sua largura efetiva
$\bar{b}$	largura apropriada para o calcula da esbelteza normalizada

---

$b_{eff}$	largura efetiva do banzo quando afetado do coeficiente de redução
$b_{eff,1}$	largura efetiva de um troço do banzo adjacentes ao reforço do banzo
$b_{eff,2}$	largura efetiva de um troço do banzo adjacentes ao reforço do banzo
$b_{e1}$	largura efetiva do banzo para um dos seus extremos
$b_{e2}$	largura efetiva do banzo para um dos seus extremos
$b_{p,1}$	comprimento geométrico de um troço do banzo adjacente ao reforço
$b_{p,2}$	comprimento geométrico de um troço do banzo adjacente ao reforço
$b_r$	comprimento da projeção horizontal do reforço do banzo
$b_s$	comprimento do reforço do banzo
$d$	distância do eixo neutro às fibras mais comprimidas
$e_c$	distância da linha média do banzo superior ao eixo neutro
$e_t$	distância da linha média do banzo inferior ao eixo neutro
$f_{bv}$	resistência ao corte da alma segundo a encurvadura
$f_{yb}$	valor característico da tensão de cedência do aço
$f_u$	valor característico da tensão última do aço
$h$	altura total da secção transversal da chapa perfilada
$h_w$	altura da alma entre as linhas médias dos banzos
$h_{pe}$	altura de cada elemento utilizado no cálculo da inércia do reforço do banzo
$k_f$	coeficiente que tem em conta a restrição parcial rotacional da alma pelos elementos que lhe são adjacentes
$k_w$	coeficiente que tem em conta a restrição parcial rotacional dos banzos pelos elementos que lhe são adjacentes
$k_{w0}$	coeficiente utilizado para determinar $k_w$
$k_\sigma$	coeficiente de encurvadura
$l$	comprimento de cada elemento da chapa perfilada
$l_b$	comprimento de encurvadura do banzo à compressão
$l_{pe}$	comprimento de cada elemento utilizado no cálculo da inércia do reforço do banzo
$q$	carga uniformemente distribuída atuante na direção normal ao plano horizontal da chapa
$q_c$	sobrecarga característica uniformemente distribuída atuante na direção normal ao plano horizontal da chapa
$q_1$	carga construtiva definida na tabela 4.2 da EN 1991-1-6
$q_2$	carga construtiva definida na tabela 4.2 da EN 1991-1-6
$q_3$	carga construtiva definida na tabela 4.2 da EN 1991-1-6
$s_d$	comprimento do desenvolvimento total da alma
$s_{eff,0}$	largura efetiva básica da alma
$s_{eff,1}$	fator dependente da geometria da alma

---

---

$S_{eff,2}$	fator dependente da geometria da alma
$S_{eff,3}$	fator dependente da geometria da alma
$S_{eff,n}$	fator dependente da geometria da alma
$S_p$	comprimento do maior elemento plano da alma
$S_w$	comprimento da altura inclinada do reforço
$t$	espessura efetiva descontando a camada zincada de proteção
$t_{nom}$	espessura nominal
$z$	distância entre a linha média do banzo superior ao centro geométrico de cada elemento que compõem meia nervura da chapa perfilada
$z_{pe}$	distância do centro geométrico de cada elemento utilizado no cálculo da inércia do reforço do banzo à linha média do troço interno do banzo
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial de segurança afeto às ações permanentes
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial de segurança afeto à ação variável base
$\gamma_{Q,i}$	coeficiente parcial de segurança afeto às restantes ações variáveis
$\delta$	deformação vertical na chapa genérica
$\delta_s$	deformação vertical na chapa perfilada em fase construtiva sob a ação do peso próprio acrescido do peso do betão fresco
$\delta_{s,m\acute{a}x}$	deformação vertical máxima na chapa
$\delta_{s,m\acute{a}x}^{ascendente}$	deformação vertical máxima na chapa provocada por cargas ascendentes
$\delta_{s,m\acute{a}x}^{descendente}$	deformação vertical máxima na chapa provocada por cargas descendentes
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}}$	com $f_{yb}$ em N/mm <sup>2</sup>
$\lambda_d$	esbelteza relativa
$\overline{\lambda}_p$	esbelteza normalizada
$\overline{\lambda}_w$	esbelteza relativa da alma
$\rho$	coeficiente de redução da resistência à flexão por conta do efeito do esforço transversal
$\sigma$	tensão de cedência do aço
$\sigma_{cr,s}$	tensão crítica elástica de encurvadura
$\sigma_{cr,sa}$	tensão crítica elástica de encurvadura do reforço da alma
$\sigma_{cr,mod}$	tensão crítica elástica modificada
$\sigma_{gr}$	tensão de compressão máxima para SLS baseada na secção bruta
$\phi$	ângulo formado entre a alma e o banzo
$\chi$	fator de redução de resistência devido à encurvadura distorcional
$\psi$	razão de tensões

---

## ABREVIATURAS

AISC – American Institute of Steel Construction

NP EN 1990 – Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas (CEN, 2009)

NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (CEN, 2009)

EN 1991-1-6 – Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-6: General actions, Actions during execution (CEN, 2005)

EN 1993 – Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço

NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (CEN, 2010)

EN 1993-1-3 – Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-3: General rules, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (CEN, 2004)

NP EN 1993-1-5 – Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas (CEN, 2008)

EN 1994 – Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão

NP EN 1994-1-1 – Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regra gerais e regras para edifícios (CEN, 2007)

SLS – Estados Limites de Utilização

ULS – Estados Limites Últimos

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1. Breve nota histórica

Desde tempos imemoriais que a Humanidade procura métodos e soluções o mais eficientes possíveis para suprir as suas necessidades. Tal implica uma melhoria e estudo contínuo de vários materiais, aplicações e configurações, forçando a evolução das tecnologias tradicionais.

Um dos melhores exemplos do acima relatado é o aço. Este é um material que tem vindo a ganhar cada vez mais expressão no mercado da construção civil, afirmando-se como um dos materiais do futuro, devido à sua capacidade infinita de reciclagem sem perda de propriedades. Numa sociedade em que a excelência se passou a definir não só como qualidade, mas também através da rapidez e da sustentabilidade, este material apresenta uma competitividade clara face a outros materiais correntes, como o betão armado. A poupança de recursos naturais, a redução dos resíduos da construção, a durabilidade e a capacidade de pré-fabricação fazem do aço um material moderno, apesar da sua presença como material estrutural já há várias décadas (Simões, 2014).

Os elementos em aço enformado a frio são produzidos a partir de uma chapa de espessura reduzida deste material, caracterizando-se por obter a sua forma final através de processos mecânicos de perfilagem, ou quinagem. Estes surgem em meados do século XIX nos Estados Unidos da América e na Grã-Bretanha. Até à década de 30 deste século a aceitação deste tipo de elementos era limitada, principalmente devido à inexistência de códigos e regulamentação que balizasse a sua aplicação. Foi também nesta altura que se executaram os primeiros pavimentos mistos aço-betão, sendo que este último era utilizado apenas como material de enchimento, passando toda a laje a ser suportada estruturalmente pela chapa perfilada de aço enformado a frio (Carmona, 2009).

Mais recentemente, os elementos de aço enformado a frio têm vindo a ganhar terreno enquanto elemento estrutural primário, com edifícios de pequeno porte neste material a serem executados com maior frequência (Figura 1.1). O primeiro grande exemplo foi produzido pela *Lustron Corporation* em 1950, com a execução de cerca de 2500 casas em aço enformado a frio destinadas a veteranos da Segunda Grande Guerra Mundial (Dubina et al, 2012).



Figura 1.1 – Edifício de pequeno porte em aço enformado a frio (@steel-frame-homes)

A combinação deste material com o betão foi detalhadamente estudada a partir da segunda metade do século passado, com a introdução de varões soldados à alma da chapa perfilada para garantir a ligação longitudinal e, posteriormente, de macro rugosidades que produzissem o mesmo efeito. Mais recentemente, tem-se procurado otimizar as soluções já existentes, quer através da introdução de reforços na alma e banzo das chapas perfiladas, quer através da variação da inclinação das almas (Castelo-Branco, 2009).

## 1.2. Chapas perfiladas na construção metálica e mista

No decorrer deste trabalho serão expostos e utilizados variados conceitos que interessam clarificar e sintetizar *a priori*. Assim sendo, é relevante caracterizar desde já os elementos em estudo.

A secção transversal de uma chapa perfilada é facilmente reconhecível pela forma trapezoidal que as suas nervuras apresentam, bem como pela reduzida espessura. A gama de espessuras encontra-se, normalmente, entre os 0,70 e os 1,50 milímetros, possibilitada pelo processo de produção do aço enformado a frio que a constitui. Este aço passa por um processo de galvanização, protegendo deste modo o material da corrosão química. No seu próprio plano possui uma configuração retangular, com as nervuras desenvolvendo-se longitudinalmente segundo uma das direções (Figura 1.2). Quando aplicada na envolvente de edifícios (nas paredes ou coberturas), quer singularmente, quer combinada com outros revestimentos, é denominada vulgarmente como chapa de revestimento. Caso esta chapa possua uma altura elevada, pode evitar o uso de madres para aplicação de revestimentos, representando uma poupança na mão-de-obra.



Figura 1.2 – Chapa perfilada para aplicação como revestimento (@cerramientosmetalicos)

A laje mista aço-betão resulta da associação deste elemento, com as devidas alterações como posteriormente se demonstrará, com uma camada de betão a ele sobreposto, podendo este ser armado na face superior ou não, além da armadura mínima de distribuição requerida (Figura 1.3). Esta laje possui algumas especificidades que merecem estudo particular, como o caso dos seus sistemas de conexão, que, no entanto, não serão abordados por não se encontrarem no âmbito desta dissertação.

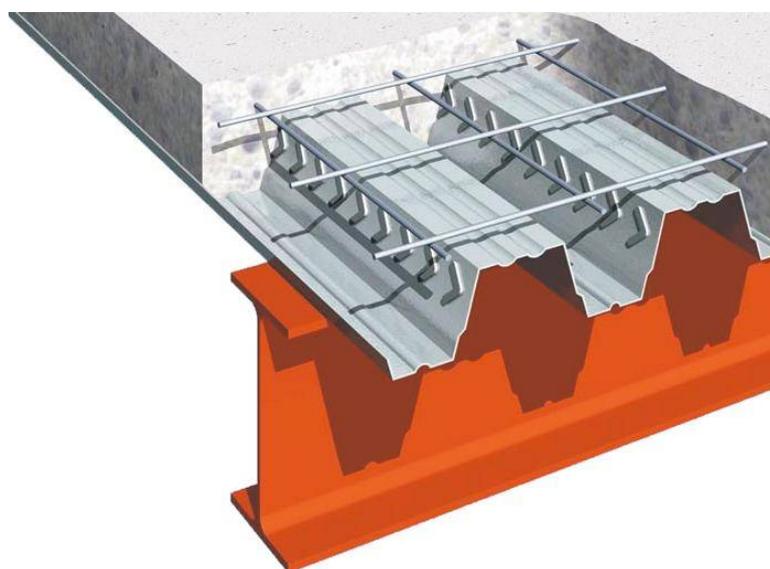


Figura 1.3 – Vista tridimensional de uma laje mista (@futureng)

A chapa perfilada assume um papel preponderante nas lajes mistas, dado que é a potenciadora de vantagens tanto a nível económico com a nível estrutural. A mais óbvia, por ser a mais diretamente observável, é a sua utilização como cofragem do betão fresco. Após o betão ganhar presa, a chapa e este funcionarão de modo solidário, servindo então o aço enformado a frio como armadura de resistência aos esforços de flexão positivos. Há que fazer notar, porém, que a devida conexão entre o betão e a chapa tem de ser obtida, resultando na introdução de macro

rugosidades, vulgo bossas, na alma e banzo da chapa. Uma terceira vantagem é obtida pela própria geometria da chapa, que permite reduzir através das nervuras salientes a quantidade de betão a ser colocada e, assim, o peso próprio da laje.

Tendo tal presente em mente, a perceção de que a chapa funcionará, em termos estruturais, de modo distinto para as situações acima descritas é de extrema importância, dado que demonstra de modo expresso a necessidade de as considerar separadamente. Assim sendo, as verificações aos Estados Limites, quer de Utilização, quer Últimos, são feitas tanto para a fase construtiva, quando é a chapa o único elemento que resiste às ações atuantes, como para a fase definitiva, em que existe colaboração entre o betão e a chapa. A primeira situação deve ser verificada segundo as várias partes da EN 1993 com base nas sobrecargas previstas na EN 1991-1-6 (CEN, 2005), enquanto a segunda deve seguir os requisitos especificados na EN 1994 (CEN, 2007).

Do acima exposto conclui-se que, quando em fase de montagem e caso a chapa tenha sido para esse efeito dimensionada, é possível dispensar outro tipo de cofragem e, conseqüentemente, a necessidade de escoramento das mesmas, traduzindo-se numa economia global muito relevante (Carmona, 2009).

Existem três tipos de rotura possíveis para uma laje mista em fase definitiva: por flexão (plastificação da chapa), por corte longitudinal, e ainda por corte vertical, sucedendo que a por corte longitudinal é a mais dominante. Conseqüentemente, a eficácia da laje depende do grau de interação entre os materiais que a constituem, devendo as forças transversais ser transmitidas entre estes dois de modo apropriado. Tal pode ser obtido através da introdução de bossas na chapa perfilada, sendo que quanto mais profundas estas forem, ou seja, mais embebidas estiverem no betão, maior será o valor do esforço transversal resistente, quase independentemente do comprimento e forma da bossa. O valor recomendado para a profundidade das bossas, com vista à otimização do material, é 2,50 milímetros. Profundidades ou dimensões exageradas podem, no entanto, comprometer a contribuição da chapa perfilada para a resistência à flexão da laje mista (Makelainen e Sun, 1999).

Em termos de modelo estrutural, as lajes mistas possuem uma boa resposta em fase definitiva aos momentos positivos com configuração de um tramo simplesmente apoiado. No entanto, no caso de continuidade nos apoios, será necessário que esta também apresente resistência aos momentos negativos. Esta resistência pode ser conseguida através da introdução de armadura superior, sendo que não se deve desprezar também a contribuição da chapa, principalmente em aços com tensões de cedência elevadas (Lee et al, 2001).

### **1.3. Objetivos**

Esta dissertação tem como propósito último o desenvolvimento de uma nova geometria de chapa perfilada de altura igual a 120 milímetros, concebida e otimizada para cumprir o melhor possível os requisitos de duas aplicações estruturais distintas. Para tal é necessário encontrar um compromisso deliberado entre a utilização desta como chapa de revestimento, e como cofragem colaborante de laje mista, dado que o tipo de esforços no seu período de vida útil são consideravelmente distintos para cada situação, bem como a sua resposta estrutural aos mesmos.

Para a verificação deste dimensionamento é seguida a regulamentação europeia em vigor, sendo esta complementada, sempre que necessário, seja por omissão ou outro motivo, por pesquisa bibliográfica adicional.

Da elaboração de tabelas de cálculo direto para chapa de revestimento decorre a produção de uma ferramenta útil de projeto capaz de fornecer resultados fiáveis apenas com base no vão a vencer, na espessura desejada e nas ações aplicadas.

Estabelecem-se ainda as distâncias máximas entre escoramentos para a fase de montagem da chapa perfilada como cofragem colaborante de laje mista.

### **1.4. Organização**

Este trabalho encontra-se seccionado de modo a ser facilmente perceptível a abordagem de conceção, dimensionamento, e verificação de segurança realizadas. Assim sendo, inicia-se com a apresentação dos conceitos fundamentais dos elementos constituídos por chapas de aço enformado a frio e das lajes mistas, bem como das peculiaridades e fenómenos próprios destes. Subsequentemente mostra a geometria definida para o produto, fundamentando e justificando a mesma com base nas soluções atualmente comercializadas, condicionantes de produção e otimização económica. De seguida define com detalhe o cálculo das propriedades geométricas e estruturais do mesmo. Expõe ainda a verificação da segurança da chapa perfilada como cofragem colaborante para a fase de montagem de lajes mistas. Posteriormente demonstra os procedimentos de cálculo utilizados no desenvolvimento das tabelas de dimensionamento direto para a chapa perfilada como revestimento, assim como explicita os modelos estruturais assumidos, concluindo com a apresentação de propostas de desenvolvimentos futuros.

## 2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MATERIAL DA CHAPA PERFILADA

### 2.1. Generalidades

Procura-se neste capítulo explicitar as limitações e conclusões que determinam a forma final do produto concebido, bem como se tenta mostrar o processo iterativo e moroso que originou a geometria final. São adicionalmente feitas considerações importantes relativamente aos fenómenos estruturais expectáveis em chapas perfiladas e a sua relevância na resistência da mesmas.

A geometria final do produto desenvolvido resulta da ponderação cuidada e cautelosa de vários fatores de diferentes naturezas e ordens. Listam-se de seguida aqueles que se consideraram valer menção:

- *Marketing* empresarial;
- Eficiência estrutural;
- Economia.

O critério estrutural explica-se a si próprio: procurou-se tirar o máximo proveito da disposição dos elementos, tendo sempre presente em mente a dupla funcionalidade pretendida para a chapa perfilada. A eficiência estrutural está intimamente ligada à economia da solução: a otimização do material – ou seja, o menor consumo deste - que garanta as melhores propriedades resistentes possíveis. O *marketing* empresarial prende-se com a criação de uma imagem característica e facilmente reconhecível para a linha de produtos do fabricante. Por este motivo, teve-se também em conta os produtos já comercializados por esta metalomecânica, como sendo uma chapa perfilada para cofragem colaborante para laje mista com 60 milímetros de altura. Avaliando a geometria desse produto, procurou-se que este novo perfil com uma altura de 120 milímetros fosse facilmente associado ao anterior, através da partilha de algumas características geométricas.

É de sobremaneira relevante manter permanentemente presente que este é um produto requisitado pela indústria metalomecânica para preencher uma lacuna no mercado das soluções de laje mista e chapa perfilada. Assim sendo, é importante fazer uma caracterização geral das soluções oferecidas pelas empresas fabricantes destes produtos já existentes no mercado.

## 2.2. Análise das soluções disponíveis no mercado

Para fazer a devida caracterização das soluções para chapa perfilada existentes no mercado da construção metálica e mista, estudaram-se com detalhe os catálogos dos principais fabricantes internacionais deste tipo de produtos em aço enformado a frio, mencionando-se os seguintes: *Tata Steel, Arval-Arcelor Mittal, e SAB-Profiel*.

Verificou-se que a altura das soluções oferecidas para cofragem colaborante de laje mista se apresenta numa gama que oscila entre os 40 e os 100 milímetros, ou acima de 200 milímetros, praticamente não existindo produtos com alturas intermédias. Torna-se, então, clara a vantagem competitiva comercial que uma solução que possa suprir esta lacuna no mercado traz para o seu fabricante.

Adicionalmente ao preenchimento da lacuna do mercado das lajes mistas, a altura de 120 milímetros também permite a adaptação da chapa perfilada como revestimento de coberturas ou fachadas. Assim sendo, fica patente a versatilidade comercial e de produção que um mesmo produto oferece, apresentando-se em duas versões para uma mesma geometria: uma lisa e uma outra com bossas.

Verificou-se ainda pela consulta dos catálogos das empresas acima mencionadas a existência de vários tipos de secção de chapa perfilada. Na Figura 2.1 exemplificam-se dois tipos de perfil relativamente comuns, o “trapezoidal” e o “reentrante”:

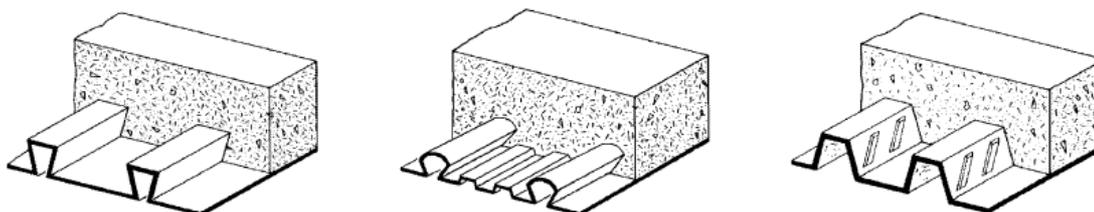


Figura 2.1 – Esquerda e centro: perfis reentrantes; À direita: perfil trapezoidal (adaptada de Crisinel et al, 2006)

As chapas de altura elevada, por vencerem vãos maiores, apresentam por norma um reforço no banzo superior. Este reforço pode apresentar várias formas. Importa lembrar que este reforço surge com múltiplos propósitos, como o de melhorar a conexão entre o aço e o betão, e também para garantir a eficácia de todo o banzo superior, conceito que se exporá e definirá no subcapítulo seguinte.

Estes produtos apresentam sempre bossas na alma também com o objetivo de melhorar a ligação entre os dois materiais da laje mista, surgindo em variadas formas, inclinações e profundidades.

### 2.3. Estudo prévio

As secções transversais de chapa perfilada, devido à sua esbelteza – quociente entre o comprimento de cada troço constituinte e a espessura – elevada, são propensas a apresentar fenómenos de instabilidade local. Segundo a NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010), consoante a capacidade de rotação de uma secção transversal e a capacidade para formar uma rótula plástica, as secções transversais dividem-se em quatro Classes. Esta classificação depende da esbelteza da secção, dos esforços atuantes, e da classe do aço. As secções transversais de chapas perfiladas caem inadvertidamente na Classe 4, que reúne as secções onde a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas não é atingida devido aos fenómenos de encurvadura local resultantes de compressão. No entanto, dada a elevada tensão de cedência que, regra geral, apresenta o aço enformado a frio, pode considerar-se que esta não representa um estado limite último, ou seja, que a encurvadura é elástica. A NP EN 1993-1-3 (CEN, 2004), em 6.2.2.4, prevê certas exceções que permitem avaliar estas secções do mesmo modo que se avaliaria outra secção que não apresente tendência para estes fenómenos. Tal pode ser feito, desde que a avaliação da resistência seja efetuada com base numa secção efetiva reduzida. A secção reduzida assume a supressão de certos troços da secção, ilustrados a preto na Figura 2.2, suscetíveis de encurvar localmente, fazendo com que as propriedades brutas obtidas através da geometria real sejam minoradas. As propriedades mecânicas determinadas serão, então, as propriedades efetivas da chapa, presumindo-se assim que esta atingirá a rotura após desenvolver toda a sua capacidade elástica (Simões, 2014).

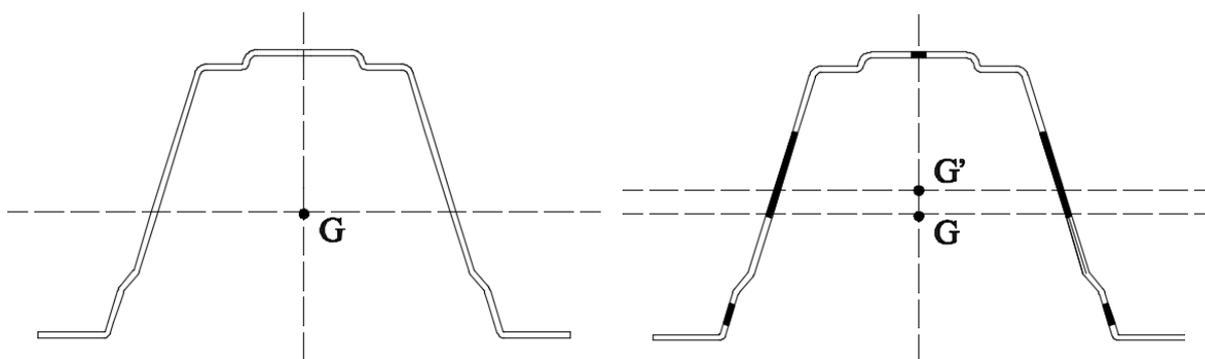


Figura 2.2 – Alteração da secção transversal de chapa perfilada com as propriedades efetivas

Pela exposição anteriormente efetuada, percebe-se rapidamente que estes fenómenos de instabilidade local são o critério condicionante da resistência da chapa perfilada na sua versão lisa, para utilização como revestimento.

Porém, é necessário avaliar também os aspetos geométricos próprios da chapa perfilada na sua versão como cofragem colaborante de laje mista. Os fenómenos de encurvadura local não serão tão condicionantes nesta versão, dado que se considera que a chapa perfilada e o betão trabalham solidariamente na fase definitiva, fazendo com que a posição do eixo neutro passe a estar mais elevada relativamente ao centro de gravidade.

Como já referido na introdução desta dissertação, há que garantir a devida conexão dos materiais constituintes da laje mista na fase definitiva desta. Tal faz-se através da introdução de bossas na alma e banzos da secção da chapa perfilada. Estas têm de garantir a resistência adequada à separação vertical e ao escorregamento horizontal da superfície de contacto entre o betão e o aço (Porter e Ekberg, 1976).

A capacidade resistente das lajes mistas encontra-se normalmente limitada pela sua resistência ao corte longitudinal, estando o seu comportamento controlado pelo mecanismo de conexão entre os materiais. Este modo de rotura caracteriza-se pela formação de uma fenda diagonal nas fibras de betão tracionadas nas zonas de maior esforço transversal, seguida de uma perda de ligação entre os dois materiais (Veljkovic, 1998). Verifica-se que para este tipo de rotura, um aumento ou diminuição da resistência ao corte longitudinal em 50% leva a um aumento ou diminuição, respetivamente, da capacidade de carga da laje mista até 40%. É, portanto, um modo de rotura ineficiente, dado que as suas cargas últimas de rotura estão longe das de flexão (An e Cerderwall, 1994).

As bossas são um elemento comumente utilizado para melhorar a resistência deste tipo de lajes ao corte longitudinal. A regulamentação europeia em vigor indica que a área da secção transversal em que estas estão presentes deve ser ignorada no cálculo das suas propriedades resistentes. No entanto, alguns modelos numéricos indicam que existe uma forte relação entre a área da bossa que pode ser considerada ativa e o rácio entre a profundidade desta e a espessura da chapa perfilada. Caso se considerasse parte da área da bossa no cálculo da capacidade resistente, esta poderia ver-se aumentada até à ordem de 15% (Mistakidis e Dimitriadis, 2008).

Verifica-se que o declive da bossa relativamente à alma é o parâmetro que mais afeta a resistência ao corte longitudinal. Uma variação de poucos graus provoca uma grande variação da força de corte, sendo tanto maior quanto mais vertical. No entanto, este ganho é alcançado através da perda de ductilidade do material, levando a uma rotura por escorregamento mais

frágil. Recomenda-se que este declive tome valores na casa dos  $65^\circ$  de modo a ter em conta esta ponderação (Figura 2.3). A inclinação da bossa relativamente ao plano horizontal da chapa tem também relevância. Na verdade, poucas vantagens se observam da inclinação das mesmas, sendo que modelos numéricos têm mostrado que a sua posição mais eficaz é perfeitamente vertical. A única desvantagem consiste no processo de fabrico, que se torna mais complexo. O ângulo da alma com o plano horizontal tem também influência na resistência ao corte longitudinal. Para chapas perfiladas trapezoidais, verifica-se que ângulos até aos  $80^\circ$  produzem uma otimização do material gasto face ao ganho de resistência, dado que quanto mais vertical forem as almas do perfil, mais aço este consome por metro de largura de chapa. A profundidade da bossa e a espessura da chapa mostram uma relação linearmente dependente com a força resistente de corte horizontal (Ferrer et al, 2006).

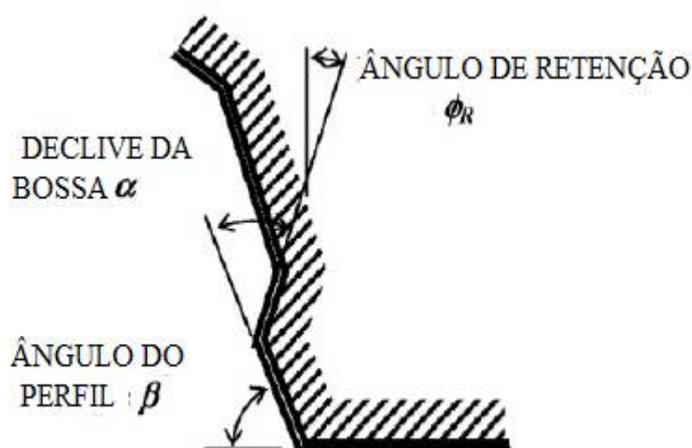


Figura 2.3 – Definição dos parâmetros geométricos característicos das bossas (adaptada de Ferrer et al, 2006)

## 2.4. Soluções propostas

Existem ainda limitações de ordem de produção industrial. A perfilagem das lâminas de aço enformado a frio requer “cassettes” que quinam comprimentos específicos. Neste caso, a metalomecânica para a qual se desenvolveu o produto apenas possui “cassettes” que quinam em comprimentos de 1250 e 1500 milímetros, pelo que o comprimento total da secção transversal tem necessariamente de ser um destes de modo a evitar desperdício de chapa, tendo já em atenção o comprimento de sobreposição necessário para evitar fuga de betão durante o processo construtivo, no caso de aplicação como chapa colaborante em lajes mistas.

Outra limitação que surge como balizadora de soluções é o próprio transporte do produto. Caso se optasse por uma secção transversal cujo reforço do banzo superior fosse reentrante, formando um ângulo obtuso, como exemplificado acima neste capítulo (Figura 2.1), tornar-se-ia mais difícil o transporte da chapa perfilada dado que este detalhe não permitiria o seu empilhamento. Assim sendo, é importante que o ângulo do reforço do banzo superior seja tal que permita com facilidade o encaixe e transporte simultâneo da chapa perfilada.

Após diversas iterações com variadas geometrias distintas numa primeira fase, definiram-se duas propostas geométricas base, que se designaram F1 (Figura 2.4) e F2 (Figura 2.5), onde ambas as representações estão cotadas em milímetros.



Figura 2.4 – Representação da geometria da proposta F1

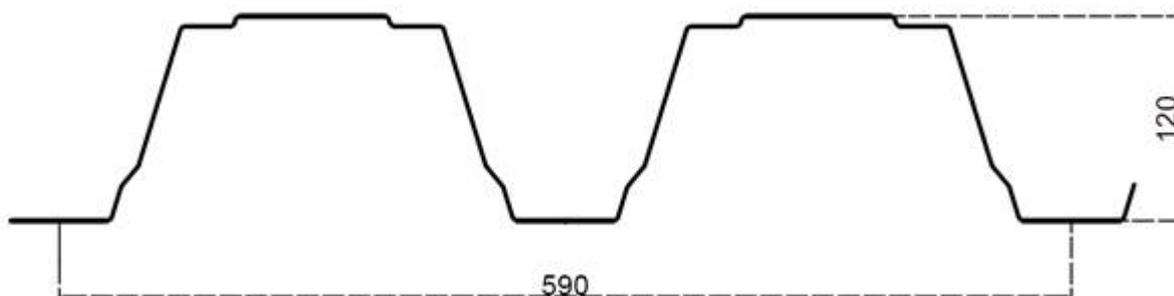


Figura 2.5 – Representação da geometria da proposta F2

Estas duas propostas apresentam em comum algumas características que resultaram da análise do estudo prévio. A primeira diz respeito à falta de simetria segundo um eixo horizontal. Caso este perfil tivesse sido pensado exclusivamente para ser utilizado como revestimento, quer de fachadas quer de coberturas, faria sentido que a secção fosse simétrica segundo o seu próprio plano, dado que a ação mais preponderante sobre este tipo de elementos é o vento, e este pode

provocar um efeito de pressão ou sucção indistintamente. No entanto, por se ter em linha de conta a necessidade de conjugar este aspeto com a resposta estrutural da chapa perfilada na versão de cofragem colaborante, solicitada principalmente à flexão positiva, os banzos foram considerados desiguais.

Dado a altura elevada da secção transversal do perfil, foi previsto um reforço na alma de modo a aumentar a área efetiva da mesma. Este reforço localiza-se mais próximo do banzo inferior para que, quando em fase definitiva da laje mista, o centro de gravidade da chapa se afaste do eixo neutro da secção mista e assim aumentar a contribuição da chapa para a resistência à flexão positiva.

## 2.5. Caracterização geométrica do produto final

Devido ao facto deste produto estar a ser desenvolvido no âmbito de uma colaboração com a indústria metalomecânica, a sua geometria plena não deve ser divulgada nesta dissertação por esta ser um documento cujo acesso é público. No entanto, tentar-se-á de seguida caracterizar o mais detalhadamente possível, tendo em conta a limitação da confidencialidade acima exposta, a geometria da chapa perfilada concebida, bem como as propriedades que dela derivam diretamente.

A geometria definida é semelhante à da proposta F1, composta por 3 nervuras. Os banzos superior e inferior são desiguais, sendo o banzo superior constituído por três troços, com dois reforços simetricamente posicionados. Foi concebido de modo a que o seu comprimento total perfaça aproximadamente 1250 milímetros, cobrindo um vão de 668,00 milímetros. Na figura Figura 2.6, cotada em milímetros, representa-se a secção transversal do produto, na versão lisa para aplicação como revestimento.

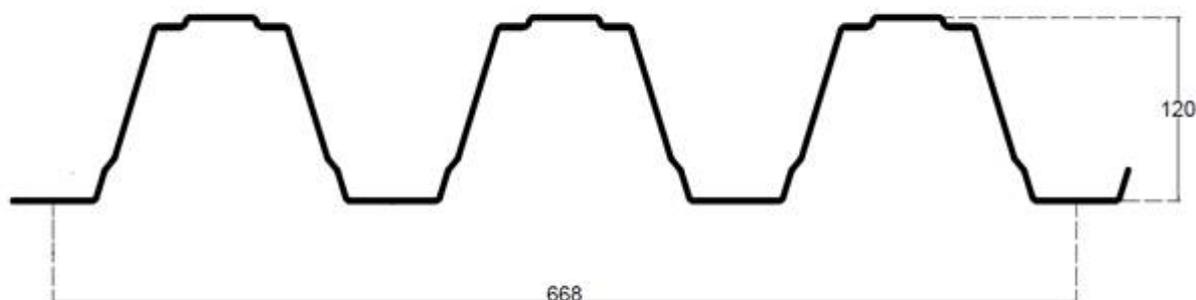


Figura 2.6 – Secção transversal da versão lisa do produto

A versão da chapa perfilada para aplicação como cofragem colaborante de laje mista difere apenas na inserção de bossas em zonas-chave da secção. As bossas inseridas apresentam uma inclinação, afastamento e profundidade que se considerou adequado com base no estudo prévio realizado (Figura 2.7). Estas bossas encontram-se essencialmente nas partes que não são efetivas para a chapa perfilada sujeita a flexão positiva, cuja determinação se poderá verificar no capítulo seguinte.

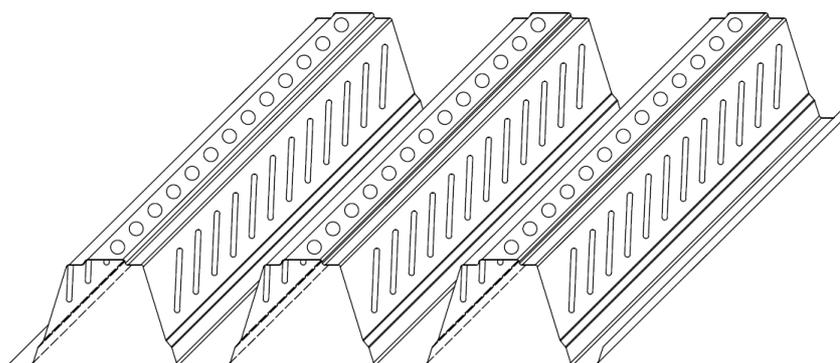


Figura 2.7 – Representação em perspetiva cavaleira da versão da chapa perfilada com bossas

Na Tabela 2.1 apresentam-se as propriedades brutas obtidas para a geometria definida, para cada espessura de chapa definida. A gama de espessuras foi definida em acordo com a metalomecânica, com base também já na gama de produtos por esta usados. É importante salientar que a espessura nominal não é a espessura do material em aço enformado a frio, contando com uma camada protetora contra a corrosão de galvanização com 0,20 milímetros de cada lado da lâmina de aço.

Tabela 2.1 – Propriedades brutas do produto

<b>Dimensões Geométricas</b>	<b>Espessura Nominal [mm]</b>	0,70	0,80	1,00	1,20
	<b>Altura [mm]</b>	120,00			
	<b>Largura unidade [mm]</b>	668,00			
<b>Propriedades Brutas</b>	<b>Área da Secção Transversal [mm<sup>2</sup>/nervura]</b>	274,59	313,81	392,27	470,72
	<b>Distância ao eixo neutro à face inferior [mm]</b>	62,58	62,64	62,78	62,91
	<b>Momento de Inércia Bruta [cm<sup>4</sup>/nervura]</b>	54,16	61,89	77,36	92,83
	<b>Momento de Inércia Bruta [cm<sup>4</sup>/metro linear]</b>	258,85	295,82	369,76	443,69

Estando a geometria da chapa plenamente definida, é possível calcular agora o peso próprio e a massa do produto para cada espessura de chapa (Tabela 2.2). O peso volúmico do aço foi consultado no Anexo A da NP EN 1991-1-1 (CEN, 2009), tendo sido considerado igual a 78,50 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 2.2 – Peso próprio e massa da chapa perfilada

<b>Espessura Nominal da Chapa [mm]</b>	<b>Espessura de Cálculo [mm]</b>	<b>Peso Próprio [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Massa [kg/m<sup>2</sup>]</b>
0,70	0,66	0,10	9,91
0,80	0,76	0,11	11,33
1,00	0,96	0,14	14,16
1,20	1,16	0,17	17,00

## 2.6. Caracterização mecânica do material

O aço enformado a frio apresenta-se normalmente em lâminas de reduzida espessura, variável entre 0,70 milímetros e 1,50 milímetros. A tensão nominal de cedência varia entre os 220 MPa e os 440 MPa, regra geral. Para esta dissertação assumiu-se que o aço da chapa perfilada é o 320GD, de acordo com a EN 10346 para chapas galvanizadas. Na Tabela 2.3 apresentam-se sucintamente as propriedades do aço considerado para o produto, com as unidades indicadas na coluna mais à direita.

Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas do aço utilizado

<b>Tensão nominal de cedência <math>f_{yb}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	320,00
<b>Tensão nominal última <math>f_u</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	390,00
<b>Módulo de Elasticidade <math>E</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	210000,00
<b>Coefficiente de Poisson <math>\nu</math></b>	0,30

## 3 PROPRIEDADES EFETIVAS DA CHAPA PERFILADA

### 3.1. Conceitos de base

Estando plenamente definida a geometria da chapa perfilada, há que proceder à determinação das suas propriedades mecânicas. Estas baseiam-se nas propriedades geométricas desta, bem como nas propriedades do material que a constitui.

A regulamentação em vigor que permite estabelecer a formulação necessária para a obtenção das propriedades efetivas para a secção transversal da chapa perfilada encontra-se nas EN 1993-1-3 (CEN, 2004) e NP EN 1993-1-5 (CEN, 2008). A primeira refere-se à generalidade de elementos em aço enformado a frio e a perfis, enquanto a segunda a elementos estruturais constituídos por placas. Como apoio à interpretação desta regulamentação recorreu-se ao *Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-3: of Cold-formed Steel Structures* (Dubina et al, 2012) e ao *TC7 TWG 7.5 Worked Examples According to EN 1993-1-3* (ECCS, 2008).

Os seguintes subcapítulos detalham os procedimentos utilizados na determinação destas propriedades, estando divididos por tipo de verificação. Apresenta-se a metodologia seguida, omitindo-se os resultados excetuando quando estes forem determinantes na lógica do cálculo.

No entanto, antes de iniciar o procedimento de cálculo, deve referir-se que a EN 1993-1-3 prevê em 5.2 que se verifiquem as proporções geométricas da secção transversal, de modo a garantir que a aplicabilidade da metodologia prescrita na norma. Caso estas condições não sejam cumpridas, deve recorrer-se a ensaios e outros testes para determinar a resistência efetiva da secção. As condições dizem respeito aos rácios largura-espessura de cada elemento da secção transversal. Confirmou-se que estes rácios se encontravam dentro dos limites estabelecidos para todas as espessuras de chapa previstas para esta geometria, tendo-se prosseguido com a metodologia presente nesta norma.

Uma das simplificações nela prevista, em 5.1, é a influência dos cantos arredondados no cálculo da resistência da secção transversal. A chapa perfilada adquire a sua forma através do processo de quinagem de uma lâmina de aço enformado a frio. Este processo define os ângulos entre os vários troços da chapa, com um dado raio de concordância entre estes. A norma presume que

se possa considerar ignorar estes raios, caso a proporção entre o raio dos cantos e o comprimento do menor elemento (excluindo reforços) seja inferior a 0,10, e que o rácio entre o raio dos cantos e a espessura da chapa seja inferior ou igual a 5,00. Verificou-se que o primeiro limite era ultrapassado para todas as espessuras de chapa definidas, pelo que foi necessário afetar de um coeficiente de redução as propriedades efetivas calculadas através da consideração de faces planas e cantos aguçados. Este coeficiente de redução encontra-se definido em 5.1(4) da EN 1993-1-3.

### 3.2. Resistência à flexão

Para a determinação das propriedades efetivas de resistência à flexão é primeiro necessário calcular a área efetiva do banzo superior. Seguindo o disposto em 4.4 da EN 1993-1-5, há que calcular a largura efetiva dos elementos internos comprimidos, ou seja, do banzo superior, que é constituído por dois troços e um reforço entre estes. De acordo com o quadro 4.1 da secção da norma supracitada, a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_p$  é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{t} \frac{1}{28,40\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (3.1)$$

onde  $t$  é a espessura do elemento,  $\bar{b}$  é a largura apropriada  $b_p$  (definida na Figura 5.1 da secção 5.2 da EN 1993-1-3) do banzo,  $\varepsilon$  é dado por  $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , e  $k_\sigma$  é o coeficiente de encurvadura correspondente à razão de tensões  $\psi$  e às condições de fronteira. Este coeficiente encontra-se definido no quadro 4.1, e para uma distribuição de tensões assumida como uniforme no banzo superior comprimido, onde, para  $\psi = 1,00$ ,  $k_\sigma$  terá o valor de 4,00. Caso a esbelteza normalizada seja inferior ou igual a 0,673, o coeficiente de redução  $\rho$  a aplicar à largura  $\bar{b}$  do banzo superior é igual à unidade. Conclui-se que tal situação não decorre para nenhum dos casos de espessura em cálculo, pelo que o coeficiente de redução é dado por:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,55(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,00, \quad \text{com } (3 + \psi) \geq 0 \quad (3.2)$$

Este coeficiente de redução é aplicado à largura do banzo superior para determinar a sua largura efetiva  $b_{eff}$ .

$$b_{eff} = \rho\bar{b} \quad (3.3)$$

Como se assumiu uma distribuição de tensões uniforme, as larguras efetivas  $b_{e1} = b_{e2}$  para cada zona mais extrema do banzo superior são:

$$b_{e1} = 0,50b_{eff} \quad (3.4)$$

Conclui-se assim o cálculo da largura efetiva do banzo superior comprimido para a atuação de um momento fletor positivo, estando a sua largura afeta de um parâmetro de redução  $\rho$ . Verifica-se, então, que nem toda a largura do troço interior do banzo pode ser considerada no cálculo da resistência, enquanto para o troço externo, por ter um comprimento menor, tal não sucede.

A análise seguinte, para terminar o estudo da zona do banzo, é ao reforço intermédio deste. Na secção 5.5.3.4.2 da EN 1993-1-3 encontra-se especificado como determinar a sua influência na totalidade do banzo. A área efetiva  $A_{pe}$  e a inércia do reforço  $I_{pe}$  são definidas, como mostrado na Figura 5.13 da norma, não apenas para o reforço em si, mas também para as partes do banzo que sejam efetivas junto a este. Essas mesmas partes terão os seguintes valores:  $0,50b_{eff}$ , e o mínimo entre  $0,50b_p$  e  $15t$ , respetivamente para cada um dos fatores. Assim sendo, entende-se facilmente a equação para a obtenção da área efetiva do reforço:

$$A_{pe} = (0,50b_{eff,1} + 0,50b_{eff,2} + b_s)t \quad (3.5)$$

onde  $b_{eff,1}$  e  $b_{eff,2}$  correspondem às partes efetivas de cada troço do banzo superior que são adjacentes ao reforço, e  $b_s$  é o comprimento deste. Notar que o comprimento efetivo do troço mais exterior do banzo será igual ao comprimento total deste, como já supramencionado.

Para calcular a inércia do reforço, há que estabelecer a distância do centro geométrico de cada elemento ao centro geométrico da secção formada pelo reforço e partes efetivas dos troços adjacentes do banzo. Tal permitirá estabelecer a posição do eixo neutro do reforço através do Teorema de Steiner (Negrão, 2006):

$$I_{pe} = \left( \sum l_{pe} z_{pe}^2 + \sum \frac{l_{pe} h_{pe}^2}{12} - \sum l_{pe} \left( \frac{\sum l_{pe} z_{pe}}{\sum l_{pe}} \right) \right) t \quad (3.6)$$

onde  $h_{pe}$  é a altura de cada elemento,  $z_{pe}$  é a distância do centro geométrico de cada elemento à linha média do troço interno do banzo superior, e  $l_{pe}$  o comprimento de cada elemento.

Para dois reforços de banzo simetricamente posicionados, a tensão crítica elástica de encurvadura é calculada a partir de:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,20k_w E}{A_{pe}} \sqrt{\frac{I_{pe} t^3}{8b_1^2 (3b_e - 4b_1)}} \quad (3.7)$$

com

$$b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s \quad (3.8)$$

$$b_1 = b_{p,1} + 0,50b_r \quad (3.9)$$

onde  $b_{p,1}$  e  $b_{p,2}$  são o comprimento real de cada troço do banzo e  $b_r$  o comprimento da projeção horizontal do reforço.  $k_w$  é um coeficiente que tem em conta a restrição parcial rotacional dos banzos pelos elementos que lhe são adjacentes. Para definir este coeficiente é necessário determinar o comprimento de encurvadura do banzo à compressão:

$$l_b = 3,65 \sqrt[4]{\frac{I_s b_1^2 (3b_e - 4b_1)}{t^3}} \quad (3.10)$$

e ainda o parâmetro  $k_{w0}$ :

$$k_{w0} = \sqrt{\frac{(2b_e + s_w)(3b_e - 4b_1)}{b_1(4b_e - 6b_1) + s_w(3b_e - 4b_1)}} \quad (3.11)$$

Quando a razão entre  $l_b$  e  $s_w$  – sendo este comprimento a altura inclinada do reforço – é igual ou superior a 2,00, o valor do coeficiente  $k_w$  toma o valor de  $k_{w0}$ . Em caso contrário, o coeficiente que tem em conta a restrição parcial rotacional dos banzos assume o valor:

$$k_w = k_{w0} - (k_{w0} - 1) \left[ \frac{2l_b}{s_w} - \left( \frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

Tendo em conta que a secção é simétrica segundo o eixo vertical, determina-se as suas propriedades efetivas para meia nervura por uma questão de simplificação e de redução da quantidade de cálculo. É necessário agora determinar a posição do eixo neutro quando o banzo superior e a alma são totalmente efetivos. Para esta iteração assume-se que todo o comprimento da alma será efetivo. A variável  $z$  é definida como a distância entre a linha média do banzo superior ao centro geométrico de cada elemento que compõem meia nervura da chapa perfilada: parte efetiva do banzo interior superior, reforço do banzo superior, parte efetiva do troço externo do banzo superior, troço superior da alma, reforço da alma, troço inferior da alma e banzo

inferior. Fazendo o somatório do produto de  $z$  pelo comprimento de cada elemento, obtém-se uma área que, ao ser dividida pelo somatório do comprimento de todos elementos, fornece o valor  $e_c$ . Este valor define a distância da linha média do banzo superior ao eixo neutro, pelo que para obter o valor  $e_t$  - correspondente à altura até à qual todas as fibras da chapa se encontram tracionadas relativamente ao banzo inferior – basta fazer a diferença relativamente à altura total da secção:

$$e_t = h - \frac{\sum l}{\sum lz} \quad (3.13)$$

onde  $h$  é a altura total da secção transversal da chapa perfilada e  $l$  representa o comprimento de cada elemento que a constitui.

O segundo passo é avaliar a alma da secção. De modo a determinar o seu comprimento efetivo para o cálculo do momento resistente da secção, seguiu-se o preconizado na EN 1993-1-3, 5.5.3.4.3, secção da norma que prevê almas com um reforço. Começa-se por proceder à definição da largura efetiva básica  $s_{eff,0}$  segundo a seguinte equação:

$$s_{eff,0} = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} f_{yb}}} \quad (3.14)$$

Como esta alma apresenta um reforço, calculam-se os fatores  $s_{eff,1}$ ,  $s_{eff,2}$ ,  $s_{eff,3}$  e  $s_{eff,n}$ , dependentes da geometria da alma:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} \quad (3.15)$$

$$s_{eff,2} = s_{eff,0} \left( \frac{1 + 0,50h_a}{e_c} \right) \quad (3.16)$$

$$s_{eff,3} = s_{eff,0} \left( \frac{1 + 0,50(h_a + h_{sa})}{e_c} \right) \quad (3.17)$$

$$s_{eff,n} = 1,50s_{eff,0} \quad (3.18)$$

onde os parâmetros geométricos dos quais dependem estão definidos na Figura 5.12 da EN 1993-1-3, que abaixo se apresenta (Figura 3.1).

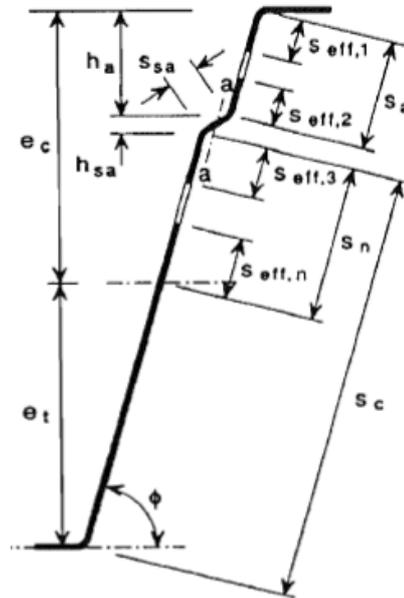


Figura 3.1 – Definição dos parâmetros geométricos para determinação da área efetiva da alma

Esta norma prevê a revisão destes valores numa segunda iteração, caso se verifique que a alma é toda efetiva. Esta revisão está sujeita às seguintes condições:

$$s_{eff,1} + s_{eff,2} \geq s_a \quad (3.19)$$

$$s_{eff,3} + s_{eff,n} \geq s_n \quad (3.20)$$

Nos casos em que se verifique que todo o elemento é efetivo, há que recalculer os fatores  $s_{eff,3}$  e  $s_{eff,n}$ :

$$s_{eff,3} = s_n \left( \frac{1 + \frac{0,50(h_a + h_{sa})}{e_c}}{2,50 + \frac{0,50(h_a + h_{sa})}{e_c}} \right) \quad (3.21)$$

$$s_{eff,n} = \frac{1,50s_n}{2,50 + \frac{0,50(h_a + h_{sa})}{e_c}} \quad (3.22)$$

É necessário calcular agora a tensão crítica elástica de encurvadura do reforço de alma, segundo a seguinte equação:

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,50k_f E \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)} \quad (3.23)$$

onde  $k_f$  é um coeficiente que reflete a restrição da rotação parcial da alma junto aos banzos, que se assume conservativamente igual à unidade.  $A_{sa}$  e  $I_s$  correspondem, respetivamente, à área efetiva e momento de inércia efetivo do reforço da alma. Estes são calculados com fatores diferentes, tendo em conta o representado na figura 5.15 da EN 1993-1-3 (Figura 3.2 e Figura 3.3).

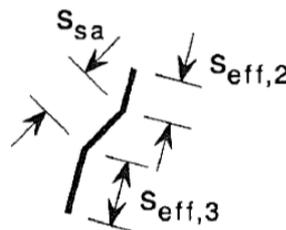


Figura 3.2 – Secção transversal para a determinação de  $A_{sa}$

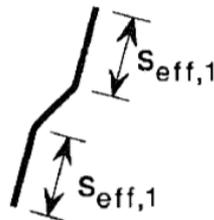


Figura 3.3 – Secção transversal para a determinação de  $I_s$

As dimensões  $s_1$  e  $s_2$  são dadas pelas seguintes equações, estando os parâmetros necessários à sua obtenção representados na Figura 3.4, correspondente também à figura 5.15 da norma:

$$s_1 = 0,90(s_a + s_{sa} + s_c) \quad (3.24)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,50s_{sa} \quad (3.25)$$

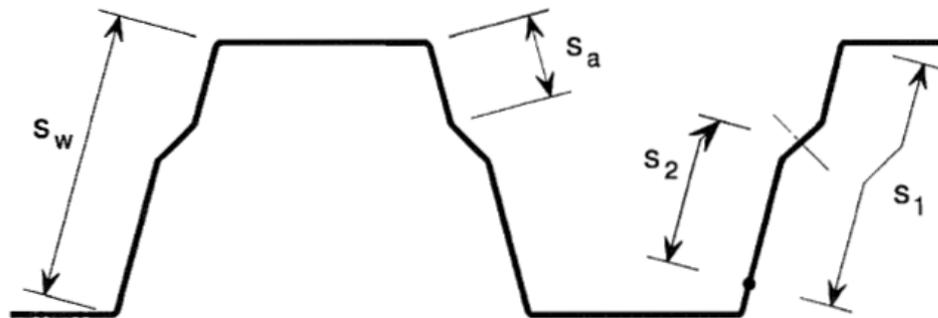


Figura 3.4 – Definição de parâmetros necessários ao cálculo da tensão crítica elástica de encurvadura do reforço da alma

O terceiro passo é agora prever a interação entre os banzos e a alma, como definido na secção 5.5.3.4.4. Esta consideração faz-se através do cálculo de uma tensão crítica elástica modificada que tem em ponderação as tensões críticas calculadas para ambos os reforços da alma e do banzo. Esta tensão modificada é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[ \beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]^4}} \quad (3.26)$$

onde o fator  $\beta_s$  é dado pela seguinte equação, considerado o perfil sujeito a flexão:

$$\beta_s = 1 - \frac{(h_a + 0,50h_{ha})}{e_c} \quad (3.27)$$

Estando os parâmetros geométricos necessários ao cálculo deste fator representados na Figura 3.1.

O quarto passo consiste na determinação da redução da resistência devido à encurvadura distorcional  $\chi_d$ , fator obtido a partir da esbelteza relativa  $\bar{\lambda}_d$ . Este procedimento encontra-se definido na secção 5.5.3.1.(7) da EN 1993-1-3. A esbelteza relativa é dada por:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,mod}}} \quad (3.28)$$

Estando este parâmetro devidamente determinado, o fator de redução  $\chi_d$  define-se segundo uma das três formulações seguintes:

$$1,00 \text{ se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (3.29)$$

$$1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \text{ se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \quad (3.30)$$

$$\frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \text{ se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \quad (3.31)$$

Este fator de redução é, então, multiplicado pela espessura de cálculo, sendo esta nova espessura reduzida aplicada a todas as partes não-efetivas dos vários elementos.

Aplicando novamente o Teorema de Steiner, rapidamente se conclui que a inércia da secção transversal é dada pela seguinte equação, onde  $e_c$ , que representa a distância das fibras mais comprimidas ao eixo neutro, é também dado por:

$$e_c = \frac{\sum \frac{Az}{t}}{\sum \frac{A}{t}} \quad (3.32)$$

$$I = t \left( \sum \frac{Az^2}{t} + \sum \frac{Ah^2}{12t} - \sum \frac{Ae_c^2}{t} \right) \quad (3.33)$$

O momento resistente de meia nervura é dado, então, pela seguinte equação já conhecida da resistência dos materiais:

$$M_{c,Rd}^{\frac{1}{2}nervura} = f_{yb} \frac{I}{e_c} \quad (3.34)$$

Para obter o momento resistente por metro de largura da chapa perfilada, é necessário fazer o produto do  $M_{c,Rd}^{\frac{1}{2}nervura}$  pela largura de meia nervura da chapa.

É importante salientar que este procedimento acima descrito teve de ser executado para duas posições da chapa: uma considerando a chapa perfilada na posição em que será colocada como

descrito no capítulo anterior, e uma outra posição que corresponde à sua colocação de modo espelhado horizontalmente. Assim será possível determinar as propriedades efetivas da secção transversal quando sujeito a flexão positiva e a flexão negativa, que serão necessariamente diferentes, como é possível verificar pelo anteriormente exposto.

### 3.3. Resistência ao corte vertical

Para a determinação da força de corte resistente da secção transversal da chapa perfilada recorreu-se de igual modo à EN 1993-1-3, 6.15. Esta é determinada através da seguinte equação:

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w}{\sin\phi} t f_{bv} \gamma_{M0} \quad (3.35)$$

onde  $h_w$  é a altura da alma entre as linhas médias dos banzos,  $\phi$  o ângulo formado entre a alma e o banzo, e  $f_{bv}$  é a resistência ao corte considerando encurvadura segundo a tabela 6.1 desta norma. Esta resistência é determinada com base na esbelteza relativa da alma, que, para almas com reforços longitudinais, é dada por:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34 f_{yb}}{k_\tau E}} \quad (3.36)$$

cujo valor mínimo é:

$$\bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (3.37)$$

e onde:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left( \frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.38)$$

$I_s$  é o momento de inércia do reforço individual da alma já calculado previamente na secção relativa à resistência à flexão segundo 5.5.3.4.3.(7),  $s_d$  é o comprimento do desenvolvimento total da alma e  $s_p$  é o comprimento do maior elemento plano desta, segundo o exposto na Figura 3.5, correspondente à figura 6.5 da EN 1993-1-3.

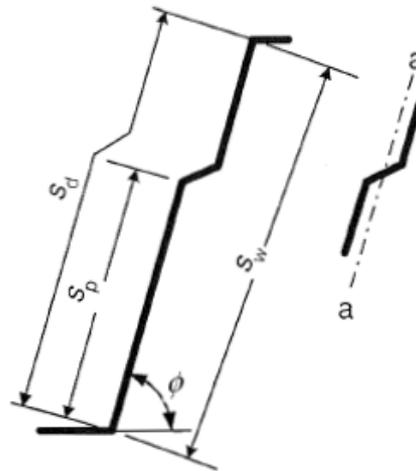


Figura 3.5 – Definição dos parâmetros geométricos necessários ao cálculo da esbelteza relativa da alma

O parâmetro  $f_{bv}$  é, então, dado em função da esbelteza normalizada segundo as seguintes condições para uma alma sem reforço no apoio:

$$0,58f_{yb} \text{ se } \bar{\lambda}_w \leq 0,83 \quad (3.39)$$

$$\frac{0,48f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} \text{ se } 0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40 \quad (3.40)$$

$$\frac{0,67f_{yb}}{\bar{\lambda}_w^2} \text{ se } \bar{\lambda}_w \geq 1,40 \quad (3.41)$$

Está-se agora em condições de calcular a força de corte resistente de uma alma segundo a expressão acima apresentada que, para ser dada por metro linear de chapa perfilada, deve ser multiplicada pelo número de almas presentes num metro – neste caso em particular, 9 almas, sendo  $V_{b,Rd}$  dado em kN/m.l..

### 3.4. Resistência a forças locais transversais

A determinação da força local transversal resistente, também conhecida por resistência ao esmagamento da alma, é efetuada segundo a secção 6.1.7.1 da EN 1993-1-3. De modo a evitar o esmagamento, deformação ou encurvadura da alma sujeita a forças transversais, a força transversal atuante  $F_{Ed}$  deve ser inferior à força local transversal resistente  $R_{w,Rd}$ .

O cálculo de  $R_{w,Rd}$ , para almas com reforços, deve ser executado segundo 6.1.7.4. Este pode ser determinado como se de uma alma sem reforços se trate, desde que seja multiplicado por um fator  $k_{a,s}$ , dado por:

$$k_{a,s} = 1,45 - \frac{0,05e_{m\acute{a}x}}{t} \quad (3.42)$$

Estando este fator limitado a:

$$k_{a,s} \leq 0,95 + \frac{35000t^2e_{m\acute{i}n}}{b_d^2s_p} \quad (3.43)$$

Esta simplificação só pode ser tida em conta caso a seguinte condição seja satisfeita:

$$2 < \frac{e_{m\acute{a}x}}{t} < 12 \quad (3.44)$$

Os fatores  $e_{m\acute{a}x}$  e  $e_{m\acute{i}n}$  correspondem às excentricidades do reforço relativamente à linha que une os pontos inicial e final da alma, como indicado na Figura 3.6, idêntica à presente na norma. Apesar destes fatores se manterem inalterados seja qual for o sentido em que a força é aplicada, a secção transversal não é simétrica segundo um eixo horizontal, pelo que os valores de  $s_p$  e  $b_d$  variam consoante a direção de atuação do carregamento.

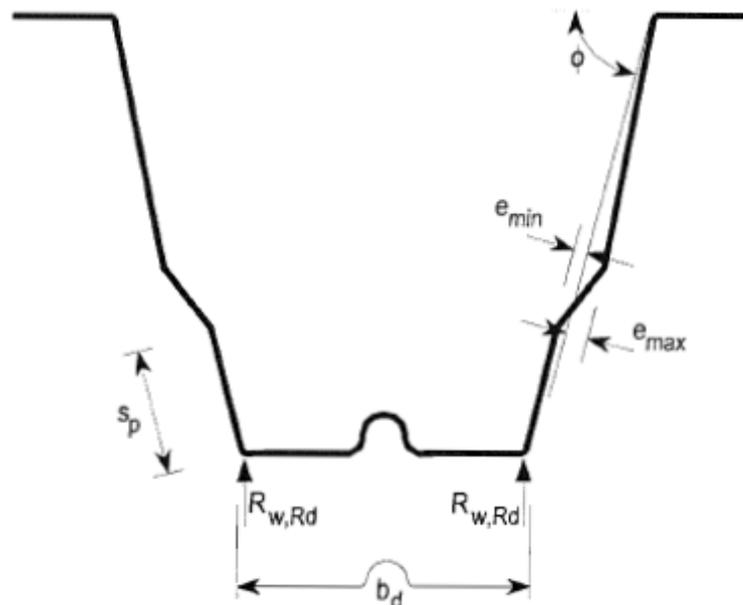


Figura 3.6 – Definição dos parâmetros geométricos necessários ao cálculo do fator  $k_{a,s}$

A secção 6.1.7.3 diz respeito a secções transversais com duas ou mais almas sem reforços, na qual se inclui a chapa perfilada. Para ser possível calcular a resistência local a forças transversais, a secção transversal deve cumprir os seguintes critérios de ordem geométrica:

$$\frac{r}{t} \leq 10,00 \quad (3.45)$$

$$\frac{h_w}{t} \leq 200 \sin \phi \quad (3.46)$$

$$45^\circ < \phi < 90^\circ \quad (3.47)$$

Adicionalmente a estes critérios, a distância do ponto de aplicação da carga a uma ponta livre deve ser pelo menos 40,00 milímetros, situação que se considerou verificada.

Como se consideram satisfeitas as condições explanadas anteriormente, a força local transversal resistente, por cada alma da secção transversal, é dada pela seguinte equação:

$$R_{w,Rd}^{alma \text{ s/ reforço}} = \frac{\alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \left( 1 - 0,10 \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left[ 0,50 + \sqrt{\frac{0,02 l_a}{t}} \right] \left( 2,40 + \left( \frac{\phi}{90} \right)^2 \right)}{\gamma_{M1}} \quad (3.48)$$

onde  $l_a$  representa o comprimento de carga efetivo e  $\alpha$  o coeficiente para cada categoria definida na cláusula (3) da secção supramencionada. O fator  $\alpha$  é definido para chapas perfiladas, sendo igual a 0,075 para a Categoria 1 e igual a 0,15 para a Categoria 2. A determinação do comprimento de carga efetivo requer um passo prévio, que é o cálculo do fator  $\beta_v$ , dado pelo quociente entre a diferença e a adição dos valores máximos e mínimos absolutos do esforço transversal atuante, tendo sido por isso considerado igual a 0, conservativamente. Tal implica que  $l_a$  é igual a 10,00 milímetros tanto para a Categoria 1, como para a Categoria 2.

Está-se agora em condições de calcular  $R_{w,Rd}$  de uma alma reforçada, fazendo o produto dos resultados obtidos através da equação supramencionada pelo fator  $k_{a,s}$ . Considerando que estas forças pontuais podem corresponder a trabalhadores aquando da instalação da chapa perfilada na obra, quer seja como revestimento quer como cofragem para laje mista, há que garantir que este valor é de ordem tal que não produza situações de risco iminente, como se pode verificar no seguinte subcapítulo na apresentação de resultados.

### 3.5. Sintetização das propriedades efetivas da chapa perfilada

Considerando-se devidamente explicado o processo de determinação das propriedades efetivas da chapa perfilada nos subcapítulos anteriores, procede-se agora à sua sintetização. As propriedades obtidas são dadas em função da espessura nominal da chapa - recordando-se, no entanto, que esta não foi a espessura utilizada no cálculo das propriedades, tendo-lhe sido subtraída a camada de galvanização – e em função da direção da atuação do carregamento, ou seja, em função do banzo sujeito a compressão.

As Tabela 3.1 e Tabela 3.2 sintetizam as propriedades efetivas da chapa perfilada quando são as fibras superiores e as fibras inferiores sujeitas a compressão, respetivamente.

Tabela 3.1 – Propriedades efetivas da chapa perfilada para o banzo superior em compressão

Espessura Nominal [mm]	Espessura de Cálculo [mm]	Banzo Superior em Compressão (+)				
		Momento Resistente [kN.m/m.l.]	Momento de Inércia [cm <sup>4</sup> /m.l.]	Área Transversal Efectiva [cm <sup>2</sup> /m.l.]	Resistência ao Corte [kN/m.l.]	Resistência ao Esmagamento da Alma [kN/m.l.]
0,70	0,66	5,31	127,87	7,09	34,03	6,61
0,80	0,76	6,79	158,44	8,60	50,89	8,95
1,00	0,96	10,90	231,87	13,28	99,31	15,16
1,20	1,16	14,30	297,79	16,02	156,99	22,84

Tabela 3.2 – Propriedades efetivas da chapa perfilada para o banzo inferior em compressão

Espessura Nominal [mm]	Espessura de Cálculo [mm]	Banzo Inferior em Compressão (-)				
		Momento Resistente [kN.m/m.l.]	Momento de Inércia [cm <sup>4</sup> /m.l.]	Área Transversal Efectiva [cm <sup>2</sup> /m.l.]	Resistência ao Corte [kN/m.l.]	Resistência ao Esmagamento da Alma [kN/m.l.]
0,70	0,66	5,94	143,25	7,71	32,98	5,89
0,80	0,76	7,46	175,29	9,09	48,62	7,71
1,00	0,96	11,08	247,90	11,93	92,88	12,10
1,20	1,16	15,13	324,97	14,86	150,68	17,52

## 4 ELABORAÇÃO DAS TABELAS DE CÁLCULO DIRETO PARA CHAPA PERFILADA COMO REVESTIMENTO

### 4.1. Introdução

Após a conceção e desenvolvimento da geometria da chapa perfilada e devida caracterização da mesma através do cálculo das suas propriedades efetivas, estão reunidas as condições necessárias para estabelecer e elaborar as tabelas de cálculo direto. Estas tabelas permitirão ao engenheiro projetista determinar, a partir dos valores da carga máxima característica aplicada à chapa de revestimento e do esquema estrutural pretendido, a espessura da mesma e o vão entre apoios. Ficará demonstrado durante a explicação do procedimento de cálculo as vantagens destas tabelas de cálculo direto para o engenheiro, dado a rapidez e processo conceptualmente simples que a sua utilização apresenta, evitando assim um grande e complexo volume de cálculos, característico da análise e dimensionamento de elementos metálicos com secção de classe 4. Um exemplo de aplicação prático é descrito para total compreensão da utilidade destas tabelas.

### 4.2. Procedimentos para a verificação da segurança estrutural

O que se pretende com a elaboração destas tabelas é estabelecer a carga máxima característica, ou seja, não-majorada e excluindo o peso próprio da chapa, que pode ser suportada para cada vão e para cada dada espessura da mesma. Há ainda que mencionar que os valores característicos desta carga  $q_c$  variarão para a mesma espessura de chapa, vão e modelo de apoio, conforme esta seja aplicada no sentido ascendente ou descendente. A carga considerada é uniformemente distribuída, atuando na direção normal ao plano horizontal da chapa quando observada em planta (Figura 4.1).

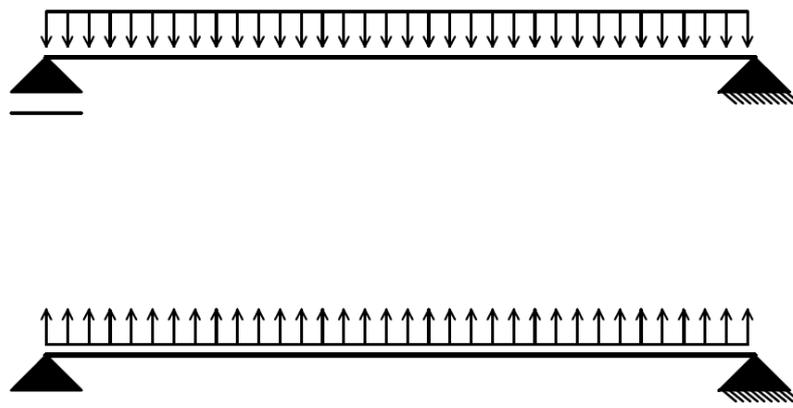


Figura 4.1 – Direção de aplicação das cargas

Tal acontece devido à variação das propriedades efetivas da chapa perfilada consoante sejam as fibras do banzo inferior ou as fibras do banzo superior a estarem sujeitas a compressão, como foi estudado e apresentado no capítulo anterior. O peso próprio da chapa também foi tido em conta nesta distinção entre o sentido de atuação da carga, dado que este afeta em magnitude a carga característica quando seja favorável, no caso do sentido ascendente, ou desfavorável, no sentido descendente, à segurança.

É importante estabelecer *a priori* a relevância que o modelo estrutural tem na elaboração das tabelas de cálculo direto. Para cada modelo, é necessário garantir que:

1. A deformação devida à combinação característica prevista na NP EN 1990 (CEN, 2009) para os Estados Limites de Utilização se encontra nos limites inferiores aos neste previsto;
2. A carga de rotura determinada para a combinação fundamental dos Estados Limites Últimos definida no NP EN 1990, quer esta ocorra por corte vertical ou flexão, é superior à carga de cálculo aplicada.

Assim sendo, há que definir claramente tais limites. Os Estados Limites Últimos (ULS) são os estados que estão associados, neste caso em particular, ao colapso global da estrutura. De acordo com a NP EN 1990, 6.4.3.2 (3), a combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias é a Combinação Fundamental, que de seguida se enuncia devidamente ajustada para a situação em estudo.

$$E_d = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

Como se pode concluir, esta combinação permitirá majorar os efeitos das ações sobre a estrutura.  $E_d$  é o valor de cálculo do efeito das ações,  $G_{k,j}$  o valor característico das ações permanentes,  $Q_{k,1}$  o valor característico da ação variável base, e  $Q_{k,i}$  o valor característico das restantes ações variáveis. Os parâmetros  $\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_{Q,1}$  e  $\gamma_{Q,i}$  são os coeficientes de segurança afetos a cada um dos tipos de ação previamente enunciados, segundo o disposto também nesta norma, no quadro A1.2(A) do Anexo Nacional. Tomam, respetivamente, os valores 1,35, 1,50 e 1,50, sempre que o seu efeito seja desfavorável, e 1,00, 0,00 e 0,00, sempre que o seu efeito seja favorável. O coeficiente de carga  $\psi_{0,i}$  foi conservativamente considerado igual à unidade, avaliando a gama de valores previsto no quadro A1.1 do Anexo Nacional da NP EN 1990:2009.

Os Estados Limites de Utilização, como regulamentado na NP EN 1990:2009, 6.5.3, podem ser avaliados através de uma das seguintes combinações de ações: característica, frequente e quase-permanente. Estas combinações avaliam as ações a que a estrutura está submetida ao longo do seu período de vida útil. A combinação quase-permanente utiliza-se, normalmente, para avaliar os efeitos a longo prazo das ações sobre a estrutura e sobre o aspeto da mesma. Por outro lado, a combinação frequente usa-se para estudar os estados limites reversíveis, sendo as ações variáveis reduzidas de um fator  $\psi_{2,i}$  e a ação variável base reduzida de  $\psi_{1,i}$ , ao contrário do que acontece para a quase-permanente, na qual todas as ações variáveis são igualmente reduzidas de  $\psi_{2,i}$ . Por fim, a combinação característica representa o efeito dos estados limites irreversíveis, sendo a mais condicionante, e por isso a escolhida para avaliar os deslocamentos sofridos pela chapa perfilada. Nesta combinação o valor das ações não se altera relativamente ao seu valor característico, dado que os coeficientes de segurança parcial e parâmetros de carga foram considerados iguais a 1,00, como se verifica na equação que a representa:

$$E_d = \sum_{j>1} G_{k,j} \gamma_{G,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Tendo em vista a futura comercialização do produto agora desenvolvido, foram considerados vãos entre os 1,00 metros e os 6,00 metros, com uma variação de 0,20 metros entre cada vão consecutivo. A gama de espessuras, como já referido anteriormente durante esta dissertação, apresenta os seguintes valores em milímetros: 0,70, 0,80, 1,00, e 1,20.

### 4.3. Deformação

Para a verificação dos Estados Limites de Utilização foram seguidos os limites impostos na NP EN 1993-1-1, quadro NA.I do Anexo Nacional. Considerou-se que a carga característica está condicionada pela deformação vertical máxima a meio vão do painel. Analisando o disposto no

quadro referido, fixou-se o limite de deformação máxima para carregamentos descendentes igual a  $\frac{L}{200}$  e para carregamentos ascendentes  $\frac{L}{150}$ , onde  $L$  representa a distância entre apoios.

$$\delta_{s,m\acute{a}x}^{ascendente} = \frac{L}{150} \quad (4.3)$$

$$\delta_{s,m\acute{a}x}^{descendente} = \frac{L}{200} \quad (4.4)$$

O limite para carregamentos ascendentes é menos conservativo por se considerar que esta deformação resulta da ação do vento sobre a estrutura. Na Tabela 3.1 apresentam-se então os valores máximos admissíveis para as flechas a meio vão da chapa perfilada:

Tabela 4.1 - Flecha máxima admissível a meio vão em milímetro

$\delta_{s,m\acute{a}x}^{ascendente} = \frac{L}{150}$		$\delta_{s,m\acute{a}x}^{descendente} = \frac{L}{200}$	
Vão [m]	$\delta_{s,m\acute{a}x}$ [mm]	Vão [m]	$\delta_{s,m\acute{a}x}$ [mm]
1,00	6,67	1,00	5,00
1,20	8,00	1,20	6,00
1,40	9,33	1,40	7,00
1,60	10,67	1,60	8,00
1,80	12,00	1,80	9,00
2,00	13,33	2,00	10,00
2,20	14,67	2,20	11,00
2,40	16,00	2,40	12,00
2,60	17,33	2,60	13,00
2,80	18,67	2,80	14,00
3,00	20,00	3,00	15,00
3,20	21,33	3,20	16,00
3,40	22,67	3,40	17,00
3,60	24,00	3,60	18,00
3,80	25,33	3,80	19,00
4,00	26,67	4,00	20,00
4,20	28,00	4,20	21,00
4,40	29,33	4,40	22,00
4,60	30,67	4,60	23,00
4,80	32,00	4,80	24,00
5,00	33,33	5,00	25,00
5,20	34,67	5,20	26,00
5,40	36,00	5,40	27,00
5,60	37,33	5,60	28,00
5,80	38,67	5,80	29,00
6,00	40,00	6,00	30,00

São várias as metodologias possíveis para o cálculo da deformação em estruturas, as seguintes valendo menção pela sua rápida aplicabilidade: Método da Integração da Linha Elástica, Teoremas de Mohr, e Método da Viga Conjugada. O primeiro apresenta vantagens quando se pretende determinar a posição da secção de deslocamento máximo através da definição da equação da deformada, enquanto os seguintes são normalmente utilizados para deformações localizadas por serem mais simples. Estes três métodos produzem resultados iguais, dado que todos se baseiam na aproximação simplificativa do cálculo do deslocamento a partir da expressão de curvatura da peça, que implica que se despreze a influência do esforço transversal e que se assuma que as rotações da peça são infinitesimais, ou seja, a secção transversal da peça mantém-se reta após deformação (Dias da Silva, 2013).

Recorrendo ao *Steel Construction Manual* do American Institute of Steel Construction (AISC), que apresenta tabelas com casos-tipo já previamente resolvidos e devidamente estudados de estruturas com vários graus de hiperstaticidade e carregamentos, obtiveram-se os esforços de dimensionamento e valores de deformação vertical máxima para cada uma das três tipologias definidas para a chapa perfilada definidas a seguir.

Para a elaboração das tabelas de cálculo direto foram considerados três diferentes modelos estruturais:

- Estrutura isostática (simplesmente apoiada – dois apoios);
- Estrutura uma vez hiperestática (dois vãos iguais – três apoios);
- Estrutura duas vezes hiperestática (três vãos iguais – quatro apoios).

Explorar-se-á de seguida cada modelo, apresentando-se também os valores característicos de carga que provocam a deformação vertical máxima admissível a meio vão.

Antes de proceder ao cálculo destes valores, é relevante mencionar que o valor do momento de inércia a utilizar no cálculo da deformação pode ser superior ao momento de inércia da secção efetiva, cuja determinação foi detalhada no capítulo anterior. De acordo com o disposto na secção 7 da EN 1993-1-3, este valor  $I_{fic}$  pode, para os Estados Limites de Utilização, ser calculado alternativamente através da interpolação entre o momento de inércia da secção bruta  $I_{gr}$  e o momento de inércia da secção efetiva  $I_{eff}$  segundo a seguinte equação:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff}) \quad (4.5)$$

onde  $\sigma$  é a tensão de cedência do aço,  $\sigma_{gr}$  é a tensão de compressão máxima para SLS baseada na secção bruta, e  $I(\sigma)_{eff}$  o momento de inércia efetivo calculado tendo em conta uma tensão

instalada máxima superior a  $\sigma_{gr}$ . Tal interpolação tem duas implicações consequentes entre si: a primeira é o aumento do valor da carga característica suportada pela chapa perfilada para os SLS de deformação, dado que os valores de  $I_{fic}$  determinados serão sempre iguais ou superiores a  $I_{eff}$ ; a segunda é a necessidade de usar um processo iterativo para a sua obtenção. Os valores de partida considerados para a carga característica foram obtidos admitindo as propriedades efetivas da secção. O processo iterativo inicia-se, então, calculando o momento máximo provocado por esta carga na secção, tendo-se definido para esse efeito que este é igual a  $\frac{pl^2}{8}$ , correspondente ao valor máximo a meio vão para uma estrutura isostática, como se mencionará de novo adiante neste capítulo. Há que fazer uma interrupção na descrição do processo iterativo para fazer notar que, caso se entendesse ser absolutamente minucioso, o momento máximo deveria ser calculado para os três modelos estruturais considerados, no entanto, por este representar o maior valor instalado de entre os três para o mesmo vão, opta-se por incorrer neste pequeno erro, estando-se do lado da segurança. Estando determinado o momento fletor máximo instalado na secção, a tensão de compressão máxima nas fibras mais comprimidas é:

$$\sigma_{gr} = \sigma_{instalada} = \frac{M}{I(\sigma)_{eff}} d \quad (4.6)$$

onde  $d$  representa a distância às fibras mais comprimidas e  $I(\sigma)_{eff}$  é, numa primeira iteração, considerado igual ao momento de inércia efetivo. Está-se agora em condições de calcular o quociente entre a tensão instalada e a tensão de cedência, tendo-se, então, todos os dados necessários para a aplicação da equação (4.5). Os valores de  $I_{fic}$  obtidos são dados em função do vão, da espessura, e da direção de aplicação da carga. Com estes valores para o momento de inércia obtém-se novos valores de cargas máximas e de deformação segundo o descrito no seguinte subcapítulo. A partir deste momento entra-se no processo de iteração, que se parou quando atingido o critério de convergência correspondente a 15 iterações. Este foi definido como o quociente entre  $\left(\left(\frac{\sigma_{gr}}{\sigma}\right)_i - \left(\frac{\sigma_{gr}}{\sigma}\right)_{i-1}\right) e \left(\frac{\sigma_{gr}}{\sigma}\right)_i$ , tendo este erro de ser inferior a 1,00%.

A consideração deste processo iterativo permitiu um aumento significativo das cargas máximas admitidas para os Estados Limites de Utilização.

#### 4.3.1. Estrutura isostática

Para este modelo estrutural considerou-se que a chapa se encontrava apoiada através de um apoio simples, estando impedido o seu movimento na direção perpendicular ao plano da mesma, e de um duplo, onde apenas a rotação se encontra desbloqueada. A carga considerada é vertical e uniformemente distribuída, pelo que as reações horizontais no apoio duplo serão nulas (Figura 4.2).



Figura 4.2 – Representação do modelo estrutural da chapa simplesmente apoiada

A equação que fornece o valor máximo do deslocamento vertical a meio vão de uma estrutura simplesmente apoiada é:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (4.7)$$

onde  $L$  é o vão entre apoios,  $E$  o módulo de elasticidade e  $I$  o momento de inércia calculado através de um processo iterativo para os SLS.

Como se pretende encontrar a carga característica é preciso, antes de mais, decompor esta na parcela da carga correspondente ao peso próprio e à sobrecarga característica, e de seguida trabalhar a equação de modo a estar ficar em função desta última. É importante ainda referir que, de acordo com o que já foi dito anteriormente, conforme a direção do carregamento o momento de inércia irá variar. Como  $q = q_c \pm PP$ , onde a parcela do peso própria será positiva quando a sobrecarga atuar no sentido oposto à da ação da força gravítica, e negativa quando estas atuarem no mesmo sentido:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{(q_c \pm PP)L^4}{EI} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \delta \frac{384 EI}{5 L^4} \leftrightarrow q_c = \delta \frac{384 EI}{5 L^4} \pm PP \quad (4.8)$$

A partir deste momento, fazendo variar o vão e as propriedades da chapa consoante a sua espessura é possível produzir uma tabela (Tabela 4.2) com os valores de carga admissível (não-majorada) em  $\text{kN/m}^2$  que provocam a deformação admissível da chapa. **(D)** e **(A)** representam, respetivamente, a aplicação da carga no sentido descendente e no sentido ascendente.

Tabela 4.2 – Sobrecarga em kN/m<sup>2</sup> que provoca deformação máxima

2 APOIOS	Espessura [mm]	0,70		0,80		1,00		1,20	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão [m]	1,00	105,89	154,12	127,65	188,59	186,84	266,68	239,97	349,58
	1,20	73,54	154,06	83,95	114,61	108,07	154,39	138,80	202,37
	1,40	54,03	99,93	61,68	84,20	76,93	97,27	92,12	127,50
	1,60	41,28	67,64	47,13	64,28	58,80	65,21	70,43	85,47
	1,80	32,11	47,71	36,67	49,81	45,78	51,05	54,87	61,40
	2,00	24,88	34,85	28,42	38,41	35,51	41,24	42,59	49,62
	2,20	19,20	26,22	21,94	29,58	27,42	33,64	32,89	40,48
	2,40	14,92	20,23	17,05	23,01	21,31	27,38	25,57	32,93
	2,60	11,76	15,93	13,44	18,18	16,79	22,21	20,15	26,69
	2,80	9,41	12,78	10,75	14,59	13,43	18,06	16,12	21,68
	3,00	7,63	10,41	8,72	11,89	10,90	14,79	13,08	17,76
	3,20	6,27	8,59	7,17	9,82	8,96	12,25	10,75	14,70
	3,40	5,21	7,18	5,96	8,20	7,45	10,24	8,94	12,29
	3,60	4,38	6,06	5,00	6,93	6,25	8,66	7,50	10,39
	3,80	3,71	5,17	4,24	5,91	5,30	7,38	6,35	8,86
	4,00	3,16	4,45	3,62	5,08	4,52	6,35	5,42	7,62
	4,20	2,72	3,85	3,11	4,40	3,89	5,50	4,66	6,61
	4,40	2,35	3,36	2,69	3,85	3,36	4,81	4,03	5,77
	4,60	2,05	2,96	2,34	3,38	2,92	4,22	3,51	5,07
	4,80	1,79	2,61	2,05	2,99	2,56	3,73	3,07	4,48
5,00	1,57	2,32	1,80	2,66	2,25	3,32	2,70	3,98	
5,20	1,39	2,08	1,59	2,37	1,98	2,97	2,38	3,56	
5,40	1,23	1,86	1,40	2,13	1,75	2,66	2,11	3,20	
5,60	1,09	1,68	1,25	1,92	1,56	2,40	1,87	2,88	
5,80	0,97	1,52	1,11	1,74	1,39	2,18	1,67	2,61	
6,00	0,87	1,39	0,99	1,58	1,24	1,98	1,49	2,38	

#### 4.3.2. Estrutura uma vez hiperestática

Para este modelo estrutural considerou-se que a chapa se encontrava apoiada em três pontos, definindo vãos simétricos (Figura 4.3).

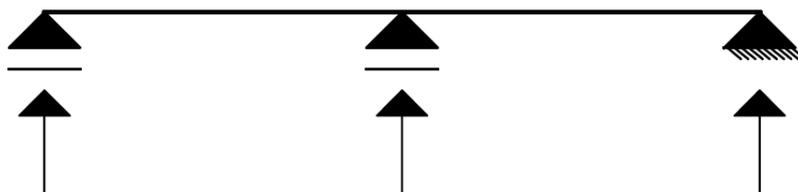


Figura 4.3 – Representação do modelo estrutural da chapa uma vez hiperestática

A equação que fornece o valor máximo do deslocamento vertical de um dos tramos de uma estrutura uma vez hiperestática com dois vãos simétricos, rigidez de flexão constante e sujeita a um carregamento uniforme em toda a sua extensão é:

$$\delta = \frac{1}{185} \frac{qL^4}{EI} \quad (4.9)$$

De modo idêntico ao que se fez anteriormente para o modelo estrutural isostático, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em kN/m<sup>2</sup>, podendo gerar-se uma tabela em tudo semelhante à anteriormente apresentada.

$$\delta = \frac{1}{185} \frac{(q_c \pm PP)L^4}{EI} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \delta \frac{185 EI}{1 L^4} \leftrightarrow q_c = \delta \frac{185 EI}{\delta L^4} \pm PP \quad (4.10)$$

### 4.3.3. Estrutura duas vezes hiperestática

Para este modelo estrutural considerou-se que a chapa se encontrava apoiada em quatro pontos, criando três vãos iguais (Figura 4.4). A lógica aplicada anteriormente continua a ser válida para a distribuição estaticamente admissível de esforços internos.

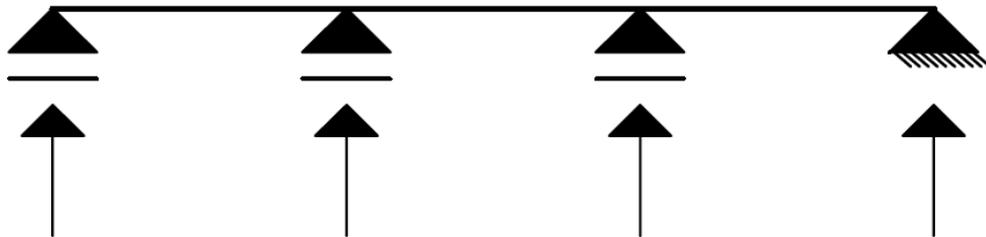


Figura 4.4 – Representação do modelo estrutural da chapa duas vezes hiperestática

A equação que fornece o valor máximo do deslocamento vertical máximo de um dos tramos de uma estrutura duas vezes hiperestática com três vãos iguais, rigidez de flexão constante e sujeito a uma carga uniformemente distribuída aplicada em todos os tramos é:

$$\delta = \frac{0.0069qL^4}{EI} \quad (4.11)$$

De modo idêntico ao que se fez anteriormente para os modelos estruturais isostático e uma vez hiperestático, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica

máxima admissível, expressa em  $\text{kN/m}^2$ , podendo gerar-se uma tabela em tudo semelhante à anteriormente apresentada.

$$\delta = \frac{0.0069(q_c \pm PP)L^4}{EI} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \delta \frac{EI}{0.0069L^4} \leftrightarrow q_c = \delta \frac{EI}{0.0069L^4} \pm PP \quad (4.12)$$

#### 4.4. Esforço transverso

Para a verificação da resistência da chapa perfilada ao esforço transverso para os Estados Limites Últimos é necessário calcular a carga não-majorada que leva a estrutura ao colapso por corte vertical:

$$V_{b,Rd} > V_{b,Ed} \quad (4.13)$$

onde  $V_{b,Rd}$  é o esforço transverso resistente e  $V_{b,Ed}$  o esforço transverso atuante.

Tendo em conta que a carga não-majorada varia não só em função do vão e das propriedades de cada espessura mas também para cada modelo estrutural, nos próximos subcapítulos mostrar-se-á como obter a sobrecarga de colapso por corte vertical para cada um. Para a determinação de esforços internos em estruturas hiperestáticas de comportamento elástico-linear existem vários métodos possíveis. Os métodos mais comumente disseminados são o Método dos Deslocamentos e o Método das Forças, que estabelecem as condições da compatibilização de deformações. Por outro lado existem os Teoremas de Energia, dos quais importa ressaltar o Teorema dos Trabalhos Virtuais (Dias da Silva, 2013).

A resistência ao corte vertical foi previamente calculada aquando da determinação das propriedades efetivas da chapa perfilada, variando em função da espessura e da direção de atuação das ações verticais, bem como do seu vão. Esta foi determinada em  $\text{kN}$  por metro linear, levando a que para obter o valor de resistência para cada vão seja apenas necessário fazer o produto entre este e o próprio valor do vão. A tabela abaixo (Tabela 4.3) volta a apresentar estes valores limites em função da espessura da chapa em milímetros, tanto para carregamentos ascendentes – banzo inferior em compressão, como para carregamentos descendentes – banzo superior em compressão

Tabela 4.3 – Valores do esforço transversal resistente em kN/m.l

$V_{b,Rd}^{ascendente}$ [kN/m.l.]			
0,70	0,80	1,00	1,20
32,98	48,62	92,88	150,68

$V_{b,Rd}^{descendente}$ [kN/m.l.]			
0,70	0,80	1,00	1,20
34,03	50,89	99,31	159,99

#### 4.4.1. Estrutura isostática

A equação que define o valor máximo do esforço transversal, que ocorre sobre os apoios e é igual em intensidade à reação nestes, numa estrutura do tipo viga simplesmente apoiada, é a seguinte:

$$V_{b,sd} = \frac{qL}{2} \quad (4.14)$$

onde  $L$  é o vão entre apoios e  $q$  a carga vertical uniformemente distribuída a aplicar.

De modo idêntico ao que se fez anteriormente para a deformação, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em kN/m<sup>2</sup>, trabalhando a equação anterior de modo a ficar em função de  $q$ . Importante notar que os coeficientes de segurança parcial necessitam agora de ser inseridos, dado que se está a considerar Estados Limites Últimos.

$$\begin{aligned}
 V_{b,sd} = \frac{qL}{2} &\leftrightarrow q = \frac{2V_{b,sd}}{L} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \frac{2V_{b,sd}}{L} \leftrightarrow (1,50q_c \pm 1,35PP) \\
 &= \frac{2V_{b,sd}}{L} \leftrightarrow 1,50q_c = \frac{2V_{b,sd}}{L} \pm 1,35PP \\
 &\leftrightarrow q_c = \frac{\left(\frac{2V_{b,sd}}{L} \pm 1,35PP\right)}{1,50}
 \end{aligned} \quad (4.15)$$

Mais uma vez a parcela do peso própria será positiva quando a sobrecarga atuar no sentido oposto à da ação da força gravítica, e negativa quando estas atuarem no mesmo sentido.

A partir deste momento, fazendo variar o vão e as propriedades da chapa consoante a sua espessura é possível produzir uma tabela (Tabela 4.4) com os valores de carga admissível (não-majorada) em kN/m<sup>2</sup> que levam a chapa à rotura por corte vertical.

Tabela 4.4 – Sobrecarga em  $\text{kN/m}^2$  que provoca rotura por corte vertical

2 APOIOS	Espessura [mm]	0,70		0,80		1,00		1,20	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão [m]	1,00	45,28	44,05	67,76	64,92	132,29	123,94	209,17	201,04
	1,20	37,72	36,72	56,45	54,11	110,22	103,30	174,28	167,56
	1,40	32,32	31,49	48,37	46,39	94,46	88,56	149,36	143,64
	1,60	28,27	27,56	42,31	40,60	82,64	77,50	130,67	125,70
	1,80	25,12	24,51	37,60	36,10	73,44	68,90	116,14	111,75
	2,00	22,60	22,06	33,83	32,50	66,08	62,02	104,51	100,58
	2,20	20,53	20,06	30,74	29,55	60,06	56,40	94,99	91,45
	2,40	18,82	18,40	28,17	27,10	55,05	51,71	87,07	83,84
	2,60	17,36	16,99	26,00	25,02	50,80	47,74	80,36	77,40
	2,80	16,12	15,78	24,13	23,24	47,17	44,33	74,61	71,88
	3,00	15,04	14,73	22,52	21,70	44,01	41,39	69,62	67,10
	3,20	14,09	13,82	21,11	20,35	41,26	38,81	65,26	62,91
	3,40	13,26	13,01	19,86	19,15	38,82	36,53	61,41	59,22
	3,60	12,51	12,29	18,75	18,09	36,66	34,51	57,99	55,94
	3,80	11,85	11,65	17,76	17,15	34,72	32,70	54,93	53,00
	4,00	11,25	11,07	16,86	16,29	32,98	31,07	52,18	50,36
	4,20	10,71	10,55	16,06	15,52	31,40	29,59	49,69	47,96
	4,40	10,22	10,07	15,32	14,82	29,97	28,25	47,42	45,79
	4,60	9,78	9,63	14,65	14,18	28,66	27,03	45,35	43,80
	4,80	9,36	9,24	14,04	13,59	27,46	25,91	43,46	41,98
5,00	8,99	8,87	13,47	13,05	26,36	24,87	41,71	40,31	
5,20	8,64	8,53	12,95	12,55	25,34	23,92	40,10	38,76	
5,40	8,31	8,22	12,47	12,09	24,40	23,04	38,61	37,33	
5,60	8,01	7,93	12,02	11,66	23,52	22,22	37,23	36,01	
5,80	7,73	7,66	11,60	11,26	22,71	21,46	35,94	34,77	
6,00	7,47	7,40	11,21	10,89	21,94	20,75	34,74	33,61	

#### 4.4.2. Estrutura uma vez hiperestática

A equação que define o valor máximo do esforço transversal que, para uma estrutura uma vez hiperestática com dois vãos simétricos, ocorre no apoio central, é dada por:

$$V_{b,Ed} = \frac{5qL}{8} \quad (4.16)$$

De modo idêntico ao que se fez anteriormente, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em  $\text{kN/m}^2$ , gerando uma tabela em tudo semelhante à acima apresentada.

$$\begin{aligned} V_{b,Ed} = \frac{5qL}{8} \leftrightarrow q = \frac{8V_{b,Ed}}{5L} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \frac{8V_{b,Ed}}{5L} \leftrightarrow (1,50q_c \pm 1,35PP) \\ = \frac{8V_{b,Ed}}{5L} \leftrightarrow 1,50q_c = \frac{8V_{b,Ed}}{5L} \pm 1,35PP \\ \leftrightarrow q_c = \frac{\left(\frac{8V_{b,Ed}}{5L} \pm 1,35PP\right)}{1,50} \end{aligned} \quad (4.17)$$

#### 4.4.3. Estrutura duas vezes hiperestática

A equação que define o valor máximo do esforço transversal um modelo estrutural em que se considera que a chapa se encontra apoiada em quatro pontos, criando três vãos iguais, é dada por:

$$V_{b,Ed} = 0,60qL \quad (4.18)$$

De modo idêntico ao que se fez anteriormente, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em  $\text{kN/m}^2$ , gerando uma tabela em tudo semelhante à acima apresentada.

$$\begin{aligned} V_{b,Ed} = 0,60qL \leftrightarrow q = \frac{V_{b,Ed}}{0,60L} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \frac{V_{b,Ed}}{0,60L} \leftrightarrow (1,50q_c \pm 1,35PP) \\ = \frac{V_{b,Ed}}{0,60L} \leftrightarrow 1,50q_c = \frac{V_{b,Ed}}{0,60L} \pm 1,35PP \leftrightarrow q_c = \frac{\left(\frac{V_{b,Ed}}{0,60L} \pm 1,35PP\right)}{1,50} \end{aligned} \quad (4.19)$$

#### 4.5. Momento fletor

Para a verificação da resistência da chapa perfilada ao momento fletor para os Estados Limites Últimos é necessário calcular a carga não-majorada que leva a estrutura ao colapso por rotura por plastificação da secção:

$$M_{Rd} > M_{Ed} \quad (4.20)$$

onde  $M_{Rd}$  é o momento fletor resistente e  $M_{Ed}$  o momento fletor atuante.

De modo em tudo idêntico ao apresentado para o cálculo da carga não-majorada que corresponde à rotura por corte vertical por efeito do esforço transversal, estabelece-se a mesma analogia para o momento fletor.

O momento fletor resistente foi previamente calculado aquando da determinação das propriedades efetivas da chapa perfilada, variando em função da espessura e da direção de atuação das ações verticais. A tabela abaixo (Tabela 4.5) volta a apresentar estes valores limites em função da espessura da chapa em milímetros, tanto para carregamentos ascendentes – banzo inferior em compressão, como para carregamentos descendentes – banzo superior em compressão:

Tabela 4.5 – Valores do momento fletor resistente em kN.m/m.l

$M_{Rd}^{ascendente}$ [kN.m/m.l.]			
<b>0,70</b>	<b>0,80</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>
5,94	7,46	11,08	15,13

$M_{Rd}^{descendente}$ [kN./m.l.]			
<b>0,70</b>	<b>0,80</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>
5,31	6,79	10,90	14,30

#### 4.5.1. Estrutura isostática

A equação que define o valor máximo do esforço transversal que, para uma estrutura uma vez hiperestática com dois vãos simétricos, ocorre no apoio central, é:

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} \quad (4.21)$$

onde  $L$  é o vão entre apoios e  $q$  a carga vertical uniformemente distribuída a aplicar, sendo que o sinal deste momento variará consoante o sentido de aplicação da carga.

Para obter a equação que permite determinar os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em kN/m<sup>2</sup>, é necessário reorganizar a equação supramencionada, tendo em conta mais uma vez os coeficientes parciais de segurança:

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} \leftrightarrow q = \frac{8M_{Ed}}{L^2} \leftrightarrow (q_c \pm PP) = \frac{8M_{Ed}}{L^2} \leftrightarrow (1,50q_c \pm 1,35PP) = \frac{8M_{Ed}}{L^2} \quad (4.22)$$

$$\leftrightarrow 1,50q_c = \frac{8M_{Ed}}{L^2} \pm 1,35PP \leftrightarrow q_c = \frac{\left(\frac{8M_{Ed}}{L^2} \pm 1,35PP\right)}{1,50}$$

Produz-se assim a tabela (Tabela 4.6) com os valores de carga admissível (não-majorada) em kN/m<sup>2</sup> que levam a chapa à rotura por plastificação por flexão.

Tabela 4.6 – Sobrecarga em kN/m<sup>2</sup> que provoca rotura por plastificação da secção

2 APOIOS	Espessura [mm]	0,70		0,80		1,00		1,20	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão [m]	1,00	28,23	31,76	36,11	39,87	58,02	59,22	76,13	80,83
	1,20	19,58	22,08	25,05	27,71	40,25	41,15	52,82	56,17
	1,40	14,36	16,24	18,38	20,38	29,54	30,26	38,77	41,30
	1,60	10,97	12,45	14,05	15,63	22,59	23,20	29,65	31,65
	1,80	8,65	9,85	11,08	12,36	17,82	18,35	23,39	25,04
	2,00	6,99	8,00	8,95	10,03	14,41	14,88	18,92	20,30
	2,20	5,76	6,62	7,38	8,31	11,89	12,32	15,61	16,80
	2,40	4,83	5,58	6,19	6,99	9,97	10,37	13,09	14,14
	2,60	4,10	4,76	5,26	5,97	8,48	8,85	11,13	12,07
	2,80	3,52	4,12	4,52	5,16	7,29	7,65	9,58	10,42
	3,00	3,06	3,59	3,92	4,51	6,34	6,67	8,33	9,09
	3,20	2,68	3,17	3,44	3,97	5,55	5,88	7,30	8,01
	3,40	2,36	2,82	3,03	3,53	4,90	5,22	6,45	7,11
	3,60	2,10	2,52	2,69	3,16	4,36	4,67	5,74	6,35
	3,80	1,87	2,27	2,41	2,84	3,90	4,20	5,13	5,72
	4,00	1,68	2,05	2,16	2,57	3,51	3,80	4,62	5,17
	4,20	1,52	1,87	1,95	2,34	3,17	3,46	4,17	4,70
	4,40	1,38	1,71	1,77	2,14	2,88	3,16	3,79	4,30
	4,60	1,25	1,57	1,61	1,97	2,62	2,90	3,45	3,94
	4,80	1,14	1,45	1,47	1,81	2,40	2,67	3,16	3,63
5,00	1,05	1,34	1,35	1,68	2,20	2,47	2,90	3,36	
5,20	0,96	1,25	1,24	1,56	2,03	2,29	2,67	3,11	
5,40	0,88	1,16	1,14	1,45	1,87	2,13	2,47	2,90	
5,60	0,82	1,08	1,05	1,35	1,73	1,99	2,28	2,70	
5,80	0,75	1,02	0,98	1,27	1,60	1,86	2,12	2,53	
6,00	0,70	0,95	0,91	1,19	1,49	1,75	1,97	2,37	

#### 4.5.2. Estrutura uma vez hiperestática

A equação que define o valor máximo do momento fletor, que ocorre sobre o apoio central, é dada pela equação já definida para a estrutura isostática, pelo que não se a apresenta de novo. É no entanto importante fazer notar que a tabela produzida não conterà os mesmos valores que a já mostrada, dado que por este momento ocorrer sobre o apoio, terá o sinal contrário ao que ocorre na estrutura isostática. A tabela apresenta, portanto, os mesmos valores em absoluto para a carga não-majorada, mas em sentidos distintos, ou seja, as fibras do banzo superior serão as comprimidas para carregamentos ascendentes e vice-versa.

#### 4.5.3. Estrutura duas vezes hiperestática

O momento fletor máximo para um modelo estrutural em que se considera que a chapa se encontra apoiada em quatro pontos, criando três vãos iguais, ocorre sobre os apoios centrais, sendo que a sua equação é a seguinte:

$$M_{Ed} = 0,10qL^2 \quad (4.23)$$

De modo idêntico ao que se fez anteriormente, é possível obter a equação que fornece os valores para a carga característica máxima admissível, expressa em kN/m<sup>2</sup>, gerando uma tabela em tudo semelhante à acima apresentada.

A expressão que permite traduzir a carga não-majorada, em kN/m<sup>2</sup>, é obtida através da seguinte dedução:

$$\begin{aligned} M_{Ed} = 0,10qL^2 \Leftrightarrow q &= \frac{M_{Ed}}{0,10L^2} \Leftrightarrow (q_c \pm PP) = \frac{M_{Ed}}{0,10L^2} \Leftrightarrow (1,50q_c \pm 1,35PP) \\ &= \frac{M_{Ed}}{0,10L^2} \Leftrightarrow 1,50q_c = \frac{M_{Ed}}{0,10L^2} \pm 1,35PP \\ &\Leftrightarrow q_c = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{0,10L^2} \pm 1,35PP\right)}{1,50} \end{aligned} \quad (4.24)$$

#### 4.6. Tabela de cálculo direto

Como explicitado inicialmente neste capítulo, a tabela de dimensionamento direto da chapa perfilada resulta da conjugação das três limitações já exploradas, sendo que a sobrecarga característica admissível é a menor destas. Assim sendo, foram elaboradas três tabelas, uma

---

para cada modelo estrutural assumido. Apresenta-se de seguida o produto para a situação com dois apoios (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 – Valores da carga em kN/m<sup>2</sup> da tabela de cálculo direto

2 APOIOS	Espessura [mm]	0,70		0,80		1,00		1,20	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão [m]	1,00	28,23	31,76	36,11	39,87	58,02	59,22	76,13	80,83
	1,20	19,58	22,08	25,05	27,71	40,25	41,15	52,82	56,17
	1,40	14,36	16,24	18,38	20,38	29,54	30,26	38,77	41,30
	1,60	10,97	12,45	14,05	15,63	22,59	23,20	29,65	31,65
	1,80	8,65	9,85	11,08	12,36	17,82	18,35	23,39	25,04
	2,00	6,99	8,00	8,95	10,03	14,41	14,88	18,92	20,30
	2,20	5,76	6,62	7,38	8,31	11,89	12,32	15,61	16,80
	2,40	4,83	5,58	6,19	6,99	9,97	10,37	13,09	14,14
	2,60	4,10	4,76	5,26	5,97	8,48	8,85	11,13	12,07
	2,80	3,52	4,12	4,52	5,16	7,29	7,65	9,58	10,42
	3,00	3,06	3,59	3,92	4,51	6,34	6,67	8,33	9,09
	3,20	2,68	3,17	3,44	3,97	5,55	5,88	7,30	8,01
	3,40	2,36	2,82	3,03	3,53	4,90	5,22	6,45	7,11
	3,60	2,10	2,52	2,69	3,16	4,36	4,67	5,74	6,35
	3,80	1,87	2,27	2,41	2,84	3,90	4,20	5,13	5,72
	4,00	1,68	2,05	2,16	2,57	3,51	3,80	4,62	5,17
	4,20	1,52	1,87	1,95	2,34	3,17	3,46	4,17	4,70
	4,40	1,38	1,71	1,77	2,14	2,88	3,16	3,79	4,30
	4,60	1,25	1,57	1,61	1,97	2,62	2,90	3,45	3,94
	4,80	1,14	1,45	1,47	1,81	2,40	2,67	3,07	3,63
5,00	1,05	1,34	1,35	1,68	2,20	2,47	2,70	3,36	
5,20	0,96	1,25	1,24	1,56	1,98	2,29	2,38	3,11	
5,40	0,88	1,16	1,14	1,45	1,75	2,13	2,11	2,90	
5,60	0,82	1,08	1,05	1,35	1,56	1,99	1,87	2,70	
5,80	0,75	1,02	0,98	1,27	1,39	1,86	1,67	2,53	
6,00	0,70	0,95	0,91	1,19	1,24	1,75	1,49	2,37	

**Legenda:**

	Condicionado por SLS (Deformação)
	Condicionado por ULS (Esforço Transverso)
	Condicionado por ULS (Momento Fletor)

#### 4.7. Exemplo de aplicação

Demonstra-se agora um exemplo de utilização das tabelas de dimensionamento disponíveis em Anexo.

Assumindo que o projetista determinou que as seguintes condicionantes:

- Cargas permanentes excluindo o peso próprio: 0,50 kN/m<sup>2</sup>;
- Sobrecarga: 1,00 kN/m<sup>2</sup>;
- Vento ascendente: 0,90 kN/m<sup>2</sup>;
- Esquema estrutural da chapa: simplesmente apoiada;
- Distância entre apoios: 6,00 metros.

É necessário agora calcular o valor da ação a que a chapa estará sujeita. Assim sendo, para cargas descendentes, adiciona-se o valor das cargas permanentes com a sobrecarga, sempre em valor característico:  $E_d^{descendentes} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ . O valor atuante para as cargas ascendentes é igual à ação do vento:  $E_d^{ascendentes} = 0,90 \text{ kN/m}^2$ . Percorrendo a linha na tabela que indica um vão entre apoios igual a 6,00 metros, há que verificar se para a dada espessura de chapa estes dois valores são superiores aos atuantes. Nota-se que para a espessura de chapa de 0,70 milímetros a carga admissível é menor que a calculada, pelo que se passa para a espessura de 0,80 milímetros, que também não verifica os valores pretendidos. A chapa de 1,00 milímetro já apresenta valores superiores aos atuantes, pelo que deve ser escolhida. Conclui-se ainda que esta solução se encontra condicionada pelos Estados Limites de Utilização (deformação).

Fica demonstrado de modo claro a facilidade e rapidez ao usar estas tabelas como método de dimensionamento, bem como a sua fiabilidade estrutural.

## **5 VERIFICAÇÃO DA FASE CONSTRUTIVA DA CHAPA PERFILADA COMO COFRAGEM COLABORANTE**

### **5.1. Introdução**

A dupla funcionalidade da chapa perfilada concebida implica que seja verificada também a sua segurança quando esta se apresenta como cofragem colaborante de laje mista. No presente capítulo expor-se-á os procedimentos necessários à sua verificação da segurança na fase construtiva, sendo produto paralelo deste decurso a indicação do espaçamento máximo entre escoramentos em função do vão e da espessura da chapa. Relembra-se que, para a versão do perfil para cofragem colaborante de laje mista, a secção transversal exibirá as reentrâncias, vulgo bossas, apresentadas e devidamente fundamentadas no capítulo 2. Não se procede à verificação da laje mista na sua fase definitiva por se encontrar fora do âmbito desta dissertação, e por tal requerer ensaios experimentais para determinação de parâmetros importantes para estabelecer devidamente a resistência da mesma ao corte longitudinal. O estudo da chapa perfilada utilizada como cofragem colaborante em lajes mistas está a ser realizado no âmbito de um projeto de investigação em curso no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, denominado por INOV\_LAMI – Desenvolvimento de sistemas de reforço inovadores e aperfeiçoamento dos modelos de cálculo em lajes mistas aço-betão.

Mencionar ainda que a altura da laje foi definida em intervalos de 20,00 centímetros entre si, garantindo sempre uma altura mínima de 40,00 milímetros de espessura de betão acima da superfície plana do topo das nervuras por razões construtivas.

### **5.2. Procedimentos para a verificação da segurança estrutural**

A NP EN 1994-1-1 define em 9.3.2 as ações que são necessárias ter em consideração na chapa perfilada usada como cofragem de laje mista na fase construtiva. São estas:

- Peso próprio do betão e da chapa de aço;
- Cargas de construção, tendo em consideração o efeito “poça” definido na EN 1991-1-6 4.11;

- Eventuais cargas de armazenamento, não consideradas na presente dissertação devido à sua natureza variável em cada caso particular.

O efeito “poça” é o aumento da espessura da camada do betão devido à deformação das chapas. Este efeito é mais notório quanto menor for a espessura da chapa perfilada. Deve ser considerado sempre que a deformação vertical a meio vão para SLS for superior a 10% da altura da laje, sendo esta calculada tendo em conta unicamente o peso próprio da chapa e do betão fresco, excluindo, portanto, cargas de construção. Esta exclusão deriva do pressuposto de que não haverá circulação de pessoas durante o período de presa do betão. Caso se verifique que o efeito “poça” deve ser contabilizado, este far-se-á notar através de um acréscimo nominal na espessura de betão igual a 0,70 da flecha calculada.

As combinações de ações consideradas foram as já previamente enunciadas na verificação de segurança da chapa perfilada como revestimento: a combinação característica para Estados Limites de Utilização e a combinação fundamental para Estados Limites Últimos.

É ainda de extrema relevância mencionar que se considera apenas o modelo estrutural simplesmente apoiado. Tal deriva de se desconhecer onde serão executadas as interrupções da chapa perfilada, tendo-se considerado que será provável que se utilizem os apoios para esse efeito, devido à facilidade de execução que representa essa solução. Por esse motivo não pode ser considerada a continuidade da chapa perfilada sobre os apoios, pelo que o esquema de carregamento foi, conservativamente, assumido como simplesmente apoiado entre os diversos apoios e escoramentos.

### 5.3. Deformação

Para a verificação dos Estados Limites de Utilização foi tido em conta o limite imposto na secção 9.6 da NP EN 1994-1-1, referente a chapas perfiladas usadas como cofragem. Segundo esta cláusula, a flecha  $\delta_s$  da chapa sobre a ação do seu peso próprio acrescido do peso do betão fresco, excluindo cargas de construção, não deve exceder  $\delta_{s,m\acute{a}x}$ , cujo valor recomendado é igual a  $\frac{L}{180}$ . O peso do betão fresco foi determinado de acordo com a NP EN 1990, tendo-se assumido o valor de 26,00 kN/m<sup>3</sup>.

Com base na equação (4.7) previamente apresentada, foi possível calcular a flecha  $\delta_s$ . Nos casos em que esta ultrapassava o valor máximo  $\delta_{s,m\acute{a}x}$  definido para o seu vão, considerou-se que esse mesmo vão era o máximo suportado sem qualquer escoramento que verificava as condições SLS, para cada dada altura de laje e cada espessura de chapa definida.

É conveniente ainda mencionar novamente que o momento de inércia utilizado no cálculo da deformação da chapa foi obtido novamente por um processo iterativo que, como visto anteriormente, se reflete num aumento da carga suportada pela chapa – neste caso em particular de verificação de fase construtiva, num aumento do vão entre escoramentos. Tal momento de inércia foi obtido usando a equação (4.5), sendo que o momento usado como aproximação inicial para o cálculo da tensão instalada no perfil foi o determinado para a situação das cargas de construção, cujo cálculo se exporá nos subcapítulos seguintes.

#### 5.4. Esforço transversal

Para a verificação da resistência da chapa perfilada como cofragem colaborante ao esforço transversal para os Estados Limites Últimos, é necessário calcular o esforço atuante produzido pelas cargas de construção durante a betonagem definidas na EN 1991-1-6, secção 4.11.2, referente à fase construtiva da chapa perfilada como cofragem colaborante.

Na tabela 4.2 desta norma definem-se dois modelos de carga: o modelo (a) para uma estrutura simplesmente apoiada, e um modelo (b) com um apoio intermédio com continuidade de chapa. Como devidamente justificado na introdução deste capítulo, considerar-se-á apenas o modelo (a), exposto na Figura 5.1.

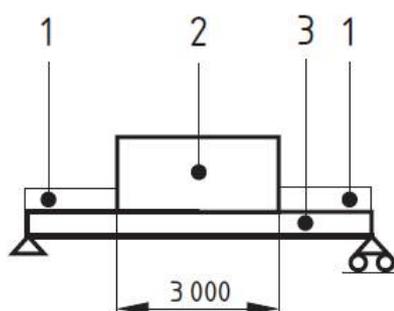


Figura 5.1 – Representação do modelo (a) da tabela 4.2 da EN 1991-1-6

Os valores 1, 2 e 3 representam as diferentes ações que devem ser consideradas a atuar sobre a estrutura. A tabela 4.2 define a carga 3 como o somatório do peso próprio da chapa perfilada e do betão fresco tendo em conta o efeito “poça”. Esta atua em todo o vão, ao contrário da carga 2, que se considera numa área de trabalho com uma largura de 3,00 metros. Para vãos inferiores a 3,00 metros apenas se considera a carga 2; nos restantes casos há que considerar uma carga 1

a atuar na área sobrente. O valor da carga 1 é  $0,75 \text{ kN/m}^2$ , enquanto o valor da carga 2 se encontra balizado entre  $0,75$  e  $1,50 \text{ kN/m}^2$ , correspondendo, no entanto, a 10% do peso próprio do betão fresco. Relembrando novamente que, por se tratar de ULS para a fase construtiva se deve ter em conta a combinação fundamental, o esforço transverso máximo atuante  $V_{Ed,máx}$  é dado pelas seguintes equações:

$$L \geq 3,00 \text{ metros} \rightarrow V_{Ed,máx} = \frac{L}{2} \left[ 1,50 \left( q_1 + \frac{(q_2 - q_1)3}{L} \right) + 1,35q_3 \right] \quad (5.1)$$

$$L < 3,00 \text{ metros} \rightarrow V_{Ed,máx} = \frac{L}{2} [1,50q_2 + 1,35q_3] \quad (5.2)$$

onde  $q_1$ ,  $q_2$  e  $q_3$  representam cargas uniformemente distribuídas atuando na direção vertical, sentido descende, com a intensidade supramencionada respetivamente para as cargas atuantes 1, 2 e 3. Para estabelecer as equações previamente apresentadas é importante salientar a relevância do princípio da sobreposição dos efeitos e a consideração de um comportamento reológico puramente elástico para o material constituinte da chapa.

À semelhança do estabelecido para a deformação, sempre que o valor do esforço transverso atuante ultrapassar o resistente, considera-se que esse é o vão máximo admissível para a resistência do corte vertical sem escoramento.

### 5.5. Momento fletor

A verificação da resistência da chapa perfilada como cofragem colaborante ao momento fletor para os Estados Limites Últimos é em tudo semelhante ao exposto para o esforço transverso. Estabeleceu-se de igual modo o conjunto de equações que permitem obter o momento fletor atuante máximo a meio vão  $M_{Ed,máx}$ , segundo a equação (4.21), resultando no seguinte:

$$L > 3,00 \text{ metros} \rightarrow M_{Ed,máx} = 1,50 \left( \frac{q_1 L^2}{8} + \frac{(q_2 - q_1)3^2}{8} \right) + 1,35 \frac{q_3 L^2}{8} \quad (5.3)$$

$$L \leq 3,00 \text{ metros} \rightarrow M_{Ed,máx} = 1,50 \left( \frac{q_2 L^2}{8} \right) + 1,35 \frac{q_3 L^2}{8} \quad (5.4)$$

Sempre que o valor do momento fletor atuante ultrapassou o do momento fletor resistente, considerou-se a necessidade de escoramento para esse vão.

## 5.6. Vão máximo sem escoramentos

A distância máxima sem escoramentos para a fase construtiva da laje mista com este perfil de chapa resulta do menor valor obtido para as três limitações impostas nos capítulos anteriores. Verificou-se que, para a fase construtiva, o momento fletor é a condicionante para o vão máximo sem escoramentos, como se pode verificar na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Vão máximo sem escoramento para cada espessura de chapa e para cada altura de laje

Altura da Laje [mm]	Vão <sub>máx</sub> [m] para cada espessura de chapa nominal [mm]			
	0,70	0,80	1,00	1,20
160	2,80	3,20	4,00	4,40
180	2,60	3,00	3,80	4,20
200	2,60	2,80	3,60	4,00
220	2,40	2,80	3,40	3,80
240	2,20	2,60	3,40	3,80
260	2,20	2,40	3,20	3,60
280	2,00	2,40	3,00	3,40
300	2,00	2,20	3,00	3,40
320	2,00	2,20	2,80	3,20

**Legenda:**

	Condicionado por SLS (Deformação)
	Condicionado por ULS (Esforço Transverso)
	Condicionado por ULS (Momento Fletor)

A interpretação destes resultados é simples. Por exemplo, para uma espessura de chapa perfilada de 1,00 milímetro, com uma altura de laje de 200,00 milímetros, só a partir de um vão entre apoios de 3,60 metros é que é necessário colocar um escoramento para a fase de montagem da laje mista. Para dar um termo de comparação da competitividade desta solução face a outras de altura menor, para o produto com uma altura de chapa perfilada de 60,00 milímetros da metalomecânica para a qual se desenvolveu o produto, para a mesma espessura de chapa e altura de laje, é necessário escorar a partir de um vão de 2,20 metros. Fica, portanto, bem patente a economia que esta solução de maior altura representa relativamente às atualmente comercializadas.

## 6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. Conclusões

Através dos resultados obtidos para a carga característica máxima nas tabelas de dimensionamento direto da chapa perfilada, e com base nos vãos máximos sem escoramento obtidos para a versão desta como cofragem colaborante na fase construtiva, verifica-se que estes são condizentes com o esperado inicialmente. Quando comparado com outros produtos com alturas menores, este tem uma desempenho superior.

### 6.2. Desenvolvimentos futuros

Tendo em vista a validação do produto nesta dissertação apresentado, ensaios experimentais que comprovem os valores de resistência e das propriedades efetivas determinadas são imperativos. Ensaios e cálculos adicionais, como sendo o da resistência ao fogo e a ações dinâmicas, são também relevantes para a devida caracterização do produto proposto.

Procurou-se a otimização da versão da chapa perfilada com bossas e reentrâncias para a fase definitiva da laje mista, tendo em vista a maior mobilização possível de resistência ao corte longitudinal. Poderá também procurar-se aumentar a resistência a este fenómeno através de outras soluções de geometria, ou inclusive através da adição de outros elementos à secção transversal da chapa. Estes desenvolvimentos poderão ser levados a cabo no âmbito do projeto de investigação INOV\_LAMI, que por si só já apresenta outras soluções.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- An, L., Cerderwall, K. (1994). *Slip and separation at interface of composite slabs*. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Paper 4.
- Carmona, R. L. (2009). *Avaliação do comportamento experimental das lajes mistas aço betão com cofragem metálica colaborante*. Dissertação de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Castelo-Branco, J. N. T. (2009). *Desenvolvimento de tabelas de cálculo para a avaliação do comportamento de lajes mistas aço-betão*. Dissertação de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- (CEN, 2009) Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas.
- (CEN, 2009) Eurocódigo 1: Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- (CEN, 2005) Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-6: General actions, Actions during execution.
- (CEN, 2010) Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- (CEN, 2004) Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-3: General rules, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.
- (CEN, 2008) Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas.
- (CEN, 2007) Eurocódigo 4: Projeto de estruturas de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- Crisinel, M., Ferrer, M., Marimón, F., Rossich, M. (2006). *Influence of sheet surface conditions and concrete strength on the longitudinal shear resistance of composite slabs*. A Forecast of the Future for Steel and Composite Steel-Concrete Structures - Professor Jean-Marie Aribert Retirement Symposium, Rennes, France.
- Dias da Silva, V. (2013). *Mecânica e Resistência dos Materiais*. Teresa Barreto Xavier, Coimbra.
- Dubina, D., Ungureanu, V. and Landolfo, R. (2012). *Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-3: of Cold-formed Steel Structures*. ECCS – Eurocode Design Manuals, Brussels.

- Ferrer, M., Crisinel, M., Marimón, F. (2006). *Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: An experimentally validated FEM approach to slip failure mechanisms*. Thin-Walled Structures, Vol. 44, pp 1261-1271.
- Lee, L. H., Quek, S. T., Ang, K. K. (2001). *Negative moment behaviour of cold-formed steel deck and concrete composite slabs*. Journal of Construction Steel Research, Vol. 57, pp 401-415.
- Makelainen, P., Sun, Y. (1999). *The longitudinal shear behaviour of a new steel sheeting profile for composite floor slabs*. Journal of Construction Steel Research, Vol. 49, pp 117-128.
- Mistakidis, S., Dimitriadis, K. (2008). *Bending resistance of composite slabs made with thin-walled steel sheeting with indentations or embossments*. Thin-Walled Structures, Vol. 46, pp 192-206.
- Negrão, J. H. O., (2009). *Estática Aplicada para Engenharia Civil e Arquitectura*. João Negrão, Coimbra.
- Porter, M. L., Erkberg, J. (1976). *Design recommendations for steel deck floor slabs*. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Paper 8.
- Simões, R. A. D. (2014). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas, Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista. Coimbra.
- Technical Committee 7 Technical Work Group 7.5 European Convention for Constructional Steelwork (2008). *Practical improvement on design procedures: Worked Examples According to EN 1993-1-3*. ECCS – Publication 123.
- Veljkovic, M. (1998). *Influence of Load Arrangement on Composite Slab Behaviour and Recommendations for Design*. Journal of Construction Steel Research, Vol. 45, pp 149-178.

## ANEXOS

### ANEXO 1 – Cálculo das propriedades efetivas da chapa perfilada

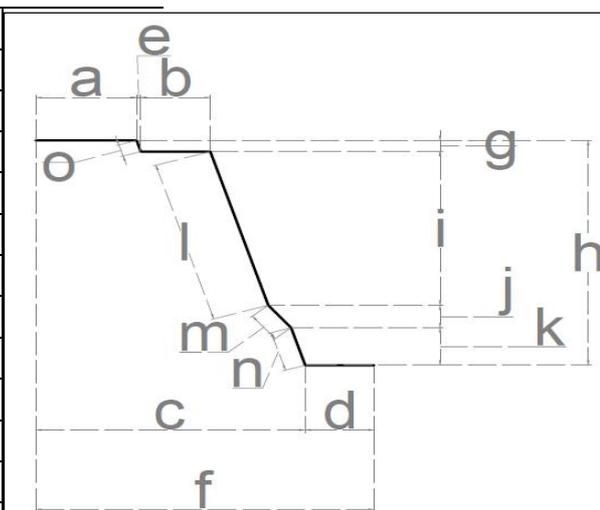
Dado o grande volume de cálculos compreendido na determinação das propriedades efetivas de uma chapa perfilada, opta-se neste anexo por apenas detalhar esse cálculo para a espessura de chapa perfilada de 0,70 milímetros, condensando-se no final deste todas as propriedades obtidas para toda a gama de espessuras considerada.

*Determinação do momento resistente para compressão do banzo superior*

#### Dados

##### Dados Geométricos

a	mm
b	mm
c	mm
d	mm
e	mm
f	mm
g	mm
h	mm
i	mm
j	mm
k	mm
l	mm
m	mm
n	mm
o	mm



#### Verificações das proporções geométricas (EN1993-1-3 5.2)

(1) Tabela 5.1

Condição	Valor	Verificação
$b/t \leq 500$	130,303	OK
$45^\circ \leq \varphi \leq 90$	73,000	OK
$h/t \leq 500 * \sin \varphi$	181,818	OK

### Influência dos cantos arredondados (EN1993-1-3 5.1)

(3)

Condição	Valor	Verificação
$r/t \leq 5$	4,545	OK
$r/b_p \leq 0,1$	0,158	ERRO

NOTA: passo 9. rever com base em EN1993-1-3 5.1 (4)

### Dispensa da verificação da resistência através de ensaios (EN1993-1-3 5.1)

(6)

Condição	Valor	Verificação
$r > 0,04 * t * E / f_y$	0,017	OK

### Banzo Superior

Largura efectiva (EN1993-1-5 4.4)

(2) elementos comprimidos internos

Quadro 4.1

1 troço exterior

	b	mm
$\psi$	1,000	-
$k\sigma$	4,000	-
$\lambda_p$	1,370	-
$\rho$	0,613	-
$b_{eff}$	26,965	mm
$b_{e1}$	13,483	mm
$b_{e2}$	13,483	mm

NOTA: parte do comprimento do troço exterior não é efectivo

2 troço interior

	a	mm
$\psi$	1,000	-
$k\sigma$	4,000	-
$\lambda_p$	0,591	-
$\rho$	1,000	-
$b_{eff}$	19,000	mm
$b_{e1}$	9,500	mm
$b_{e2}$	9,500	mm

NOTA: todo o comprimento do troço interior é efectivo

### Reforço intermédio do banzo superior (EN1993-1-3 5.5.3.4.2)

(2)

$b_s$	o	mm
-------	---	----

Cálculo  $A_s$

$b_{e,1}$	13,483	mm
$b_{e,2}$	9,500	mm
$A_s$	19,129	mm <sup>2</sup>

Cálculo  $I_s$

$b_{e,1}$	9,900	mm
$b_{e,2}$	9,500	mm

Identificação elemento	banzo externo	reforço	banzo interno	$\Sigma$	unidades
l	b	o	a	15,900	mm
z	0,000	3,000	6,000	-	mm
l.z	0,000	18,000	57,000	18,000	mm <sup>2</sup>
l.(z <sup>2</sup> )	0,000	54,000	342,000	54,000	mm <sup>3</sup>
h	0,000	6,000	6,000	-	mm
(l.(h <sup>2</sup> ))/12	0,000	18,000	28,500	18,000	mm <sup>3</sup>

d	1,132	mm
Is	34,071	mm <sup>4</sup>

(3)

b1	20,000	mm
be	94,000	mm

(7)

lb	203,041	mm
sw	126,178	mm
kwo	1,440	-

(5)

lb/sw	1,609	mm
kw	1,163	-

(3)

$\sigma_{cr,s}$	208,794	N/mm <sup>2</sup>
-----------------	---------	-------------------

Determinação da posição do eixo neutro quando o reforço do banzo superior e a alma são totalmente efetivos

Identificação elemento	banzo externo	reforço banzo	banzo interno	alma superior	reforço alma	alma inferior	banzo inferior	$\Sigma$	unidades
l	-	-	-	-	-	-	-	203,041	mm
z	0,000	3,000	6,000	49,000	96,000	110,000	120,000	-	mm
l.z	0,000	18,000	114,000	4410,000	960,000	2310,000	3600,000	11412,000	mm <sup>2</sup>

ec	56,205	mm
et	63,795	mm

### Alma

Comprimento efetivo (EN1993-1-3 5.5.3.4.3)

(4)

seff,0	12,850	mm
--------	--------	----

(5)

seff,1	12,850	mm
seff,2	22,680	mm
seff,3	23,595	mm
seff,n	19,275	mm

(6)

ssa	10,000	mm
sn	48,570	mm
sa	90,000	mm

*Para uma alma com reforço*

<i>Condição</i>	<i>Valor</i>	<i>Verificação</i>
seff,1+seff,2 $\geq$ sa	35,530	OK

*Para uma alma com um reforço*

<i>Condição</i>	<i>Valor</i>	<i>Verificação</i>
seff,3+seff,n $\geq$ sn	42,869	OK

seff,3	26,732	mm
seff,n	21,838	mm

#### Reforço de alma (EN1993-1-3 5.5.3.4.3)

(8)

ssa	10,000	mm
seff,1	12,850	mm
seff,2 ou sn	22,680	mm
seff,3	26,732	mm
Asa	35,429	mm <sup>2</sup>
Is	197,928	mm <sup>4</sup>

(7)

sc	21,000	mm
s1	108,900	mm
s2	13,900	mm
kf	1,000	-
$\sigma_{cr,sa}$	371,017	N/mm <sup>2</sup>

#### **Interação entre o banzo e a alma (EN1993-1-3 5.5.3.4.4)**

(1)

*Perfil em flexão*

$\beta_s$	-0,708	-
$\sigma_{cr,mod}$	207,498	N/mm <sup>2</sup>

Espessura reduzida (EN1993-1-3 5.5.3.1.(7))

$\lambda_d$	1,242	-
$\chi_d$	0,572	-
tred	0,378	mm

### 8. Resistência à flexão da secção transversal

Identificação elemento	banzo externo	reforço banzo	banzo interno	alma superior 1	alma superior 2	reforço alma	alma inferior	banzo inferior	$\Sigma$	unidades
l	-	-	-	-	-	-	-	-	-	mm
tred/t	0,57	0,57	0,57	0,57	1,00	1,00	1,00	1,00	-	mm
A/t	7,71	3,43	10,87	7,35	29,49	10,00	21,00	30,00	119,86	mm
z	0,00	3,00	6,00	12,14	77,90	95,64	105,68	120,00	-	mm
(A.z)/t	0,00	10,30	65,22	89,28	2297,51	956,35	2219,21	3600,00	9237,88	mm <sup>2</sup>
(A.(z <sup>2</sup> ))/t	0,00	30,90	391,35	1084,25	178970,18	91461,45	234518,77	432000,00	938456,89	mm <sup>3</sup>
h	0,00	6,00	0,00	12,29	28,21	7,66	20,08	0,00	-	mm
(A.(h <sup>2</sup> ))/t	0,00	10,30	0,00	92,51	1955,32	48,90	705,78	0,00	2812,82	mm <sup>3</sup>

ec	77,070	mm
et	42,930	mm
Is	151342,540	mm <sup>4</sup>
Is	135,127268	cm <sup>4</sup> /m.l.

### Revisão para ajuste dos cantos arredondados (EN1993-1-3 5.1.(4))

$\delta$	0,054	-
Is	143213,357	mm <sup>4</sup>
Is	127,869069	cm <sup>4</sup> /m.l.

### Momento resistente

Momento resistente de meia nervura  $M=f_y \cdot (I/v)$

Mc,Rd 1/2	594632,612	N.mm
Mc,Rd 1/2	0,595	kN.m

### Momento resistente por metro linear

Mc,Rd	5,309	kN.m/m.l.
-------	-------	-----------

### Determinação da força de corte resistente

#### Dados

#### Dados Geométricos

hw	120,000	mm
sd	137,000	mm
sp	21,000	mm
sw	132,000	mm

Espessura Nominal (mm)	Espessura de Cálculo (mm)	Is em Flexão Positiva (mm <sup>4</sup> )	Is em Flexão Negativa (mm <sup>4</sup> )
0,700	0,660	197,928	156,055
0,800	0,760	258,485	179,595
1,000	0,960	403,731	226,610
1,200	1,160	581,155	273,555

### Esbelteza relativa da Alma

#### Almas com reforços longitudinais

(2)

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		
	+ Is	- Is							
kT	8,937	8,663	8,754	8,364	8,476	7,927	8,271	7,620	-
λ <sub>w</sub>	2,167	2,201	1,902	1,945	1,530	1,582	1,282	1,335	-

### Resistência ao Corte considerando Encurvadura

Tabela 6.1

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		
	+ Is	- Is							
f <sub>bv</sub>	45,650	44,250	59,294	56,651	91,602	85,667	119,835	115,023	-

### Força de Corte Resistente

(1)

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		
	+ Is	- Is							
V <sub>b,Rd</sub> (1 alma)	3,781	3,665	5,655	5,403	11,035	10,320	17,443	16,743	kN/alma
V <sub>b,Rd</sub> (por metro de chapa)	34,026	32,983	50,892	48,624	99,312	92,878	156,989	150,685	kN/m.l.

### Determinação da resistência ao esmagamento da alma

#### Dados necessários

#### Dados Geométricos

hw		120,000	mm
emin		0,668	mm
emax		2,882	mm
bd	Flexão Positiva	60,000	mm
	Flexão Negativa	82,000	mm
sp	Flexão Positiva	21,000	mm
	Flexão Negativa	90,000	mm

### Almas com reforços (EN1993-1-3 6.1.7.4)

#### Verificação geométrica

(1)

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>
<i>Condição</i>	$2 < e_{max}/t < 12$			
<i>Valor</i>	4,367	3,792	3,002	2,484
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK

#### Factor multiplicador *k<sub>a,s</sub>*

(2)

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>		1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	
	Flexão Positiva	Flexão Negativa						
<i>k<sub>a,s</sub></i>	1,085	0,967	1,129	0,972	1,235	0,986	1,306	1,002

### Secções transversais com duas ou mais almas não-reforçadas (EN1993-1-3 6.1.7.3)

#### Verificação geométrica

(1)

	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>
<i>Condição</i>	$r/t \leq 10$			
<i>Valor</i>	4,545	3,947	3,125	2,586
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK
	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>
<i>Condição</i>	$hw/t \leq 200 * \sin\theta$			
<i>Valor</i>	181,818	157,895	125,000	103,448
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK
	0,70 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	0,80 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,00 mm <i>t<sub>nom</sub></i>	1,20 mm <i>t<sub>nom</sub></i>
<i>Condição</i>	$45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$			
<i>Valor</i>	73,000	73,000	73,000	73,000
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK

#### Comprimento de carga efetivo

(4)

	Categoria 1	Categoria 2	
<i>l<sub>a</sub></i>	10	10	mm

#### Coeficiente $\alpha$

(5)

	Categoria 1	Categoria 2	
$\alpha$	0,075	0,15	-

### Força Local Resistente

(1)

	Categoria 1								
	0,70 mm <i>tnom</i>		0,80 mm <i>tnom</i>		1,00 mm <i>tnom</i>		1,20 mm <i>tnom</i>		
	Flexão Positiva	Flexão Negativa							
Rw,Rd (1 alma)	0,677		0,881		1,364		1,943		kN/alma
Rw,Rd*ka,s (1 alma)	0,734	0,654	0,995	0,857	1,685	1,345	2,537	1,947	kN/alma
Rw,Rd (por metro de chapa)	6,608	5,890	8,954	7,714	15,163	12,101	22,836	17,522	kN/m.l.
	Categoria 2								
	0,70 mm <i>tnom</i>		0,80 mm <i>tnom</i>		1,00 mm <i>tnom</i>		1,20 mm <i>tnom</i>		
	Flexão Positiva	Flexão Negativa							
Rw,Rd (1 alma)	1,354		1,763		2,728		3,886		kN/alma
Rw,Rd*ka,s (1 alma)	1,468	1,309	1,990	1,714	3,370	2,689	5,075	3,894	kN/alma
Rw,Rd (por metro de chapa)	13,216	11,780	17,907	15,427	30,327	24,203	45,672	35,043	kN/m.l.

### Resumo das propriedades efetivas da chapa perfilada para todas as espessuras

Espessura Nominal [mm]	Espessura de Cálculo [mm]	Peso Próprio [kN/m <sup>2</sup> ]	Massa [kg/m <sup>2</sup> ]	Banzo Superior em Compressão (+)				
				Momento Resistente [kN.m/m.l.]	Momento de Inércia [cm <sup>4</sup> /m.l.]	Área Transversal Efetiva [cm <sup>2</sup> /m.l.]	Resistência ao Corte [kN/m.l.]	Resistência ao Esmagamento da Alma [kN/m.l.]
0,70	0,66	0,10	17,55	5,31	127,87	7,09	34,03	6,61
0,80	0,76	0,11	20,06	6,79	158,44	8,60	50,89	8,95
1,00	0,96	0,14	25,07	10,90	231,87	13,28	99,31	15,16
1,20	1,16	0,17	30,08	14,30	297,79	16,02	156,99	22,84

Espessura Nominal [mm]	Banzo Inferior em Compressão (-)				
	Momento Resistente [kN.m/m.l.]	Momento de Inércia [cm <sup>4</sup> /m.l.]	Área Transversal Efetiva [cm <sup>2</sup> /m.l.]	Resistência ao Corte [kN/m.l.]	Resistência ao Esmagamento da Alma [kN/m.l.]
0,70	5,94	143,25	7,71	32,98	5,89
0,80	7,46	175,29	9,09	48,62	7,71
1,00	11,08	247,90	11,93	92,88	12,10
1,20	15,13	324,97	14,86	150,68	17,52

**NOTA 1:** Peso volúmico do aço segundo o Anexo A da EN1991-1-1 deve estar compreendido entre 77,00 e 78,50 kN/m<sup>3</sup>. Valor considerado no cálculo foi **78,50 kN/m<sup>3</sup>**.

**NOTA 2:** O comprimento de chapa necessário para perfazer 1/2 nervura é 198,00 mm, sendo que este vence um vão de 112,00 mm. Assim sendo, para vencer um vão de 1000,00 mm, é necessário um comprimento de chapa de  $(1000,00 \cdot 198,00) / 112,00 = 1767,86$  mm ou **1,77 m**.

**NOTA 3:** Esmagamento da alma calculada para um comprimento efetivo de carga igual a **10 mm** segundo a **Categoria 1** (EN1993-1-3 6.1.7.3.(5)), considerando **9 almas** presentes num metro linear de chapa perfilada.

## ANEXO 2 – Tabelas de dimensionamento direto da chapa perfilada

Tendo em conta que no corpo da dissertação já se encontra presente os valores limites impostos para cada condicionante de dimensionamento, abaixo apresentam-se apenas as tabelas de dimensionamento direto da chapa perfilada para cada um dos modelos estruturais considerados.

*Carga característica admissível para cada um modelo estrutural de dois apoios em kN/m<sup>2</sup>*

2 APOIOS	Espessura (mm)	0,70		0,80		1,00		1,25	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão (m)	1,00	28,23	31,76	36,11	39,87	58,02	59,22	76,13	80,83
	1,20	19,58	22,08	25,05	27,71	40,25	41,15	52,82	56,17
	1,40	14,36	16,24	18,38	20,38	29,54	30,26	38,77	41,30
	1,60	10,97	12,45	14,05	15,63	22,59	23,20	29,65	31,65
	1,80	8,65	9,85	11,08	12,36	17,82	18,35	23,39	25,04
	2,00	6,99	8,00	8,95	10,03	14,41	14,88	18,92	20,30
	2,20	5,76	6,62	7,38	8,31	11,89	12,32	15,61	16,80
	2,40	4,83	5,58	6,19	6,99	9,97	10,37	13,09	14,14
	2,60	4,10	4,76	5,26	5,97	8,48	8,85	11,13	12,07
	2,80	3,52	4,12	4,52	5,16	7,29	7,65	9,58	10,42
	3,00	3,06	3,59	3,92	4,51	6,34	6,67	8,33	9,09
	3,20	2,68	3,17	3,44	3,97	5,55	5,88	7,30	8,01
	3,40	2,36	2,82	3,03	3,53	4,90	5,22	6,45	7,11
	3,60	2,10	2,52	2,69	3,16	4,36	4,67	5,74	6,35
	3,80	1,87	2,27	2,41	2,84	3,90	4,20	5,13	5,72
	4,00	1,68	2,05	2,16	2,57	3,51	3,80	4,62	5,17
	4,20	1,52	1,87	1,95	2,34	3,17	3,46	4,17	4,70
	4,40	1,38	1,71	1,77	2,14	2,88	3,16	3,79	4,30
4,60	1,25	1,57	1,61	1,97	2,62	2,90	3,45	3,94	
4,80	1,14	1,45	1,47	1,81	2,40	2,67	3,07	3,63	
5,00	1,05	1,34	1,35	1,68	2,20	2,47	2,70	3,36	

2 APOIOS	Espessura (mm)	0,70		0,80		1,00		1,25	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
	5,20	0,96	1,25	1,24	1,56	1,98	2,29	2,38	3,11
	5,40	0,88	1,16	1,14	1,45	1,75	2,13	2,11	2,90
	5,60	0,82	1,08	1,05	1,35	1,56	1,99	1,87	2,70
	5,80	0,75	1,02	0,98	1,27	1,39	1,86	1,67	2,53
	6,00	0,70	0,95	0,91	1,19	1,24	1,75	1,49	2,37

*Carga característica admissível para cada um modelo estrutural de três apoios em kN/m<sup>2</sup>*

3 APOIOS	Espessura (mm)	0,70		0,80		1,00		1,25	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão (m)	1,00	31,60	28,39	39,69	36,30	58,98	58,25	80,55	76,41
	1,20	21,91	19,74	27,53	25,23	40,92	40,48	55,89	53,10
	1,40	16,08	14,52	20,20	18,56	30,03	29,77	41,03	39,05
	1,60	12,29	11,14	15,44	14,23	22,96	22,82	31,37	29,93
	1,80	9,69	8,81	12,18	11,26	18,12	18,05	24,76	23,67
	2,00	7,83	7,15	9,85	9,14	14,65	14,64	20,03	19,20
	2,20	6,46	5,92	8,12	7,57	12,09	12,12	16,52	15,89
	2,40	5,41	4,99	6,81	6,37	10,14	10,20	13,86	13,37
	2,60	4,60	4,26	5,79	5,44	8,62	8,71	11,79	11,41
	2,80	3,95	3,69	4,97	4,70	7,41	7,52	10,14	9,86
	3,00	3,43	3,22	4,32	4,11	6,44	6,57	8,82	8,60
	3,20	3,01	2,84	3,79	3,62	5,65	5,78	7,73	7,58
	3,40	2,65	2,52	3,34	3,22	4,99	5,14	6,83	6,73
	3,60	2,36	2,26	2,97	2,88	4,44	4,59	6,08	6,01
	3,80	2,11	2,04	2,66	2,59	3,97	4,13	5,44	5,41
	4,00	1,89	1,84	2,39	2,35	3,57	3,74	4,89	4,90
	4,20	1,71	1,68	2,16	2,14	3,23	3,40	4,42	4,45
	4,40	1,55	1,54	1,95	1,96	2,93	3,11	4,02	4,07
	4,60	1,41	1,41	1,78	1,80	2,67	2,85	3,66	3,73
	4,80	1,29	1,30	1,63	1,66	2,44	2,63	3,35	3,44
5,00	1,18	1,21	1,49	1,53	2,24	2,43	3,08	3,18	
5,20	1,08	1,12	1,37	1,42	2,06	2,26	2,83	2,95	
5,40	1,00	1,05	1,26	1,33	1,90	2,10	2,62	2,74	
5,60	0,92	0,98	1,17	1,24	1,76	1,96	2,42	2,56	
5,80	0,85	0,92	1,08	1,16	1,63	1,83	2,25	2,40	
6,00	0,79	0,86	1,01	1,09	1,52	1,72	2,09	2,25	

*Carga característica admissível para cada um modelo estrutural de quatro apoios em kN/m<sup>2</sup>*

4 APOIOS	Espessura (mm)	0,70		0,80		1,00		1,25	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
Vão (m)	1,00	37,72	28,40	49,63	36,31	73,76	58,27	100,73	76,43
	1,20	27,41	19,75	34,44	25,25	51,18	40,50	69,91	53,12
	1,40	20,12	14,53	25,27	18,58	37,57	29,79	51,32	39,07

4 APOIOS	Espessura (mm)	0,70		0,80		1,00		1,25	
		(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)	(D)	(A)
	1,60	15,38	11,15	19,33	14,25	28,74	22,84	39,26	29,95
	1,80	12,14	8,83	15,25	11,28	22,68	18,07	30,99	23,69
	2,00	9,81	7,17	12,33	9,15	18,35	14,66	25,07	19,22
	2,20	8,09	5,94	10,18	7,58	15,14	12,14	20,69	15,91
	2,40	6,79	5,00	8,53	6,39	12,70	10,22	17,36	13,39
	2,60	5,77	4,28	7,26	5,46	10,80	8,73	14,77	11,43
	2,80	4,96	3,70	6,24	4,72	9,30	7,54	12,72	9,88
	3,00	4,31	3,23	5,43	4,12	8,08	6,59	11,06	8,63
	3,20	3,78	2,85	4,76	3,64	7,09	5,80	9,70	7,60
	3,40	3,34	2,54	4,20	3,23	6,27	5,15	8,58	6,75
	3,60	2,97	2,27	3,74	2,89	5,58	4,61	7,63	6,04
	3,80	2,66	2,05	3,34	2,61	4,99	4,15	6,84	5,43
	4,00	2,39	1,86	3,01	2,36	4,49	3,76	6,15	4,92
	4,20	2,16	1,69	2,72	2,15	4,06	3,42	5,57	4,47
	4,40	1,96	1,55	2,47	1,97	3,69	3,13	5,06	4,09
	4,60	1,78	1,43	2,25	1,81	3,37	2,87	4,62	3,76
	4,80	1,63	1,32	2,06	1,67	3,08	2,65	4,23	3,46
	5,00	1,50	1,22	1,89	1,55	2,83	2,45	3,89	3,20
	5,20	1,38	1,13	1,74	1,44	2,61	2,28	3,58	2,97
	5,40	1,27	1,06	1,61	1,34	2,41	2,12	3,31	2,77
	5,60	1,18	0,99	1,49	1,25	2,23	1,98	3,07	2,58
	5,80	1,09	0,93	1,38	1,18	2,07	1,85	2,85	2,42
	6,00	1,01	0,87	1,28	1,11	1,93	1,74	2,65	2,27

LEGENDA	
Condicionado por SLS (Deformação)	
Condicionado por ULS (Esforço Transverso)	
Condicionado por ULS (Momento Fletor)	

### ANEXO 3 – Verificação dos escoramentos na fase construtiva da chapa perfilada como cofragem colaborante de laje mista

Do mesmo modo que no ANEXO 1 apenas se apresentou o cálculo das propriedades efetivas para a espessura de chapa de 0,70 milímetros, condensando-se posteriormente todas as espessuras de chapa perfilada, aqui se mostrará de modo idêntico o cálculo do vão máximo sem escoramento para lajes mistas para espessura de chapa de 0,70 milímetros.

*Cálculo do momento de inércia ficcional usado para os Estados Limites de Utilização*

Vão (m)	Momento de Inércia SLSL [cm <sup>4</sup> /m.l.]								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	163,22	149,33	135,43	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
1,20	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
1,40	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
1,60	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
1,80	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
2,00	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
2,20	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
2,40	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
2,60	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
2,80	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
3,00	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
3,20	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
3,40	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
3,60	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
3,80	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
4,00	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
4,20	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
4,40	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
4,60	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
4,80	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
5,00	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
5,20	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
5,40	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
5,60	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
5,80	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87
6,00	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87	127,87

*Peso próprio do betão fresco para cada altura de laje mista*

Altura da Laje [mm]		160	180	200	220	240	260	280	300	320
Betão Armado	Peso Próprio [kN/m <sup>2</sup> ]	2,55	3,05	3,55	4,05	4,55	5,05	5,55	6,05	6,55
Betão Fresco	Peso Próprio [kN/m <sup>2</sup> ]	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81

**Consideração do efeito "poça" (EN1994-1-1 9.3.2)**

Cálculo de 10% da altura da laje (EN1994-1-1 9.3.2.(2))

Altura da Laje (mm)	160	180	200	220	240	260	280	300	320
10% da altura da Laje (mm)	16	18	20	22	24	26	28	30	32

**Flechas de SLS devido a PP**

Se  $\delta_s, SLS > 10\% \cdot \text{altura da laje}$  considerar efeito "poça" onde  $\delta_s, SLS = (5/384) \cdot [(q \cdot L^4)/(E \cdot I)]$

Vão (m)	Altura da laje (mm)								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	0,10	0,14	0,17	0,21	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33
1,20	0,28	0,33	0,38	0,43	0,49	0,54	0,59	0,64	0,69
1,40	0,51	0,61	0,71	0,80	0,90	1,00	1,09	1,19	1,29
1,60	0,87	1,04	1,20	1,37	1,53	1,70	1,86	2,03	2,19
1,80	1,40	1,66	1,93	2,19	2,46	2,72	2,99	3,25	3,52
2,00	2,13	2,53	2,94	3,34	3,74	4,15	4,55	4,95	5,36
2,20	3,12	3,71	4,30	4,89	5,48	6,07	6,66	7,25	7,84
2,40	4,42	5,25	6,09	6,93	7,76	8,60	9,44	10,27	11,11
2,60	6,09	7,24	8,39	9,54	10,69	11,85	13,00	14,15	15,30
2,80	8,18	9,73	11,28	12,83	14,38	15,93	17,48	19,03	20,58
3,00	10,79	12,83	14,87	16,91	18,96	21,00	23,04	25,08	27,13
3,20	13,96	16,61	19,25	21,89	24,54	27,18	29,83	32,47	35,11
3,40	17,79	21,16	24,53	27,90	31,27	34,64	38,01	41,38	44,75
3,60	22,37	26,60	30,84	35,07	39,31	43,54	47,78	52,01	56,25
3,80	27,77	33,02	38,28	43,54	48,80	54,05	59,31	64,57	69,83
4,00	34,09	40,54	47,00	53,45	59,91	66,36	72,82	79,27	85,73
4,20	41,44	49,28	57,13	64,97	72,82	80,67	88,51	96,36	104,20
4,40	49,91	59,36	68,81	78,26	87,71	97,16	106,61	116,06	125,52
4,60	59,62	70,91	82,20	93,49	104,78	116,07	127,36	138,65	149,94
4,80	70,69	84,07	97,46	110,84	124,23	137,61	151,00	164,38	177,77
5,00	83,22	98,98	114,74	130,50	146,26	162,02	177,78	193,54	209,30
5,20	97,36	115,80	134,23	152,67	171,11	189,54	207,98	226,41	244,85
5,40	113,23	134,67	156,11	177,55	198,99	220,43	241,87	263,31	284,75
5,60	130,96	155,75	180,55	205,35	230,15	254,94	279,74	304,54	329,34
5,80	150,69	179,22	207,76	236,29	264,83	293,36	321,90	350,43	378,96
6,00	172,57	205,25	237,93	270,61	303,29	335,97	368,65	401,32	434,00
<b>LEGENDA</b>									
Não considerar o efeito "poça"									
Considerar o efeito "poça"									

Peso próprio do betão fresco considerando já a altura da laje com efeito "poça" presente

Vão (m)	Peso Próprio do Betão Fresco (kN/m3)								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
1,20	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
1,40	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
1,60	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
1,80	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
2,00	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
2,20	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
2,40	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
2,60	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81

<b>2,80</b>	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
<b>3,00</b>	2,65	3,17	3,69	4,21	4,73	5,25	5,77	6,29	6,81
<b>3,20</b>	2,65	3,17	3,69	4,21	5,18	5,74	6,31	6,88	7,45
<b>3,40</b>	2,97	3,55	4,14	4,72	5,30	5,88	6,46	7,04	7,62
<b>3,60</b>	3,06	3,65	4,25	4,85	5,44	6,04	6,64	7,24	7,83
<b>3,80</b>	3,15	3,77	4,39	5,00	5,62	6,23	6,85	7,46	8,08
<b>4,00</b>	3,27	3,91	4,54	5,18	5,82	6,46	7,09	7,73	8,37
<b>4,20</b>	3,40	4,07	4,73	5,39	6,05	6,72	7,38	8,04	8,71
<b>4,40</b>	3,56	4,25	4,94	5,63	6,33	7,02	7,71	8,40	9,09
<b>4,60</b>	3,73	4,46	5,18	5,91	6,64	7,36	8,09	8,81	9,54
<b>4,80</b>	3,94	4,70	5,46	6,23	6,99	7,75	8,52	9,28	10,04
<b>5,00</b>	4,16	4,97	5,78	6,58	7,39	8,20	9,00	9,81	10,62
<b>5,20</b>	4,42	5,28	6,13	6,99	7,84	8,70	9,55	10,41	11,27
<b>5,40</b>	4,71	5,62	6,53	7,44	8,35	9,26	10,17	11,08	11,99
<b>5,60</b>	5,03	6,00	6,97	7,95	8,92	9,89	10,86	11,83	12,80
<b>5,80</b>	5,39	6,43	7,47	8,51	9,55	10,59	11,63	12,67	13,71
<b>6,00</b>	5,79	6,90	8,02	9,13	10,25	11,36	12,48	13,59	14,71

**Verificação em relação aos estados limites de utilização (EN1994-1-1 9.6)**

Flechas máximas admissíveis (EN1994-1-1 9.6.(2))

$$\delta_{s,m\acute{a}x}=L/180$$

<b>Vão (m)</b>	<b><math>\delta_{s,m\acute{a}x}</math> (mm)</b>
<b>1,00</b>	5,56
<b>1,20</b>	6,67
<b>1,40</b>	7,78
<b>1,60</b>	8,89
<b>1,80</b>	10,00
<b>2,00</b>	11,11
<b>2,20</b>	12,22
<b>2,40</b>	13,33
<b>2,60</b>	14,44
<b>2,80</b>	15,56
<b>3,00</b>	16,67
<b>3,20</b>	17,78
<b>3,40</b>	18,89
<b>3,60</b>	20,00
<b>3,80</b>	21,11
<b>4,00</b>	22,22
<b>4,20</b>	23,33
<b>4,40</b>	24,44
<b>4,60</b>	25,56
<b>4,80</b>	26,67
<b>5,00</b>	27,78
<b>5,20</b>	28,89
<b>5,40</b>	30,00
<b>5,60</b>	31,11
<b>5,80</b>	32,22
<b>6,00</b>	33,33

Flechas devidas ao peso próprio da chapa + betão fresco e excluindo cargas de construção (EN1994-1-1 9.6.(2)) sem qualquer escoramento

$$\delta_{s,s} \leq \delta_{s,máx} \text{ onde } \delta_{s,s} = (5/384) * [(q * L^4) / (E * I)]$$

Vão (m)	Altura da laje (mm)								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	0,10	0,14	0,17	0,21	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33
1,20	0,28	0,33	0,38	0,43	0,49	0,54	0,59	0,64	0,69
1,40	0,51	0,61	0,71	0,80	0,90	1,00	1,09	1,19	1,29
1,60	0,87	1,04	1,20	1,37	1,53	1,70	1,86	2,03	2,19
1,80	1,40	1,66	1,93	2,19	2,46	2,72	2,99	3,25	3,52
2,00	2,13	2,53	2,94	3,34	3,74	4,15	4,55	4,95	5,36
2,20	3,12	3,71	4,30	4,89	5,48	6,07	6,66	7,25	7,84
2,40	4,42	5,25	6,09	6,93	7,76	8,60	9,44	10,27	11,11
2,60	6,09	7,24	8,39	9,54	10,69	11,85	13,00	14,15	15,30
2,80	8,18	9,73	11,28	12,83	14,38	15,93	17,48	19,03	20,58
3,00	10,79	12,83	14,87	16,91	18,96	21,00	23,04	25,08	27,13
3,20	13,96	16,61	19,25	21,89	24,53	27,17	29,81	32,45	35,09
3,40	19,89	23,66	27,43	31,19	34,96	38,73	42,49	46,26	50,03
3,60	25,68	30,54	35,41	40,27	45,13	50,00	54,86	59,72	64,58
3,80	32,87	39,10	45,33	51,55	57,78	64,00	70,23	76,45	82,68
4,00	41,79	49,70	57,62	65,53	73,44	81,36	89,27	97,18	105,10
4,20	52,81	62,81	72,82	82,82	92,82	102,82	112,82	122,82	132,82
4,40	66,42	78,99	91,57	104,15	116,73	129,30	141,88	154,46	167,03
4,60	83,18	98,93	114,68	130,43	146,18	161,94	177,69	193,44	209,19
4,80	103,80	123,46	143,11	162,77	182,42	202,08	221,74	241,39	261,05
5,00	129,13	153,58	178,03	202,48	226,94	251,39	275,84	300,29	324,74
5,20	160,18	190,52	220,85	251,18	281,51	311,85	342,18	372,51	402,84
5,40	198,19	235,72	273,25	310,78	348,31	385,84	423,37	460,90	498,43
5,60	244,61	290,93	337,25	383,57	429,89	476,21	522,53	568,85	615,17
5,80	301,18	358,22	415,25	472,28	529,31	586,34	643,37	700,41	757,44
6,00	369,96	440,01	510,06	580,12	650,17	720,23	790,28	860,34	930,39
<b>LEGENDA</b>									
Verifica SLS									
Não verifica SLS									

**Cálculo do esforço transversal máximo atuante e comparação com o esforço transversal máximo admissível nos apoios**

$V_{máx,Rd} > V_{máx,Ed}$ , onde  $V_{máx,Ed} = qL/2$ , com

para  $L \geq 3,00$  m  $q = 1,5 * (q1 * (q2 - q1) * (3/L)) + 1,35 * q3$

para  $L < 3,00$  m  $q = 1,5 * q2 + 1,35 * q3$

Vão (m)	Esforço transversal atuante máximo (kN)								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	2,42	2,77	3,12	3,47	3,82	4,17	4,52	4,87	5,22
1,20	2,90	3,32	3,74	4,16	4,58	5,01	5,43	5,85	6,27
1,40	3,38	3,87	4,37	4,86	5,35	5,84	6,33	6,82	7,31
1,60	3,87	4,43	4,99	5,55	6,11	6,67	7,24	7,80	8,36
1,80	4,35	4,98	5,61	6,24	6,88	7,51	8,14	8,77	9,40
2,00	4,83	5,53	6,24	6,94	7,64	8,34	9,04	9,75	10,45
2,20	5,32	6,09	6,86	7,63	8,40	9,18	9,95	10,72	11,49
2,40	5,80	6,64	7,48	8,33	9,17	10,01	10,85	11,70	12,54
2,60	6,28	7,19	8,11	9,02	9,93	10,84	11,76	12,67	13,58
2,80	6,77	7,75	8,73	9,71	10,70	11,68	12,66	13,64	14,63
3,00	7,25	8,30	9,35	10,41	11,46	12,51	13,57	14,62	15,67
3,20	7,73	8,85	9,98	11,10	13,19	14,42	15,64	16,87	18,10
3,40	8,96	10,29	11,63	12,96	14,29	15,63	16,96	18,30	19,66
3,60	9,69	11,14	12,59	14,04	15,49	16,94	18,39	19,84	21,37
3,80	10,48	12,06	13,64	15,22	16,79	18,37	19,95	21,53	23,24
4,00	11,34	13,06	14,78	16,50	18,22	19,95	21,67	23,44	25,30
4,20	12,29	14,16	16,04	17,92	19,80	21,68	23,56	25,56	27,59
4,40	13,33	15,38	17,44	19,49	21,55	23,60	25,71	27,92	30,13
4,60	14,48	16,74	18,99	21,24	23,49	25,75	28,13	30,55	32,96
4,80	15,77	18,24	20,71	23,19	25,66	28,19	30,84	33,48	36,13
5,00	17,19	19,92	22,64	25,36	28,08	30,96	33,87	36,77	39,68
5,20	18,78	21,79	24,79	27,79	30,87	34,07	37,26	40,46	43,65
5,40	20,56	23,88	27,19	30,51	34,02	37,54	41,07	44,59	48,11
5,60	22,54	26,21	29,88	33,65	37,54	41,43	45,32	49,22	53,11
5,80	24,75	28,82	32,89	37,18	41,49	45,79	50,09	54,40	58,70
6,00	27,22	31,73	36,36	41,13	45,89	50,66	55,43	60,19	64,96

**LEGENDA**

Verifica resistência ao esforço transversal	
Não verifica resistência ao esforço transversal	

Cálculo do momento fletor máximo atuante e comparação com o momento fletor máximo admissível a meio vão

$M_{máx,Rd} > M_{máx,Ed}$ , onde  $M_{máx,Ed}$  para

para  $L > 3,00 \text{ m}$   $= 1,5[(q1 * ((L^2)/8) + ((q2 - q1) * ((3^2)/8))] + 1,35(q3 * (L^2)/8)$

para  $L \leq 3,00 \text{ m}$   $= 1,5[(q2 * ((L^2)/8)] + 1,35(q3 * (L^2)/8)$

Vão (m)	Momento fletor atuante máximo (kN.m)								
	160	180	200	220	240	260	280	300	320
1,00	0,60	0,69	0,78	0,87	0,96	1,04	1,13	1,22	1,31
1,20	0,87	1,00	1,12	1,25	1,38	1,50	1,63	1,75	1,88
1,40	1,18	1,36	1,53	1,70	1,87	2,04	2,22	2,39	2,56
1,60	1,55	1,77	2,00	2,22	2,44	2,67	2,89	3,12	3,34
1,80	1,96	2,24	2,53	2,81	3,09	3,38	3,66	3,95	4,23
2,00	2,42	2,77	3,12	3,47	3,82	4,17	4,52	4,87	5,22
2,20	2,92	3,35	3,77	4,20	4,62	5,05	5,47	5,90	6,32
2,40	3,48	3,98	4,49	5,00	5,50	6,01	6,51	7,02	7,52
2,60	4,08	4,68	5,27	5,86	6,46	7,05	7,64	8,24	8,83
2,80	4,74	5,42	6,11	6,80	7,49	8,18	8,86	9,55	10,24
3,00	5,44	6,23	7,02	7,81	8,60	9,39	10,17	10,96	11,75
3,20	6,19	7,08	7,98	8,88	9,77	10,67	11,56	12,45	13,34
3,40	7,01	8,01	9,01	10,02	11,02	12,02	13,02	14,02	15,02
3,60	7,92	9,02	10,12	11,22	12,32	13,42	14,52	15,62	16,72
3,80	8,95	10,15	11,35	12,55	13,75	14,95	16,15	17,35	18,55
4,00	10,10	11,40	12,70	14,00	15,30	16,60	17,90	19,20	20,50
4,20	11,37	12,77	14,17	15,57	16,97	18,37	19,77	21,17	22,57
4,40	12,76	14,26	15,76	17,26	18,76	20,26	21,76	23,26	24,76
4,60	14,27	15,87	17,47	19,07	20,67	22,27	23,87	25,47	27,07
4,80	15,90	17,60	19,40	21,20	23,00	24,80	26,60	28,40	30,20
5,00	17,65	19,55	21,45	23,35	25,25	27,15	29,05	30,95	32,85
5,20	19,52	21,52	23,52	25,52	27,52	29,52	31,52	33,52	35,52
5,40	21,51	23,61	25,71	27,81	29,91	32,01	34,11	36,21	38,31
5,60	23,62	25,82	28,02	30,22	32,42	34,62	36,82	39,02	41,22
5,80	25,85	28,15	30,45	32,65	35,05	37,45	39,85	42,65	44,85
6,00	28,30	30,70	32,90	35,10	37,60	40,00	42,90	45,80	48,70

**LEGENDA**

Verifica resistência ao momento fletor	
Não verifica resistência ao momento fletor	

*Vãos máximos sem escoramento para a fase de montagem de laje mista*

**DEFORMAÇÃO**

Altura da Laje (mm)	Vãomáx (m) para cada espessura de chapa nominal (mm)			
	0,70	0,80	1,00	1,20
160	3,20	3,40	4,00	4,40
180	3,20	3,40	3,80	4,20
200	3,00	3,20	3,60	4,00
220	2,80	3,20	3,60	4,00
240	2,80	3,00	3,40	3,80
260	2,60	2,80	3,20	3,80
280	2,60	2,80	3,20	3,60
300	2,60	2,80	3,00	3,60
320	2,40	2,60	3,00	3,40

**ESFORÇO TRANSVERSO**

Altura da Laje (mm)	Vãomáx (m) para cada espessura de chapa nominal (mm)			
	0,70	0,80	1,00	1,20
160	6,00	6,00	6,00	6,00
180	5,80	6,00	6,00	6,00
200	5,80	6,00	6,00	6,00
220	5,40	6,00	6,00	6,00
240	5,20	6,00	6,00	6,00
260	5,00	6,00	6,00	6,00
280	4,80	5,80	6,00	6,00
300	4,80	5,80	6,00	6,00
320	4,60	5,60	6,00	6,00

**MOMENTO FLETOR**

Altura da Laje (mm)	Vãomáx (m) para cada espessura de chapa nominal (mm)			
	0,70	0,80	1,00	1,20
160	2,80	3,20	4,00	4,40
180	2,60	3,00	3,80	4,20
200	2,60	2,80	3,60	4,00
220	2,40	2,80	3,40	3,80
240	2,20	2,60	3,40	3,80
260	2,20	2,40	3,20	3,60
280	2,00	2,40	3,00	3,40
300	2,00	2,20	3,00	3,40
320	2,00	2,20	2,80	3,20

**CONJUGAÇÃO DAS TRÊS CONDICIONANTES**

Altura da Laje (mm)	Vãomáx (m) para cada espessura de chapa nominal (mm)			
	0,70	0,80	1,00	1,20
160	2,80	3,20	4,00	4,40
180	2,60	3,00	3,80	4,20
200	2,60	2,80	3,60	4,00
220	2,40	2,80	3,40	3,80
240	2,20	2,60	3,40	3,80
260	2,20	2,40	3,20	3,60
280	2,00	2,40	3,00	3,40
300	2,00	2,20	3,00	3,40
320	2,00	2,20	2,80	3,20

**LEGENDA**

Condicionado por SLS (Deformação)	
Condicionado por ULS (Esforço Transverso)	
Condicionado por ULS (Momento Fletor)	