



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

Determinação da geometria mais eficaz em projectos de edifícios metálicos tipo nave industrial com solução porticada

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

Autor:

Rui Nuno da Silva Costa

Orientadores:

Luís Filipe Costa Neves

Dinis Maia 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, Outubro, 2013

AGRADECIMENTOS

O meu profundo agradecimento ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e à empresa Fametal, pela parceria solidificada numa óptica de junção de sinergias e conhecimentos que muito valorizou este trabalho.

Ao Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves, pela disponibilidade total, motivação, orientação e partilha de conhecimentos, a todos os níveis exemplar, que contribuiu de forma decisiva para este trabalho. Para sempre ficará a admiração e o agradecimento.

Ao Engenheiro Dinis Maia Rebelo, pela experiência e conhecimentos transmitidos, pela disponibilidade de, em nome da Fametal, me receber por diversas vezes nas instalações com o intuito de me dar a conhecer todos os processos e metodologias adoptados pela empresa, tanto ao nível do fabrico como da análise e dimensionamento estrutural.

Ao Professor Doutor Rui Duarte Simões, pela capacidade de me incutir o interesse e fascínio pelas estruturas metálicas e por todo o acompanhamento e dedicação demonstrados, nomeadamente ao longo da docência das disciplinas de Estruturas Metálicas I e II.

Aos meus pais, por sempre acreditarem nas minhas capacidades e objectivos de vida. Por apostarem tudo em mim sem pedirem nada em troca, por serem os meus ídolos e por me proporcionarem a oportunidade de me formar naquilo que sempre sonhei.

Aos colegas de curso que me acompanham desde o primeiro ano e aos amigos em geral, pelas memórias e amizades que levo comigo e jamais esquecerei.

Ao João, ao Paulo e ao Luís, pelo excepcional grupo de trabalho que formámos neste último ano de especialização e que mudou a minha vida. Um obrigado aos três nunca será suficiente.

À Rita, pelo carinho, preocupação e capacidade de me mudar para melhor, todos os dias. Sei que sem ti seria muito mais difícil chegar onde cheguei.

A todos o meu muito obrigado.

RESUMO

Este trabalho debruça-se sobre a determinação da geometria mais eficaz e económica de edifícios tipo nave industrial em estrutura metálica.

O trabalho levado a cabo para a elaboração do estudo aqui apresentado foi realizado em colaboração com o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e com a metalomecânica Fametal – Fábrica Portuguesa de Estruturas Metálicas, numa óptica de junção de sinergias e de conhecimentos. Esta parceria resultou numa mais-valia qualitativa tanto na análise e dimensionamento estrutural como no aprofundamento do conhecimento dos métodos e instrumentos de fabrico e suas particularidades, através da orientação providenciada em várias visitas às instalações da Fametal.

Devido à impraticabilidade de analisar as inúmeras soluções estruturais possíveis, limitou-se o campo de aplicação do estudo aqui realizado a estruturas constituídas por pórticos simples, estabilizados por contraventamentos transversais. Esta decisão fundamenta-se no facto desta solução estrutural ser reconhecida como uma das mais utilizadas e eficazes, no contexto dos edifícios industriais em estrutura metálica.

Primeiramente foram abordadas as várias fases de projecto e de fabrico e a sua importância na qualidade global do projecto, e em seguida realizada uma análise qualitativa às soluções mais comumente adoptadas neste tipo de edifícios. Apresentaram-se os principais parâmetros que influenciam o dimensionamento deste tipo de estruturas: o vão a vencer pelos pórticos; o afastamento entre estes; a altura do edifício; o tipo de perfil adoptado, as dimensões dos esquadros de ligação, e a sua gama de variação, resultando na análise e dimensionamento de mais de 600 estruturas, tendo em conta os princípios constantes nos Eurocódigos estruturais.

Os resultados demonstraram que as colunas em perfil IPE e as travessas em perfil HEA se revelam mais económicas. Verificou-se que o aumento da altura provoca um incremento exponencial do peso da estrutura e que maiores afastamentos entre pórticos se traduzem numa maior economia global. O esquadro de ligação revela-se pouco influente, em relação aos demais parâmetros analisados. O aumento do vão provoca um incremento exponencial do peso da estrutura, estando esta tendência sujeita a variações conforme a altura do edifício.

Todo o processo de modelação e dimensionamento foi realizado com auxílio do *software* de cálculo *Robot Structural Analysis 2013*.

ABSTRACT

This paper's objective is to determine the most effective and economical geometry of steel structures for industrial buildings.

The work developed in order to present this study had the support from the Civil Engineering Department of the University of Coimbra and from the company Fametal – *Fábrica Portuguesa de Estruturas Metálicas*, merging synergy and knowledge. This partnership provided a quality boost of the structural analysis and design, as well as a deeper knowledge of manufacturing procedures, through orientation in several visits to Fametal.

Due to the impossibility of covering the vast structural solutions available, the study's field of application was limited to structures constituted by simple frames with solid section beams, stabilized by cross bracings. This decision was based in the recognized efficiency and vastly use of that solution.

Firstly, the several phases of a project and manufacturing were described, as well as their importance in the global quality of the project, followed by a qualitative analysis of the most common solutions adopted in this type of buildings. The study and its results were demonstrated, product of the systematic variation of the key parameters taken into account in a project: floor plan; height; frame spacing; cross-section and bracket's geometry. The structural design for each variation was done according to European regulations (Eurocode), which enabled the study of the relations between their variation and influence on the final design and weight of the structure. As a result of the considered parameters and its variation more than 600 structures were calculated.

Frames constituted by columns with IPE section and beams with HEA section were the most economical structures. An exponential growth was observed in structural weight as a result of height increasing and tighter frame spacing. The influence of the bracket's geometry was not significant, when compared to the other variables. Longer spans were associated to an exponential increase of weight, being this tendency subject to variations mainly due to the height of the building.

All the modeling process and structural analysis and design were performed with the software *Robot Structural Analysis 2013*.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objectivo	2
2 FASES DE PROJECTO	4
2.1 Considerações iniciais	4
2.2 Programa preliminar	4
2.3 Programa base	4
2.4 Estudo prévio	4
2.5 Anteprojecto	5
2.6 Projecto de execução	5
2.7 Assistência técnica	5
3 FABRICAÇÃO	6
3.1 Considerações iniciais	6
3.2 Corte	7
3.2.1 Corte de elementos lineares	7
3.2.2 Corte de elementos planos	8
3.3 Furação	9
3.4 Soldadura	10
3.5 Acabamento	11
3.5.1 Considerações iniciais	11
3.5.2 Decapagem	11
3.5.3 Pintura	13
3.6 Transporte e montagem	14
3.6.1 Considerações iniciais	14
3.6.2 Transporte	14
3.6.3 Montagem	17
4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	20
4.1 Considerações iniciais	20
4.2 Estrutura principal	20
4.3 Estrutura secundária	22
4.3.1 Madres	22
4.3.2 Revestimentos	24
4.4 Contraventamentos	24

4.4.1	Considerações iniciais	24
4.4.2	Sistemas de contraventamento	25
4.4.3	Efeito diafragma	27
5	ESTUDO PARAMÉTRICO	29
5.1	Considerações iniciais	29
5.2	Solução estrutural	29
5.3	Variáveis-chave	30
5.4	Modelação estrutural	32
5.5	Regulamentação.....	34
5.6	Materiais	34
5.7	Abordagem dos Estados Limites	35
5.8	Quantificação de acções	35
5.8.1	Acções permanentes	35
5.8.2	Acções variáveis	36
5.8.3	Acções acidentais	43
5.9	Combinações de acções	43
5.10	Dimensionamento dos revestimentos	44
5.11	Dimensionamento das madres	45
5.11.1	Madres de cobertura	46
5.11.2	Madres de fachada.....	49
5.12	Análise estrutural e dimensionamento dos elementos principais	50
5.12.1	Análise Global	50
5.12.2	Análise de 1ª ordem vs. análise de 2ª ordem	51
5.12.3	Imperfeições Geométricas	51
5.12.4	Verificação da resistência e estabilidade	52
5.12.5	Travamentos e momento crítico	54
6	RESULTADOS	57
6.1	Considerações iniciais	57
6.2	Perfil (HEA, IPE)	58
6.3	Altura (H)	64
6.4	Afastamento entre pórticos (LT)	68
6.5	Esquadro de ligação (L1).....	71
6.6	Vão (L)	74
6.7	Considerações finais	77
7	CONCLUSÕES	78
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
9	ANEXOS	84

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A utilização do aço no sector da construção sofreu um aumento considerável na última década. Em 2002, o consumo de aço destinado à construção em Portugal representava 0,9% do total consumido pelos principais consumidores de aço na Europa (ECCS, 2010). Em 2009 verificou-se um aumento para cerca do dobro, sendo grande parte (53,5%) destinado à construção de edifícios industriais. Esta tendência constitui um desafio aos projectistas, cuja procura por soluções mais económicas se pode revelar bastante proveitosa, num contexto de mercado. É neste âmbito que surge este trabalho, que visa determinar a geometria mais eficaz e económica aplicada a edifícios tipo nave industrial em estrutura metálica.

A crescente procura de soluções em estrutura metálica, originada pelas suas vantagens em relação a outro tipo de materiais, como, por exemplo, o betão armado - capacidade de vencer grandes vãos, esbelteza, estética, sustentabilidade, rapidez de execução, etc -, obrigou a novos desafios, resultantes da necessidade crescente de construções com menores custos. Este processo culminou na criação de soluções-tipo que vieram, de certa forma, padronizar os projectos de estruturas metálicas de pavilhões industriais (Oliveira, 2011). O conhecimento destas é crucial quando se inicia um projecto, bastando na grande maioria dos casos adaptar a solução base às particularidades do edifício em causa para que se chegue a um resultado económico. A definição da geometria da estrutura é, de grosso modo, uma das chaves para que se consiga obter uma solução mais económica. Consoante o tipo e intensidade das acções consideradas no cálculo de uma estrutura, o projectista terá de ser capaz de interpretar as suas implicações, isoladamente e em conjunto, no processo de optimização.

No caso dos pavilhões industriais, as acções mais condicionantes no dimensionamento da estrutura no território nacional são o vento, o peso próprio da estrutura e dos elementos secundários e a neve, embora a última o seja apenas para algumas zonas do país. Para este tipo de solicitação, as soluções-tipo mais adoptadas assentam em pórticos contraventados longitudinalmente, podendo os pórticos subdividir-se em dois grandes tipos: simples, constituídos por perfis de alma cheia (Figura 1.1 b)), cujos elementos trabalham essencialmente à flexão, ou treliçados (Figura 1.1 a)), cujos elementos trabalham essencialmente axialmente. Uma terceira solução pode ser tida em conta associando os dois anteriores, assente em pilares com secção de alma cheia e vigas treliçadas (Figura 1.1 c)). A

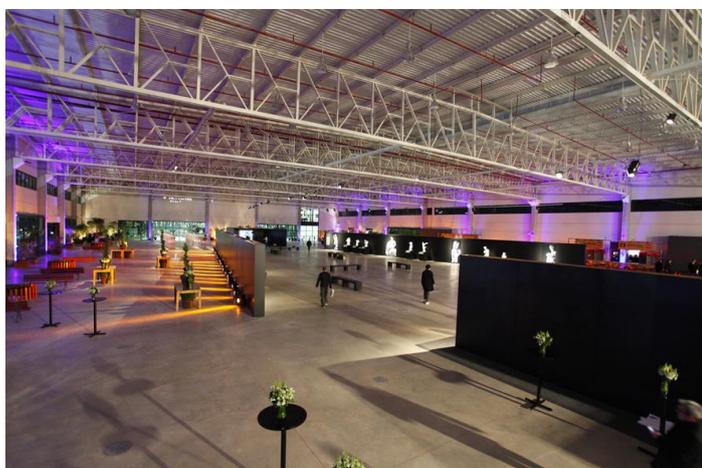
rentabilidade de cada uma das soluções terá de ser estudada consoante o caso, sendo difícil especificar *à priori* a mais económica, num contexto global. De grosso modo, é comum adoptarem-se estruturas treliçadas para grandes vãos, aproveitando as suas características de estabilidade e a resistência axial das secções. No entanto, as vigas de alma cheia, quando efectivamente travadas, podem constituir uma alternativa competitiva, tirando partido da sua inércia.



a) Treliçada (FMNews, 2013)



b) Perfis de Alma Cheia (Castanhel, 2013)



c) Viga treliçada com pilares em perfis de alma cheia (Februce, 2013)

Figura 1.1 – Soluções-tipo para pavilhões

1.2 Objectivo

Este trabalho pretende constituir um auxílio na construção de pavilhões industriais, passando pelas várias fases, desde o projecto à montagem, dando especial ênfase aos cuidados e precauções que um engenheiro de estruturas deverá ter na fase de cálculo para reduzir os custos inerentes a atrasos, complicações ou defeitos da estrutura que possam ser detectados apenas posteriormente (Capítulo 2, 3 e 4).

Será apresentado o estudo paramétrico realizado, cujo objectivo é contribuir para a determinação da geometria mais eficaz e económica em edifícios metálicos tipo nave industrial. O estudo propõe-se ser o mais abrangente possível, e a cobrir a maioria das variáveis-chave associadas aos projectos de naves industriais. Devido à infinidade de soluções e variáveis, um estudo desta magnitude terá de ser, obrigatoriamente, limitado a um campo de validade mais representativo dos edifícios correntes.

O primeiro aspecto a balizar será a estrutura-tipo, que consistirá em pórticos simples com pilares e vigas de alma cheia, contraventados transversalmente. A razão da escolha desta configuração deve-se, como já foi referido anteriormente, ao facto de ser das mais utilizadas em projectos de naves industriais. A análise da estrutura do pavilhão será bidimensional, ou seja, será tratado um pórtico interno, assumindo um esquema de contraventamento capaz de dissipar para as fundações as cargas horizontais na direcção perpendicular ao plano do pórtico. Resumidamente, os esforços de cálculo serão provenientes, única e exclusivamente, das acções actuantes na área de influência do pórtico.

O segundo aspecto foi estabelecido de forma a tornar o estudo abrangente, no que diz respeito à localização da estrutura, considerando alguma variabilidade a nível das acções a que estará sujeita. Tentou-se, tanto quanto possível, adoptar valores de referência a nível nacional.

Por fim, os parâmetros principais a variar serão:

- O vão que cada pórtico vence;
- A secção dos pilares e das travessas;
- A altura do edifício;
- O afastamento entre pórticos;
- O comprimento do esquadro de ligação viga-pilar.

Todos os parâmetros serão combinados entre si, possibilitando estabelecer relações entre eles, com a eficiência estrutural e com o peso final da estrutura.

No Capítulo 5 são apresentadas as considerações tidas em conta no estudo e o Capítulo 6 é reservado à apresentação dos resultados obtidos.

O processo de modelação e cálculo das estruturas foi realizado recorrendo ao *software* de cálculo automático *Robot Structural Analysis 2013*, tendo todo o processo contado com a colaboração e apoio do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e da empresa Fametal – Fábrica Portuguesa de Estruturas Metálicas.

2 FASES DE PROJECTO

2.1 Considerações iniciais

Os projectos são o ponto de partida para a realização de uma obra. São documentos que têm por objectivo especificar as características e dimensões da obra. A elaboração de um projecto é um processo iterativo, havendo uma aproximação sucessiva ao pretendido pelo dono da obra (Pereira, 2012). As fases que geralmente se consideram são o programa preliminar, o programa base, o estudo prévio, o projecto base e o projecto de execução.

2.2 Programa preliminar

O programa preliminar é um documento que deverá ser fornecido pelo dono da obra ao autor do projecto para definição dos objectivos, características de utilização do espaço, descrição das funções, condicionantes financeiras da obra e prazos de execução a observar.

2.3 Programa base

O programa base é um documento elaborado pelo autor do projecto de acordo com as condições expressas no programa preliminar, resultado da verificação da sua viabilidade e do estudo de soluções alternativas, eventualmente mais favoráveis ou mais ajustadas às condições locais.

2.4 Estudo prévio

Aprovado o programa base, o estudo prévio visa desenvolver a solução programada, essencialmente no que respeita à concepção geral da obra. O estudo prévio é constituído por peças escritas e desenhadas e por outros elementos informativos, de modo a possibilitar ao dono de obra a fácil apreciação das soluções propostas pelo autor do projecto e o seu confronto com as exigências do programa base. É nesta fase que a coordenação entre a arquitectura e as especialidades tem maior importância. Embora possa não ser muito produtiva em termos de solução final, é nesta fase que os maiores problemas de inter relacionamento são ultrapassados.

2.5 Anteprojecto

Também conhecido por “Projecto Base”, consiste no desenvolvimento do estudo prévio, destinando-se a esclarecer os aspectos da solução proposta que possam dar lugar a dúvidas, a apresentar com maior grau de pormenor alternativas de soluções difíceis de definir no estudo prévio e, de um modo geral, a assentar em definitivo as bases a que deve obedecer a continuação do estudo sob a forma de projecto de execução. As peças escritas e desenhadas provenientes do estudo prévio deverão ser desenvolvidas, de forma a definir convenientemente o dimensionamento e modo de execução da obra.

2.6 Projecto de execução

O projecto de execução deverá ser apresentado de modo a constituir um conjunto coordenado das informações escritas e desenhadas de fácil e inequívoca interpretação por parte das entidades intervenientes na execução da obra. É o documento final a apresentar a concurso para adjudicação, onde deverão constar todos os dados necessários à boa execução dos trabalhos.

2.7 Assistência técnica

Em complemento às fases anteriores, deverá ser prestada assistência técnica ao dono de obra pelos projectistas, compreendendo o esclarecimento de dúvidas relativas ao projecto e a apreciação de possíveis propostas de alteração.

3 FABRICAÇÃO

3.1 Considerações iniciais

É comum um projectista interpretar a optimização do dimensionamento de uma estrutura metálica como sendo apenas a redução ao mínimo da secção dos perfis adoptados (Rebello, 2011). Esta ideia, assente em pressupostos incorrectos, ignora vários factores a ter em conta na relação preço/kg da estrutura metálica, e que se enumeram a seguir:

- Preço das matérias primas (aço, eléctrodos, etc);
- Preço de fabricação (mão-de-obra fundamentalmente);
- Preço da decapagem e pintura (devem ser executados no local de fabrico);
- Preço do transporte para o local da obra (cada carga pode ser limitada pelo peso ou pelo volume);
- Preço dos trabalhos de montagem (mão-de-obra e meios de elevação, principalmente).

Ao longo deste capítulo serão sucintamente descritas as várias actividades do fabrico, tendo sempre como objectivo relacioná-las com as suas implicações na rentabilidade da solução final. Um projectista deverá ser capaz de entender e ter em conta no projecto as necessidades e limitações da metalomecânica com a qual se associa (ou da tendência geral ou dominante do mercado se não estiver associado a qualquer fabricante). Deverá ter conhecimento dos instrumentos que esta possui, da metodologia que adopta para os vários processos e suas implicações para uma optimização do tempo e custo global do projecto. Para esse efeito, é recomendável que o projecto esteja pensado para minimizar o tempo necessário à montagem em obra, aproveitando ao mesmo tempo todas as capacidades e soluções de fabrico da oficina.

No caso das estruturas metálicas, os requisitos para a sua execução encontram-se definidos na norma EN 1090-2, que assegura, fundamentalmente, um padrão de qualidade específico na realização da obra em função de 4 classes de execução (EXC1, EXC2, EXC3, EXC4).

Os parágrafos seguintes referem resumidamente as principais etapas e tarefas necessárias à construção do tipo de edifícios em estudo.

3.2 Corte

3.2.1 Corte de elementos lineares

Actualmente, os dois processos mais utilizados para realização do corte de elementos lineares são o serrote e a guilhotina (Santos, 2010). A guilhotina (Figura 3.1) é normalmente aplicada em barras, sendo de extrema importância o acautelamento da possibilidade do corte não ficar perpendicular à superfície da chapa. O serrote subdivide-se em dois tipos: de fita (Figura 3.2a) ou de disco (Figura 3.2b). Uma das vantagens associada aos métodos referidos é o facto de não introduzir tensões residuais no elemento. É de notar que a cada serrote está associado um limite máximo de altura de perfil a cortar.



Figura 3.1 – Guilhotina (Santa Rita, 2013)

Aquando da compra do perfil, deverá ser acautelado um comprimento extra de forma a fixá-lo à mesa de corte (35mm no final do perfil) e para que o serrote detecte a altura do perfil (35mm no início do perfil). Para além disso, deve ser tido em conta o facto de os topos virem das siderurgias cortados de forma irregular, sendo necessário prever um corte no início e no final de cada perfil.



a) Serra de Fita (Nei, 2013)



b) Serra de disco (Santos, 2010)

Figura 3.2 – Serrotes mais usados no corte de elementos lineares

3.2.2 Corte de elementos planos

As empresas com menos recursos utilizam, geralmente, os tradicionais maçaricos de corte (Martins, 2008). No entanto, os quatro processos mais utilizados para realizar o corte de elementos planos são:

- Oxi-corte
- Plasma
- Laser
- Jacto de Água



a) Oxi-Corte (MRT, 2013)



b) Plasma (IndustriaHoje, 2013)

Figura 3.3 – Processos de corte de elementos planos

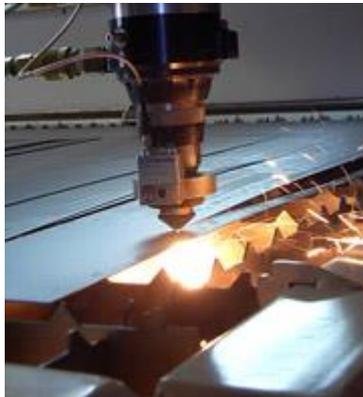
Entre os processos referidos, o oxi-corte (Figura 3.3a) é o mais antigo e o mais utilizado (Simões da Silva e Santos, 2011). É, no entanto, o menos preciso ($\pm 1\text{mm}$) e mais lento ($0,5\text{ m/min}$). Note-se que o corte consome material, sendo este proporcional à espessura da chapa. Apresenta, porém, vantagens suficientemente competitivas em relação aos demais processos:

- Menor investimento inicial
- Menor custo por metro de corte
- Capacidade de corte de chapas com grandes espessuras
- Corte perpendicular à chapa

O corte por plasma (Figura 3.3b) tem uma precisão de $\pm 0,8\text{mm}$ e uma velocidade de 2 m/min . Como principais desvantagens realça-se a inclinação do corte relativamente à superfície da chapa ($2^\circ - 10^\circ$) e a incapacidade de cortar chapas com espessuras superiores a 35mm . O custo por metro de corte e o investimento inicial são ligeiramente superiores (15%), comparativamente ao oxi-corte, embora seja considerado um processo bastante económico.

O corte por laser (Figura 3.4a) está associado a grande precisão ($\pm 0,1\text{ mm}$) e à não inclinação de corte. É o processo associado ao maior investimento inicial e preço por metro de

corde. Corta até espessuras de 30mm e a sua velocidade de corte é aproximadamente 25% mais lenta que a do corte por Plasma.



a) Laser (LGV, 2013)



b) Jacto de Água (Ducorte, 2013)

Figura 3.4 – Processos de corte de elementos planos

O corte por jacto de água (Figura 3.4b) é uma alternativa aos processos de corte térmico (Martins, 2008) e consiste, tal como o nome indica, no corte com água sujeita a altas pressões (Ducorte, 2013). Apresenta como principais vantagens a capacidade de corte de vários materiais e de forma altamente precisa ($\pm 0,1$ mm). O investimento inicial é da ordem de grandeza do corte por laser, no entanto, o custo do corte por metro linear é 6 vezes superior.

3.3 Furação

A furação pode ser realizada pelos processos descritos no capítulo anterior, no entanto, pela pouca fiabilidade na qualidade (oxi-corte e plasma) ou pela pouca competitividade económica (plasma), geralmente é efectuada por uma Broca. Em alguns casos outro processo pode ser adoptado: a furação por punção. No entanto, este processo não é permitido, de acordo com a cláusula 6.6.3 da EN 1090-2, se o furo tiver um diâmetro superior à espessura da chapa. No caso de ligações importantes (Martins, 2008), recomenda-se a abertura de furos por brocagem simultânea dos diversos elementos a ligar.

Com os avanços tecnológicos e o desenvolvimento das máquinas de leitura NC (Numerical Control), foram criadas máquinas que combinam o corte e a furação de perfis e/ou chapas. Estas soluções asseguram à produção uma maior economia e rapidez, justificando largamente o maior investimento inicial, comparativamente aos processos descritos anteriormente. Entre os instrumentos mais utilizados, destacam-se:

- Serrote de fita com furação com broca
- Plasma com furação com broca
- Guilhotina com furação por punção

3.4 Soldadura

Os processos de soldadura mais utilizados na construção metálica são:

- MIG/MAG (Metal Inert Gas / Metal Activ Gas)
- TIG (Tungsten Inert Gas)
- SAW (Submerged Arc Welding)

A distinção entre os processos referidos pode ser feita, de uma forma muito geral, quer pela fonte de energia utilizada para fundir o metal a soldar e o metal de adição, quer pela técnica como o metal é protegido da oxidação.

O processo MIG/MAG (Figura 3.5a) é bastante sensível a correntes de ar, pelo que não se recomenda a utilização em obra (DBC, 2013). Resume-se a um arco eléctrico, no qual se utiliza um fio eléctrodo consumível de alimentação contínua e uma protecção gasosa. Através da tocha de soldadura passa um fluxo de gás activo (MAG) ou inerte (MIG) que visa proteger a peça a soldar, a zona fundida, o arco e o eléctrodo da contaminação atmosférica.



a) MIG/MAG (Martins, 2008) b) TIG (Murex, 2013) c) SAW (Murex, 2013)

Figura 3.5 – Soldadura MIG/MAG e TIG

O processo TIG (Figura 3.5b), também conhecido por GTAW (Gas Tungsten Arc Welding), é um processo de soldadura de arco eléctrico (Weman, 2003), realizado através de um eléctrodo não-consumível de tungsténio, protegido da atmosfera através de uma bolsa de gás inerte (Árgon e Hélio). Enquanto o arco eléctrico fornece calor para formar o banho de fusão, o material de adição é combinado, quando necessário, através de uma vareta.

O processo SAW (Figura 3.5c) é de prática bastante comum e, tal como o processo TIG, realizado por arco eléctrico automatizado (Miller, 2013). Apresenta elevadas taxas de depósito, ideal para soldaduras extensas, devido à alta velocidade de soldadura (em chapa fina pode atingir os 5 m/min). É necessária a adopção de um fio e de um fluxo, que cobre completamente o metal fundido, impossibilitando o respingo da solda e reduzindo a emissão de gás. Revela-se, portanto, uma boa alternativa caso haja necessidade de soldar em obra.

O conhecimento dos processos de soldadura adoptados pela oficina pode revelar-se fulcral para um projectista, tendo em conta o agravamento do custo da obra. A título de exemplo, atente-se que para realizar um cordão de canto, utilizando o processo MIG/MAG, com recurso a fio fluxado de 1,2mm de diâmetro, um passe de soldadura permite obter um cordão 5mm de raio, três passes permitem obter um cordão até 9mm e são necessários seis passes para obter um cordão até 15mm (Santos, 2010). Para além disso, é necessário ter em conta que a um processo de soldadura está sempre associada mão-de-obra qualificada (e o custo inerente a esta), à qual acresce a rigorosa vigilância e inspecção obrigatórias de acordo com a regulação em vigor em Portugal.

Recomenda-se vivamente reduzir ao indispensável o número de soldaduras a efectuar fora da oficina, pela dificuldade inerente ao controlo da exposição à atmosfera e consequente ocorrência de oxidação. Para além deste aspecto, é importante ter em conta que soldaduras em obra representam tempos de paragem na montagem, logo, eventuais atrasos (Rebelo, 2011). A título de exemplo, atente-se que um processo de soldadura de uma viga a um pilar implica a imobilização da grua que a suspende, logo, mais custos. De uma forma geral, os motivos mais frequentes que levam à execução de soldaduras em obra são, afinal, os motivos errados: a emenda de perfis metálicos quando os erros das ancoragens ao betão são excessivos, a correcção de erros e omissões do projecto da estrutura metálica, etc.

3.5 Acabamento

3.5.1 Considerações iniciais

A adopção de processos preventivos anti-corrosão proporcionará um significativo aumento da vida útil da estrutura, além da economia de custos devido ao menor número de manutenções necessárias (Martins, 2008). A corrosão consiste na deterioração dos materiais pela acção química do meio, podendo estar ou não associado a esforços mecânicos, sendo o seu efeito prejudicial não só ao aspecto estético do material, mas também à sua resistência mecânica e vida útil. A norma EN ISO 12944-2 especifica o esquema de protecção mais adequado em função da agressividade do ambiente que rodeia a estrutura, definindo diferentes graus de corrosibilidade do ambiente consoante a zona do território nacional, cuja exigência de qualidade influencia significativamente o custo final. Todas as especificações e requisitos adicionais relativos a esquemas de protecção encontram-se regulamentados na EN 1090-2.

3.5.2 Decapagem

A decapagem visa eliminar as camadas de óxidos presentes na superfície de peças, de modo a que a posterior deposição de material constitua uma camada perfeitamente aderente e

homogénea. A qualidade deste processo condiciona o grau de durabilidade do esquema de protecção adoptado. As técnicas mais usuais na preparação da superfície das peças são:

- Decapagem mecânica e química
- Lixagem
- Desengorduramento

A escolha entre estas pode dever-se à localização, ao tipo de superfície a preparar ou ao tipo de contaminantes. O método mais utilizado é a decapagem mecânica com abrasivo a granalha de aço (Figura 3.6a). É um processo de rápida execução e com relativa fiabilidade, tendo em conta o tempo de execução e o custo associado. Pode ser realizado manualmente ou de forma automática, sendo a última associada a uma superior rapidez de execução e sistematização e a uma redução considerável do custo, embora esteja limitada às dimensões máximas das peças (valor de referência: 2,8x1m (Santos, 2010)), visto ter de ser realizada em cabines de decapagem (Figura 3.6b), ao contrário da manual, que pode ser realizada a céu aberto. Já a decapagem química é menos explorada, sendo aplicável não só ao aço mas também ao cobre, recorrendo-se ao ácido sulfúrico, ácido clorídrico ou ácido nítrico.



a) Decapagem com jacto abrasivo



b) Cabine de decapagem

Figura 3.6 - Decapagem

A lixagem é utilizada frequentemente como complemento à decapagem mecânica, focada na preparação de superfícies de acesso difícil à decapagem mecânica com abrasivo ou em pequenas áreas a preparar. Logicamente, a lixagem pode ser também adoptada como processo alternativo, mas perde esta opção relevância devido à morosidade e aos custos associados à mão-de-obra.

Quando a peça se encontra com níveis altos de óleo e/ou gordura, o desengorduramento através de métodos químicos ou electroquímicos revela-se bastante vantajoso. Este processo utiliza solventes orgânicos (clorados ou não), em fase líquida ou em fase vapor, ou soluções aquosas contendo sais alcalinos, produtos molhantes e aditivos.

3.5.3 Pintura

A protecção de superfícies por esquemas de pintura, regulada pela norma EN ISO 12944, é o procedimento mais utilizado no reforço das propriedades anti-corrosivas. A protecção por metalização (EN 14616) ou galvanização (EN ISO 14713) são também adoptadas, mas em muito menor escala, pelo que se dará menor relevância a estas soluções.



Figura 3.7 – Protecção por esquemas de pintura (FastSteel, 2013)

A pintura deverá ser efectuada imediatamente após a preparação da superfície, evitando a oxidação superficial (Martins, 2008). É de extrema importância que, previamente, quaisquer partículas produzidas pela decapagem sejam removidas, para que a superfície se encontre seca e limpa.

Na grande maioria das estruturas metálicas, são desejáveis camadas espessas de revestimento, uma vez que a durabilidade do mesmo é proporcional à sua espessura. Vulgarmente, adopta-se o processo de pintura à pistola, onde o cuidado com os locais de difícil acesso (cantos, orifícios e zonas escondidas) deve ser precavido através da pintura e/ou pré-pintura manual. A medição das espessuras é realizada ao longo do processo de pintura recorrendo-se a aparelhos de medição de espessura húmida, vulgarmente conhecidos por “pentes”.

As especificações de projecto devem prever a obturação das zonas de contacto do interior das secções fechadas, evitando deste modo que se proceda à aplicação de esquemas de protecção nas referidas zonas. Deve ser precavida a alteração das condições de aderência aço-betão caso as superfícies de contacto sejam pintadas, procedimento que é altamente desaconselhável e de rara prática.

Outros esquemas de protecção terão de ser previstos para efeitos de protecção ao fogo, nomeadamente tintas intumescentes, argamassas projectadas, placas rígidas, etc. Para que o processo de pintura (e de decapagem) se realize em perfeitas condições, recomenda-se um espaçamento mínimo de 30mm entre elementos de reforço paralelos e cerca de 100mm de fundo, no máximo (Rebelo, 2011).

3.6 Transporte e montagem

3.6.1 Considerações iniciais

O planeamento e a metodologia adoptada nos processos de transporte e montagem de uma estrutura metálica têm uma influência significativa no custo final da obra. Um projectista deverá ter sempre em mente as limitações de cada meio de transporte, tal como a capacidade de prever a configuração estrutural de elementos principais e secundários que assegurem uma superior rapidez de montagem e menores custos, sendo a localização das ligações de emenda, as almas e os banzos dos elementos, variáveis-chave neste aspecto. A percepção e conhecimento dos meios de transporte disponíveis para percorrer o trajecto oficina-obra e dos meios de elevação disponíveis em obra é fundamental para a optimização do processo de transporte e montagem. Sendo o custo do transporte proporcional à distância oficina-obra, e bastante variável mesmo assim, é difícil avaliar uma gama de valores de custo coerente.

A montagem é a operação final no processo de execução da obra (Simões da Silva e Santos, 2011), funcionando como o teste final à boa execução e aos erros de projectos da estrutura metálica. Tais erros, quando identificados nesta fase, implicam custos elevados a todos os níveis, pelo que a melhor solução é, essencialmente, a prevenção. De um modo muito geral, estimam-se os custos de montagem entre 0,15€/kg e 0,45€/kg, dependendo do grau de complexidade da estrutura.

3.6.2 Transporte

O transporte rodoviário é a forma de transporte de estruturas metálicas mais comum, devido à vantagem associada ao carregamento do material ser feito na fábrica e descarregado directamente na obra, embora acarrete custos elevados devido aos preços dos combustíveis. Por vezes, o transporte marítimo pode revelar-se mais vantajoso, nomeadamente para transportes internacionais, tendo em conta o peso e volume de uma estrutura metálica, comparativamente, por exemplo, a estruturas em betão armado.

Para além das condicionantes geométricas associadas a cada tipologia de transporte, é necessário ter em conta as limitações do horário a que este pode ser realizado, de acordo com a regulamentação em vigor.

3.6.2.1 Transporte Rodoviário

De acordo com o preconizado na Portaria 472/2007, que regulamenta as autorizações especiais de trânsito, não é necessária qualquer licença especial se os veículos automóveis de mercadorias de caixa aberta transportarem as várias peças dentro dos limites da plataforma ou se não excederem os 4m de altura, 0,30m de largura para cada lado e 1m de comprimento para a frente ou para a retaguarda, além dos pontos extremos do veículo.



Figura 3.8 – Transporte com licença normal

Refira-se que, mesmo com licença especial, o objecto indivisível não pode exceder o ponto extremo do veículo, à retaguarda, em mais de 4m, nem o ponto extremo do veículo à frente, nem ter uma largura total superior a 4m. Em cargas com largura superior a 3m é necessário um carro piloto e em larguras superiores a 4m são necessários dois carros piloto. O acompanhamento por batedores é obrigatório em comprimentos superiores a 32,50m.

Quadro 3.1 – Medidas e peso máximo a transportar, com e sem autorização especial (Simões da Silva e Santos, 2011)

Plataforma “normal” sem qualquer autorização		Máx. carga útil (kg)	25000
Medidas	Medidas exteriores da plataforma (mm)	Medidas máximas das peças soltas (mm)	Medidas máximas das peças indivisíveis (mm)
Comprimento	13600	13600	15600
Largura	2500	2500	3100
Altura	1500	2500	2500
Plataforma “normal” com autorização especial		Máx. carga útil (kg)	40000
Medidas	Medidas exteriores da plataforma (mm)	-	Medidas máximas das peças indivisíveis (mm)
Largura	13600		20150
Largura	2500		4000
Altura	1500		4600

3.6.2.2 Transporte Marítimo

No transporte marítimo, as peças são acomodadas em contentores, geralmente de dois tipos: “Open Top” e “Flat” (Figura 3.9). Analogamente ao transporte rodoviário, a optimização do espaço disponível no contentor é crucial no custo final.



a) Open Top (Chassis King, 2013)



b) Flat (Intersea Ambiental, 2013)

Figura 3.9 – Contentores Open Top e Flat de 40’

Os contentores “Open Top” são, como o nome indica, abertos no topo e cobertos por uma lona após o carregamento. São a tipologia mais adoptada no transporte de estruturas metálicas. A tipologia “Flat” é usada para mercadorias com medidas e pesos especiais ou que necessitem de cuidados extra. Ambos existem nas categorias de 20’ e 40’, estando as dimensões limite de referência (sujeitas a confirmação da transportadora) associadas a cada uma, resumidas no Quadro 3.2. É de ressaltar também que a altura máxima poderá ser excedida, embora dando origem a custos extra. Um estudo provisório deverá ser levado a cabo nestas situações.

Quadro 3.2 – Dimensões Limite de Contentores

Tipo de contentor	Comprimento (m)	Altura (m)	Largura (m)
20’	5.9	2.32	2.32
40’	11.9	2.32	2.32

3.6.2.3 Meios de elevação

Existem vários meios de elevação disponíveis em obra, no entanto, os mais relevantes são os que acarretam maiores custos por hora, ou seja, as gruas. O conceito de capacidade de elevação das gruas tende a confundir-se com capacidade máxima (Rebelo, 2011), no entanto, o momento (carga x distância) é normalmente a principal condicionante, pelo que importa definir o objectivo para o qual se requisita uma grua, e qual a que satisfaz esse objectivo de forma mais económica. Por exemplo, o custo de uma grua automóvel de grande capacidade ou alcance pode ascender a 1000€/dia, o que é revelador da importância das mesmas, em termos de custo.

3.6.3 Montagem

A fase de montagem é crucial, numa perspectiva de controlo do preço final da obra, pelo que o seu processo, em especial nos pavilhões industriais, se quer rápido e sequencial. Esta importância deve-se, em grande parte, a ser a fase em que os custos de mão-de-obra são mais significativos, pelo que o seu emprego tem de ser bem planeado e estruturado. Neste capítulo serão focados aspectos a ter em conta na fase de cálculo que poderão mitigar eventuais escaladas de preço na montagem, pelo que se dará maior importância a estes do que propriamente à descrição da montagem e das suas características.

Uma estrutura metálica assemelha-se a um puzzle, onde os vários elementos se encaixam, ligando-se entre eles. A sua dificuldade de montagem é proporcional ao grau de complexidade da mesma e, conseqüentemente, à ocorrência de erros, ou seja, o desenvolvimento de soluções simples e eficazes deverá ser um dos objectivos de qualquer projecto.

3.6.3.1 Ligações

Embora o cálculo das ligações não faça parte do âmbito do estudo paramétrico realizado neste documento, é essencial para a optimização de uma estrutura metálica. As ligações subdividem-se em aparafusadas e soldadas, sendo as primeiras associadas a uma maior rapidez e facilidade de montagem, e as segundas a uma eventual maior rigidez, menor custo (quando realizada em oficina) e facilidade de cálculo. A redução das soldaduras a efectuar em obra ao mínimo indispensável, e as razões para tal, foram já abordadas neste documento (Capítulo 3.4), no entanto, poderá ser mais vantajoso recorrer a uma ligação soldada em obra do que a uma aparafusada, caso a rigidez desejável torne a ligação aparafusada pouco económica ou demasiado complexa (Figura 3.10), obrigando a um controlo rigoroso e conseqüente demora na execução, para além de possíveis conflitos com a arquitectura.

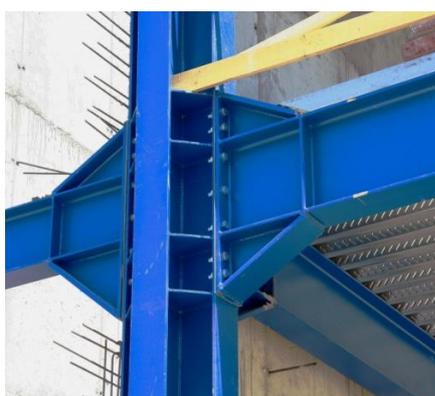


Figura 3.10 – Ligação aparafusada (Rebelo, 2011)

As ligações aparafusadas não estragam o tratamento anti-corrosivo já efectuado em fábrica e permitem a realização de ligações rotuladas. As estruturas metálicas projectadas sem libertações de momentos são rápidas e fáceis de calcular, mas acarretam custos elevados:

- Problemas no fabrico (nós complexos, por exemplo: ligações aparafusadas pré-esforçadas em dois planos no mesmo nó);
- Problemas na montagem (estruturas rígidas não permitem desalinhamentos; criação de nós de difícil acesso, por exemplo: dificuldade na execução de vigas de piso);
- Ligações rígidas não têm “afinação” dimensional para ultrapassar erros de laminagem e tolerâncias de fabrico;
- Concentração de esforços, que originam um sobredimensionamento desnecessário.

A rigidez que a estrutura “perde” quando se adoptam ligações aparafusadas simples, isto é, sem transmissão de momento, pode ser compensada com contraventamentos, o que, geralmente, é mais económico.

3.6.3.2 Alguns cuidados a ter na concepção da estrutura

Todos os nós da estrutura com ligações aparafusadas deverão ser projectados tendo em conta o espaço necessário para colocar o parafuso e apertar a porca. São necessárias duas chaves para apertar um parafuso: uma para segurar a cabeça, outra para apertar a porca, sendo que a última deverá ter espaço para rodar 45°. Na Figura 3.11 estão representadas as tipologias mais frequentemente usadas: a chave de bocas, a chave de luneta e a chave de caixa. As chaves de bocas necessitam, aproximadamente, de um espaçamento de $2,3 \phi$ entre parafusos, as restantes são introduzidas pela ponta do parafuso, necessitando de mais espaço no sentido do comprimento do parafuso.



a) Chave de Bocas

b) Chave de Luneta

c) Chave de Caixa

Figura 3.11 – Tipologias de chaves mais usadas (Rebelo, 2011)

O projectista deverá salvaguardar pequenos erros dimensionais inevitáveis, inerentes à laminagem e ao fabrico, através de sistemas de compensação. A elasticidade natural das estruturas metálicas é normalmente suficiente para compensar tolerâncias, no entanto, é de “boa prática” usar a folga dos parafusos nos furos, ou seja, 2 ou 3 mm em cada extremidade de uma viga (por exemplo: vigas de piso ligadas pela alma). Outra prevenção pode traduzir-se no fabrico de vigas mais curtas alguns milímetros e usar forras (Figura 3.12) entre chapas da

ligação para compensar eventuais desvios dimensionais (sujeitas a verificação caso a caso, em obra).

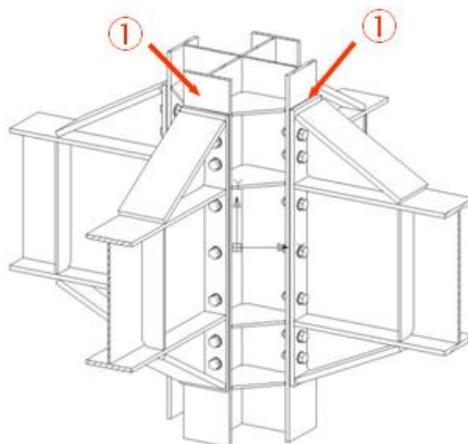


Figura 3.12 – Utilização de forras entre chapas de ligação (Rebelo, 2011)

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

4.1 Considerações iniciais

Os pavilhões metálicos mais correntes caracterizam-se por terem uma planta rectangular e não possuírem pisos intermédios. A estrutura mais adoptada neste tipo de edifícios é formada por um conjunto de pórticos principais travados pelas madres e contraventados por sistemas de contraventamento (Oliveira, 2011). Os pórticos podem ser constituídos por elementos com perfis de alma cheia ou por treliças (planas ou espaciais) (Figura 4.1).

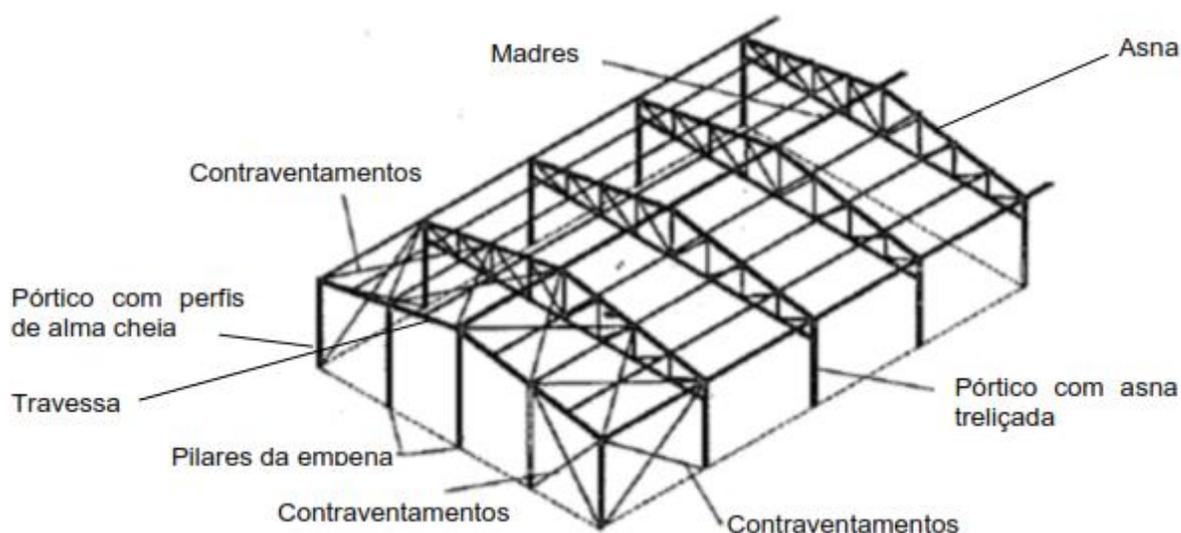


Figura 4.1 – Elementos de uma estrutura metálica; adaptado (Vinnakota, 2006)

4.2 Estrutura principal

Os pórticos mais utilizados em pavilhões industriais são constituídos por perfis de alma cheia (nomeadamente secções em I ou H – comerciais ou reconstituídos por soldadura) ou treliçados (tanto com perfis abertos como tubulares). As características e comportamento de cada tipologia são bastante diferentes, acarretando benefícios e inconvenientes distintos. Enquanto os elementos dos pórticos com perfis de alma cheia trabalham predominantemente à flexão, fazendo valer a inércia das secções, os elementos dos pórticos treliçados trabalham essencialmente axialmente, devido à sua geometria se caracterizar por uma asna treliçada, com secções individuais de menor inércia. Em termos de peso global da estrutura, o pórtico

treliçado é geralmente mais leve, devido ao maior aproveitamento da capacidade resistente das secções e ao encurtamento dos comprimentos de encurvadura dos elementos. No entanto, o peso da estrutura principal não é o único parâmetro a ter em conta para uma optimização de uma estrutura metálica, como foi já visto no capítulo 3 deste documento. Várias vantagens e desvantagens estão associadas a cada tipo de pórtico e suas variantes, pelo que importa ao projectista ter conhecimento da configuração ideal a adoptar.

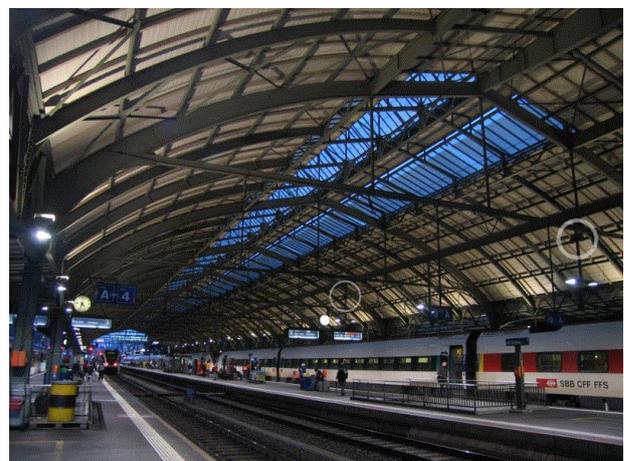
Os pórticos constituídos por perfis de alma cheia (Figura 1.1b) estão geralmente associados a um maior consumo de aço, quando comparados com pórticos treliçados. No entanto, não é menos verdade que o menor consumo de mão-de-obra em fábrica, a possibilidade de se recorrer a ligações aparafusadas e a facilidade de transporte são vantagens a ter em conta.

Os pórticos treliçados (Figura 1.1a) acarretam o inconveniente da necessidade de recorrer a ligações soldadas, o que implica grandes módulos a serem transportados e, em geral, à realização de soldaduras em obra (os inconvenientes das soldaduras em obra foram já exploradas no Capítulo 3.4). Para além disto, o consumo de mão-de-obra em fábrica é bastante superior quando comparado com pórticos de perfis de alma cheia.

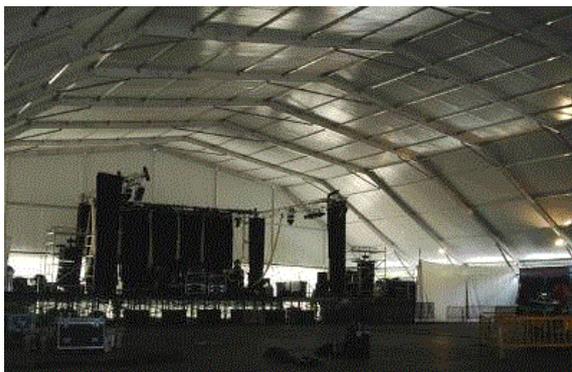
Outras configurações de pórticos são também utilizadas, consoante as solicitações a que o mesmo estará sujeito. Pórticos com cobertura em arco (Figura 4.2a), atirantada (Figura 4.2b) ou poligonal (Figura 4.2c) podem ser equacionados, embora estejam limitados pela execução das vigas, pela arquitectura ou pelas ligações, respectivamente. Uma solução também frequentemente adoptada, quando possível, é a introdução de um pilar central (Figura 4.2d), que liga directamente à cumeeira. Embora seja uma solução claramente vantajosa é bastante penalizadora em termos estéticos e funcionais. Em alguns pavilhões industriais exige-se que a área de utilização do pavilhão esteja completamente livre, inviabilizando esta solução.



a) Cobertura em arco (ArcoWeb, 2013)



b) Cobertura atirantada (PEF2603, 2013)



c) Cobertura poligonal (PEF2603, 2013)



d) Pilar central (PEF2603, 2013)

Figura 4.2 – Outras configurações de pórticos para pavilhões

De um modo geral, e de acordo com vários autores e em concordância com a experiência da metalomecânica Fametal (colaboradora deste estudo), os pórticos com perfis de alma cheia revelam-se competitivos para vãos até 40 metros, sendo que para vãos superiores as soluções treliçadas ou com perfis reconstituídos por soldadura são consensualmente mais económicas. Este trabalho propõe-se a testar esta gama de valores, aferindo a sua validade.

A inclinação das travessas mais adoptada varia entre 10% e 15%, consoante a solicitação destas (acção da neve e/ou do vento) e por questões construtivas e de drenagem, enquanto que a altura dos pilares depende, na grande maioria dos casos, das necessidades de movimentação de cargas, entrada de veículos de transporte de mercadoria e sistemas de armazenamento em altura (Oliveira, 2011).

4.3 Estrutura secundária

4.3.1 Madres

As madres são geralmente elementos de chapa fina, normalmente enformados a frio, que têm como principal função transmitir as cargas provenientes dos painéis de revestimento para a estrutura principal. As tipologias mais correntes são as madres em Z (Figura 4.3a), Ómega (Figura 4.3b) e C (Figura 4.4). Devido à sua esbelteza, é necessário precaver a maior instabilidade e deformabilidade destas, quando comparadas aos perfis laminados, que são outra alternativa (normalmente do tipo IPE) para a execução destes elementos estruturais.

Na maioria dos casos, o efeito de travamento conferido pelas madres é tido em conta no dimensionamento da estrutura principal, sendo para tal necessário introduzi-las no modelo estrutural de cálculo. Outra opção passa por desprezar este efeito na estrutura, realizando-se o cálculo das madres separadamente.



a) Madre Ómega (Perfitec, 2013)



b) Madre Z (CYPE, 2013)

Figura 4.3 – Tipologias correntes de madres

O travamento conferido pelas madres ao banzo superior é assegurado pela ligação, correntemente aparafusada, entre os dois elementos, enquanto que no banzo inferior terá de ser previsto um elemento secundário, normalmente uma cantoneira ou um perfil tubular de pequenas dimensões, que faça a ligação à madre (Figura 4.4) e assim assegure o contraventamento daquele banzo.

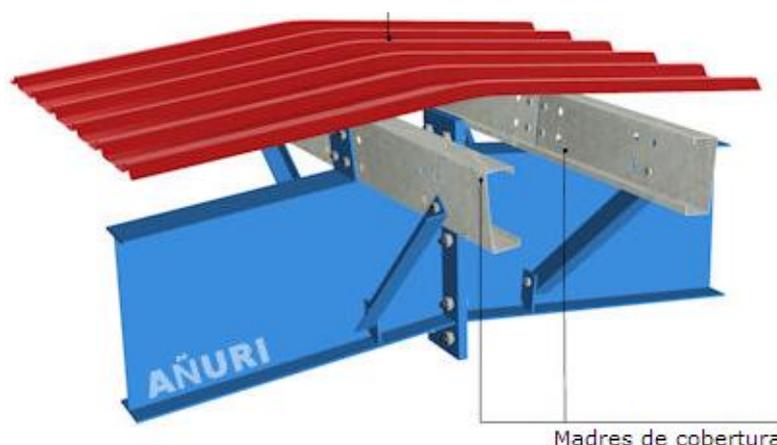


Figura 4.4 – Travamento do banzo inferior de uma travessa (Añuri, 2013)

O espaçamento entre madres é determinante no dimensionamento das mesmas, sendo a solicitação e o peso proporcionais ao seu afastamento. A definição do espaçamento tende a relacionar-se com a acção do vento, geralmente predominante, sendo comum observarem-se madres afastadas de 2m para condições “normais”, e até 1,2m para condições mais penalizadoras.

De forma a otimizar o dimensionamento das madres, recomenda-se a adopção de um espaçamento mais apertado nas zonas adjacentes ao beirado, visto serem estas as mais solicitadas pela acção de sucção do vento (Rebelo, 2011).

4.3.2 Revestimentos

O revestimento mais utilizado para fachadas e coberturas de pavilhões industriais é o correntemente designado painel “sandwich”, chapas de aço perfiladas com isolamento em poliuretano (Figura 4.5 a) ou lã de rocha (Figura 4.5 b) ou em aço galvanizado. As últimas têm caído em desuso nos últimos anos, devido à necessidade de prever uma camada isolante sob a chapa, ao elevado ruído que produzem em caso de chuva intensa e às limitações que impõem ao cálculo estrutural, nomeadamente a imposição de um contraventamento mais eficaz.

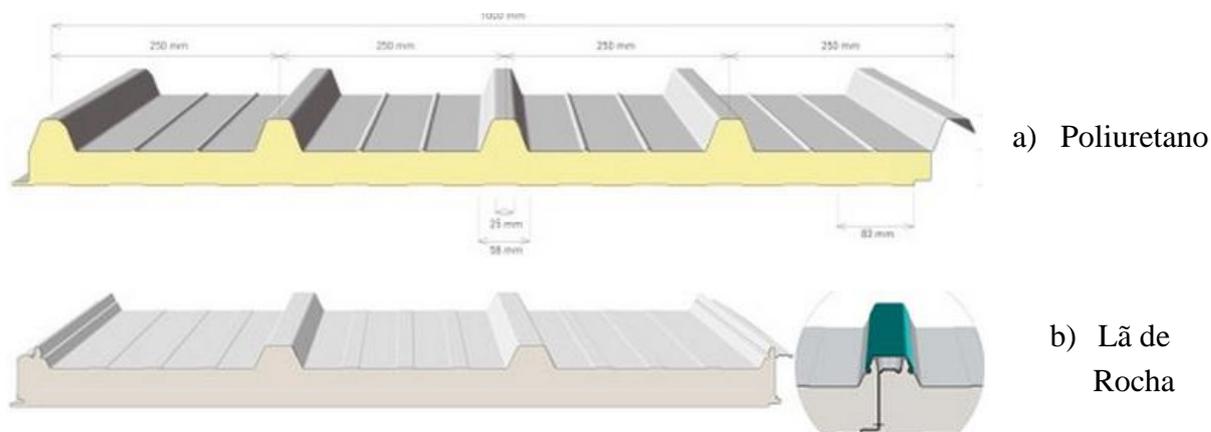


Figura 4.5 – Painéis de Revestimento do Tipo “Sandwich” (Perfitec, 2013)

Os painéis “sandwich” conferem um bom isolamento térmico, permitem um acabamento esteticamente apelativo e permitem reduzir as cargas do vento e da neve devido à sua superfície lisa (Oliveira, 2011).

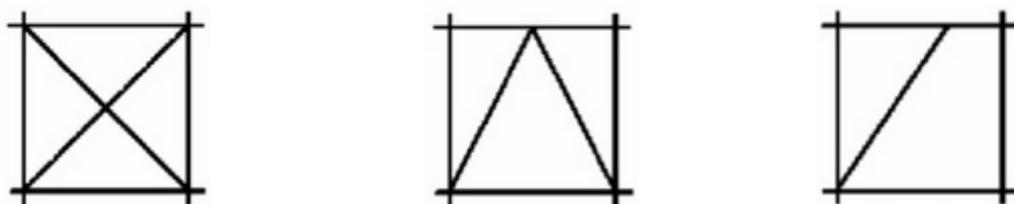
4.4 Contraventamentos

4.4.1 Considerações iniciais

O contraventamento é uma estrutura auxiliar organizada para resistir a solicitações extemporâneas que podem surgir nos edifícios (Martins, 2008). A sua principal função é aumentar a rigidez da construção, permitindo-a resistir às acções horizontais, neles se podendo frequentemente suportar a segurança das estruturas tridimensionais. Em edifícios industriais, essa importância é acentuada devido à cobertura de uma grande área em planta por uma estrutura bastante esbelta, dado o reduzido valor das cargas permanentes, o que implica o controlo dos deslocamentos e da influência dos efeitos de 2ª ordem. A probabilidade destes problemas condicionarem o dimensionamento da estrutura será tanto menor quanto mais eficaz for o sistema de contraventamento adoptado.

4.4.2 Sistemas de contraventamento

Os sistemas de contraventamento mais utilizados em pavilhões industriais traduzem-se em elementos com grande rigidez no plano, trabalhando essencialmente à tracção/compressão. Embora qualquer tipo de triangulação que consiga transmitir as cargas horizontais às fundações possa ser equacionado, existem configurações-tipo cujo uso se tem revelado de maior consenso entre os projectistas. A configuração mais comum é o denominado contraventamento em “Cruz de Stº André” (Figura 4.6a), seguido do contraventamento em K (Figura 4.6b) ou excêntrico (Figura 4.6c), quando a arquitectura assim o exige.



a) Cruz Stº André

b) Contraventamento em K

c) Excêntrico

Figura 4.6 – Esquematização das tipologias mais comuns de contraventamento (Martins, 2008)

Os contraventamentos em “Cruz de Stº André” podem ser do tipo rígido ou flexível. Os do tipo rígido são constituídos por perfis que funcionam à compressão/tracção sendo, portanto, necessário adoptar secções que garantam a resistência a efeitos de segunda ordem. Os contraventamentos do tipo flexível são compostos por cabos de aço que funcionam apenas à tracção. Assim, quando as cargas actuam numa direcção, apenas um dos cabos é solicitado.

É de prática comum contraventar a empena ao primeiro pórtico interior (Figura 4.7a, 4.7b e 4.7d). Esta opção deve-se à instabilidade associada à empena, visto receber directamente as acções horizontais que descarregam na fachada, aliada à pouca rigidez da estrutura na direcção perpendicular aos pórticos.

Em situações específicas, poderá revelar-se mais económico contraventarem-se apenas dois pórticos interiores, poupando-se em elementos de travamento. Já em situações em que os pórticos não sejam capazes de conferir a rigidez necessária à estrutura para resistir às acções horizontais no seu plano, podem adoptar-se sistemas de contraventamento transversais (Figura 4.7c).

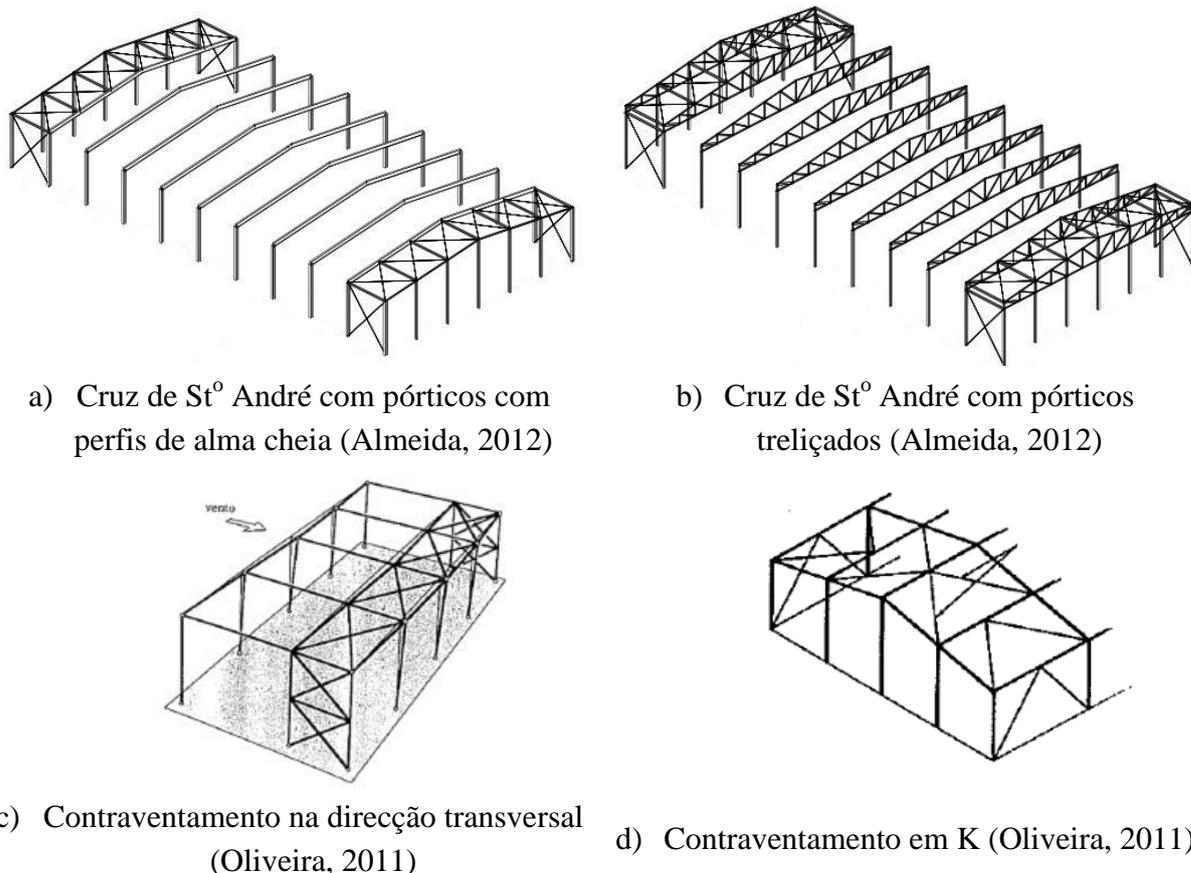


Figura 4.7 – Geometria estrutural dos contraventamentos mais usuais

Alternativamente, outras configurações que conjuguem as vantagens de cada um dos sistemas referidos pode revelar-se a mais vantajosa (Figura 4.8).

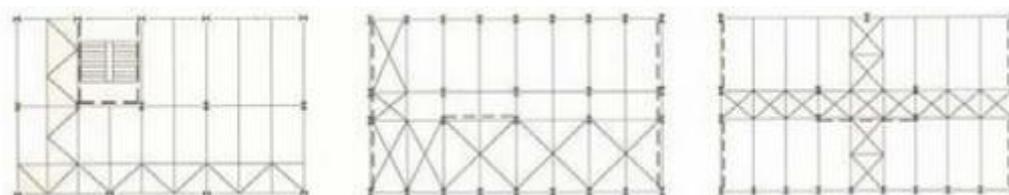


Figura 4.8 – Vista em planta de esquemas alternativos de contraventamento horizontal (Martins, 2008)

Resumidamente, um sistema de contraventamento eficaz terá de ter em conta a geometria do edifício e as solicitações a que este estará sujeito, isolada e conjuntamente, pelo que a recomendação de uma configuração adequada é sempre arriscada. A melhor solução é a análise cuidada da estrutura e das vantagens e desvantagens de cada opção de contraventamento, quando aplicada ao projecto em causa.

4.4.3 Efeito diafragma

Por vezes, o projectista não tem em conta no cálculo estrutural, para efeitos de acréscimo de rigidez e travamento da estrutura, a contribuição do revestimento vertical e horizontal, cabendo à estrutura principal e seus contraventamentos proporcionar toda a resistência às forças laterais, o que pode ser bastante penalizador para a optimização da estrutura (Vinnakota, 2006). A acção do vento sobre as fachadas e cobertura transmite-se através dos revestimentos exteriores e estes, estando interligados, comportam-se como um sistema estrutural plano, solidário com as madres, capaz de resistir às acções horizontais, sendo a resistência ao corte no seu plano o principal mecanismo de contraventamento (Luttrell, 1995). Este efeito é denominado “efeito diafragma”, ou “efeito membrana” (Figura 4.9).

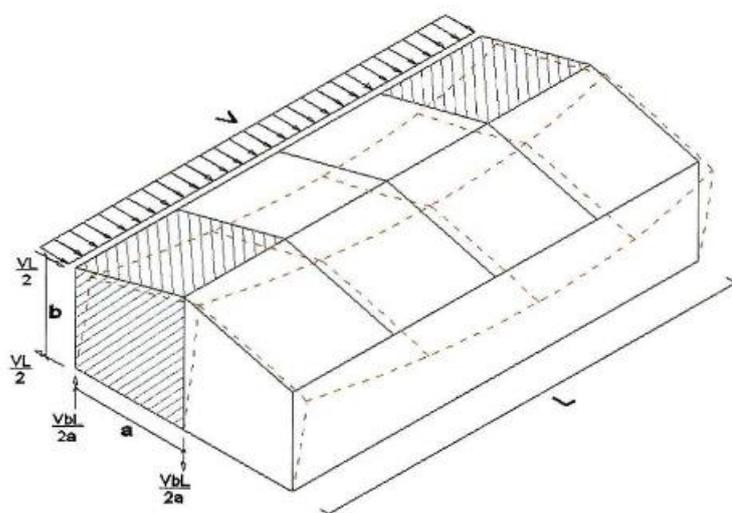


Figura 4.9 – Ilustração do efeito diafragma mobilizado pelo revestimento (Simões da Silva e Santos, 2011)

O diafragma horizontal, simplificada, pode ser idealizado como uma viga simplesmente apoiada de secção I solicitada por um carregamento uniformemente distribuído que representa os esforços incidentes (Rondal, 2000). Deste modo, o conjunto estrutural que constitui as fachadas laterais corresponde aos banzos do perfil, resistindo às tensões normais de tracção e compressão resultantes da flexão imposta pelo carregamento. De forma análoga, o conjunto estrutural que constitui a cobertura corresponde à alma, embora resistindo às tensões tangenciais.

A própria fachada, embora bastante mais rígida e com um comportamento estrutural bastante diferente do diafragma horizontal, comporta-se como um diafragma, entre o nível da cobertura e da fundação (SDI, 1995). O efeito diafragma deverá ser tido em conta no dimensionamento dos painéis, dos elementos de suporte e das ligações, para que o sistema

seja capaz de transmitir esforços no plano. Em termos de modelação, o seu efeito é traduzido por um bloco rígido, plano, de rigidez equivalente à conferida pelo revestimento adoptado.

O efeito diafragma pode, em alguns casos, reduzir ou mesmo eliminar as zonas de contraventamento horizontais e verticais (Simões da Silva e Santos, 2011). No entanto, nesses casos, é necessário garantir que a estrutura metálica tem rigidez suficiente para suportar as acções horizontais durante a montagem, uma vez que o revestimento é montado numa segunda fase.

Entre outros cuidados, é importante garantir que o efeito diafragma não ultrapasse 25% da tensão de corte resistente do revestimento e que este é dimensionado em primeiro lugar para suportar as acções que actuam directamente sobre ele. Igualmente importante é garantir que os elementos de fixação do revestimento à estrutura são em número suficiente e possuem a resistência e a rigidez requeridas.

5 ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 Considerações iniciais

O estudo realizado tem por objectivo estabelecer a geometria mais eficaz e económica em edifícios tipo nave industrial. Tal como já foi referido ao longo deste documento, a economia da solução final está dependente não só do peso da estrutura, mas de todas as fases que um projecto de execução atravessa até à sua conclusão.

Um estudo desta magnitude deve limitar o seu campo de aplicação, de forma a aumentar a precisão e fiabilidade dos seus resultados, por um lado, e lidar com a responsabilidade de testar todas as variáveis do problema em simultâneo, por outro. Pretende-se que os resultados demonstrem tendências aplicáveis à maior parte do território nacional, não se focando numa localidade em especial, pelo que se trabalhou, tanto quanto possível, com valores de referência a nível nacional. Todas estas limitações e especificações e suas implicações no cálculo estrutural serão demonstradas e analisadas ao longo deste capítulo.

Em qualquer projecto, deverá estar perfeitamente definida a função objectivo a alcançar pelo projectista. Este aspecto deverá ser sempre tido em conta no dimensionamento, sendo necessárias abordagens completamente diferentes para, por exemplo, otimizar o peso da estrutura, o tempo de montagem ou o custo global da obra. Neste trabalho, o objectivo passa pela optimização do peso da estrutura, tendo em conta, sempre que possível, aspectos que contribuam para um menor custo global da obra.

Ao longo deste capítulo serão descritas todas as considerações de dimensionamento tomadas e todos os processos de cálculo adoptados.

5.2 Solução estrutural

A solução estrutural adoptada para o estudo levado a cabo assenta em pórticos simples com perfis de alma cheia, como já foi referido anteriormente neste documento. De forma a conferir à estrutura uma maior estabilidade, adoptou-se um sistema de contraventamento em “Cruz de St^o André”, que ligará as empenas aos pórticos interiores adjacentes (Figura 5.1). Note-se que os resultados obtidos para a estrutura são válidos se se adoptarem outros tipos de contraventamento de rigidez equivalente, a menos dos resultados relativos ao contraventamento propriamente dito, como é natural.

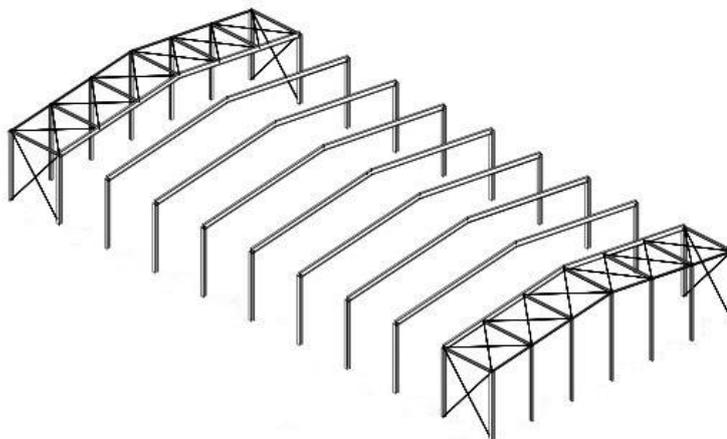


Figura 5.1 – Solução estrutural adoptada (Almeida, 2012)

A escolha por esta configuração relaciona-se com a sua vasta utilização e provada eficiência em edifícios tipo nave industrial. Para que a optimização do dimensionamento da estrutura seja o mais eficiente possível, é primordial entender o comportamento desta, consoante as acções a que está sujeita.

- As acções verticais são transmitidas aos painéis de revestimento da cobertura, destes às madres, e destas às travessas, que trabalham essencialmente à flexão.
- Analogamente, as acções horizontais contidas no plano dos pórticos (nomeadamente, o vento) solicitam, essencialmente, os pilares, que trabalham à flexão.
- As acções na direcção perpendicular ao plano dos pórticos são resistidas pelas fachadas limitadas pelas empenas, com a contribuição do sistema de contraventamento, que assegura a transmissão de cargas para o primeiro pórtico interior, o que atenua a solicitação da empena e uma transmissão de esforços às fundações mais eficaz.
- Para além do sistema de contraventamento, a transmissão das cargas horizontais das empenas para os pórticos interiores é assegurada pelas madres, sendo a solicitação dos pórticos tanto menor quanto maior for o seu afastamento à empena.

5.3 Variáveis-chave

Os edifícios tipo nave industrial estão geralmente associados a uma geometria sequencial, com planta rectangular. Dentro destes pressupostos, existem vários parâmetros cuja alternância tem uma relevância significativa no dimensionamento da estrutura, tornando-se imperativo para o projectista entender as implicações da definição das variáveis-chave.

Entende-se por variável-chave cada características geométrica, estrutural ou mecânica dos elementos constituintes da estrutura e da geometria global da estrutura. No estudo apresentado, as variáveis-chave consideradas são seguidamente apresentadas (com apoio da Tabela 5.1 e da Figura 5.2), com o correspondente intervalo de variação:

- L = O vão a vencer
- O perfil a adoptar para secção dos pilares e das travessas
- H = A altura do edifício
- LT = O afastamento entre pórticos
- L1 = O comprimento do esquadro de ligação viga-pilar

Tabela 5.1 – Variáveis-chave consideradas e gama de valores estudada

Simbologia	L	Perfil	H	LT	L1	
Legenda	Vão a vencer	Perfil adoptado em pilares e travessas	Altura	Afastamento entre pórticos	Comprimento do esquadro de ligação	
Variações correspondentes a cada parâmetro	20 m	Pilar HEA – Viga IPE	7 m	5 m	Até 30 m de vão	0,10L
	25 m					0,15L
	30 m	Pilar HEA – Viga HEA	10 m	7,5 m		0,20L
	35 m				Para vãos de 35, 40, 50 e 60 m	0,10L
	40 m	Pilar IPE – Viga IPE	13 m	10 m		
	50 m					
	60 m					

O cruzamento entre todas as combinações possíveis das variáveis estudadas e aqui representadas resultou na análise e dimensionamento de mais de 600 estruturas. Este pormenor, aliado à quantidade de dados tratada e aos resultados daí obtidos, confere a este estudo uma abrangência considerável, cujo objectivo passa por cobrir de forma válida e com a precisão desejável grande parte das geometrias adoptadas para as estruturas em solução porticada em edifícios tipo nave industrial.

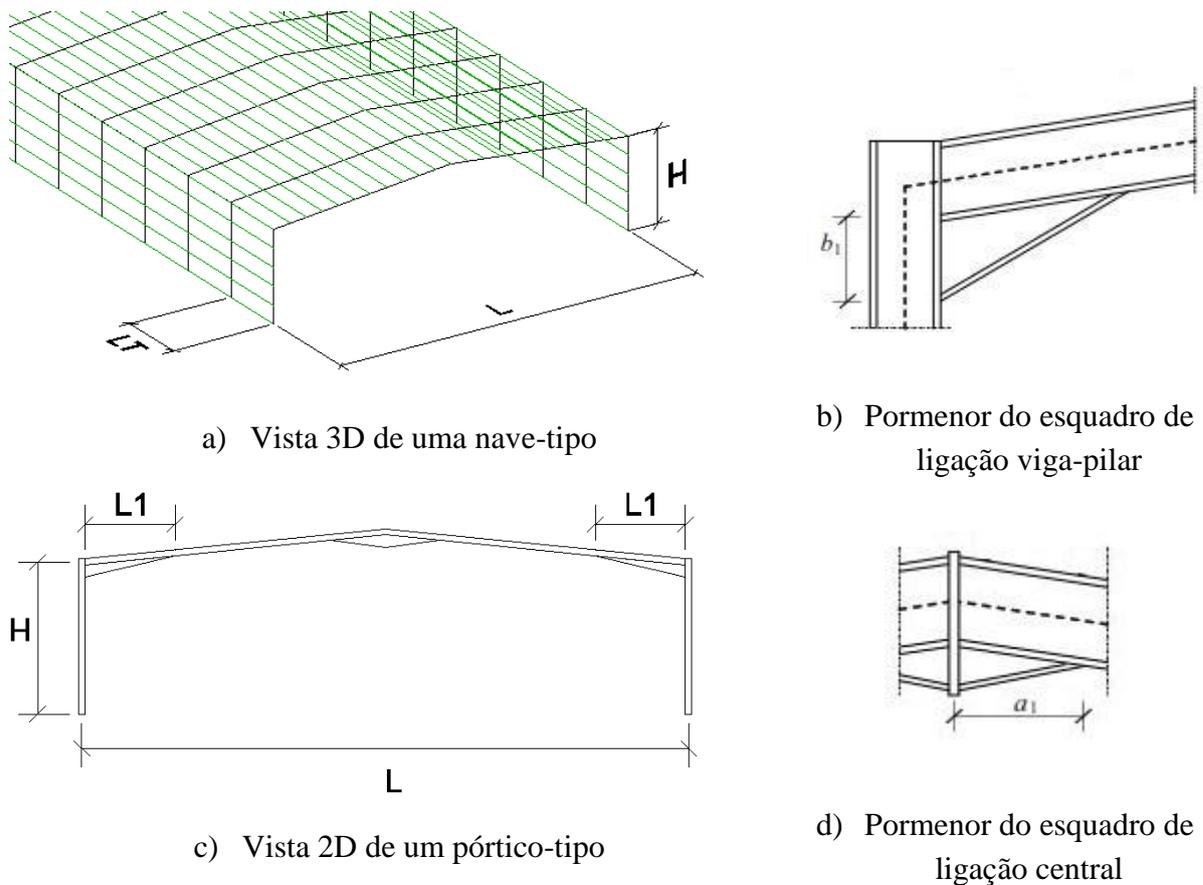


Figura 5.2 – Variáveis-chave sujeitas a alternância no estudo

Foram fixadas algumas características das estruturas, de forma a limitar o estudo, tendo sido considerado que a sua variação não tem relevância suficiente quando comparada com as variáveis analisadas. Assim, considerou-se que todas as estruturas analisadas respeitam as seguintes características:

- Material: Aço S275;
- Inclinação das travessas: 10%;
- b_1 = altura do esquadro de ligação viga-pilar: 2 vezes a altura do perfil da travessa;
- Altura do esquadro central: altura do perfil da travessa;
- a_1 = desenvolvimento do esquadro central: $0.1L$;
- Afastamento entre madres: 2 metros;
- Ligação base de pilar rotulada;

5.4 Modelação estrutural

A validade e qualidade do estudo realizado está intrinsecamente ligada à capacidade do modelo estrutural em reproduzir as características da estrutura e o seu comportamento perante as acções a que estará sujeita. Dada a dimensão do estudo, da quantidade de estruturas a

dimensionar e da configuração estrutural adoptada, é imperativo adoptar um modelo de cálculo que alie a rapidez de cálculo à precisão exigida. O *software* utilizado para o cálculo e modelação da estrutura foi o *Robot Structural Analysis 2013*.

O modelo de cálculo para cada configuração estrutural (Figura 5.3) assenta, então, num pórtico simples, com as bases dos pilares rotuladas e ligações viga-pilar rígidas, sujeito apenas a cargas no plano do pórtico, tendo em conta a área de influência do mesmo (Figura 5.4).

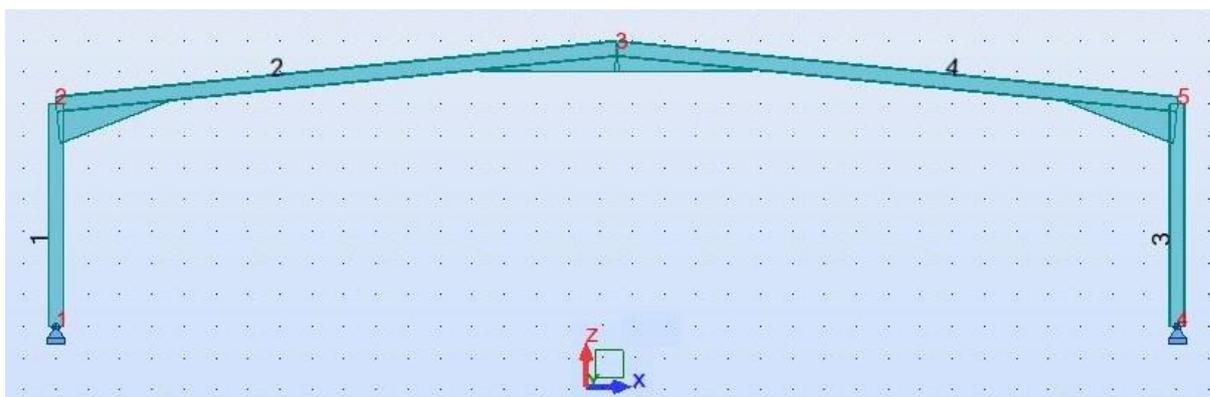


Figura 5.3 – Modelo estrutural tipo adoptado

As simplificações inerentes ao modelo adoptado são claramente relevantes, mas justificáveis e suficientemente coerentes para aferir a validade do estudo. Tratando-se de uma análise bidimensional, os elementos que constituem o pórtico nunca estão sujeitos a flexão composta desviada, o que na realidade não se verifica, pois as repercussões das acções horizontais nas empenas são extensíveis a toda a estrutura. No entanto, é justo afirmar que esta solicitação é tanto menor quanto maior for a distância do pórtico analisado à empena.

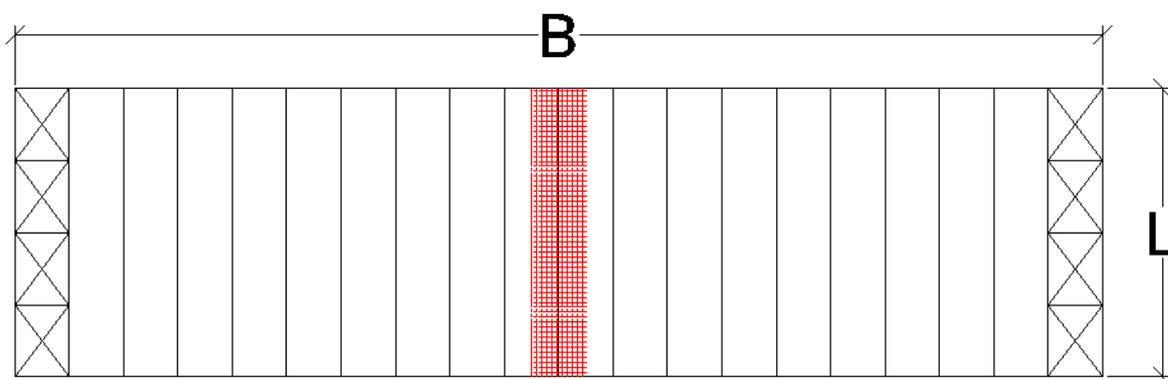


Figura 5.4 – Vista em planta da nave-tipo em análise e identificação da área de influência do pórtico alvo de dimensionamento

Assim, por simplificação, foi admitido que o pórtico em análise é um pórtico interior suficientemente afastado das empenas e que o sistema de contraventamento adoptado é capaz de redistribuir eficientemente as cargas às fundações e aos pórticos adjacentes para que tal seja válido. Tendo em conta a geometria estrutural da solução adoptada, admite-se também que todos os pórticos simples que a compõem são idênticos ao pórtico dimensionado, ignorando-se o dimensionamento da empena e do sistema de contraventamento, partindo do pressuposto que a dimensão em planta da nave, na direcção perpendicular aos pórticos (correspondente a B, na Figura 5.4), é bastante superior à dimensão do vão a vencer (correspondente a L, na Figura 5.4).

Resumidamente, o estudo cinge-se ao dimensionamento de um pórtico simples por caso, sendo cada caso fruto da variação dos parâmetros chave especificados no subcapítulo 5.3. A análise e dimensionamento realizados possibilitam estimar a influência de cada parâmetro na secção óptima dos pilares e das travessas dos pórticos e no seu peso total.

5.5 Regulamentação

Todas as verificações de segurança e procedimentos de cálculo adoptados estão de acordo com a regulamentação em vigor em Portugal e na Europa - os Eurocódigos - mais precisamente das seguintes partes:

- Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas - NP EN 1990 (2009)
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas
 - Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios - NP EN 1991-1-1 (2009)
 - Parte 1-4: Acção do vento - NP EN 1991-1-4 (2010)
- Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço
 - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios - NP EN 1993-1-1 (2010)

5.6 Materiais

O aço adoptado no dimensionamento dos elementos estruturais é de classe S275, de acordo com a norma EN 10025-2, que continua a ser o tipo de aço mais correntemente usado neste tipo de perfis. Note-se porém que a utilização de aço S355, sobretudo em chapas, é cada vez mais recorrente. Realce-se que os elementos de ligação não são directamente objecto de estudo neste trabalho, e que a alteração do aço estrutural naqueles elementos (ou até a classe de parafusos adoptada) não interfere com as tendências observadas nos resultados apresentados.

5.7 Abordagem dos Estados Limites

De acordo com a NP EN 1990, o dimensionamento de uma estrutura deverá ser verificado para dois critérios, denominados estados limites últimos e estados limites de serviço.

As verificações dos estados limites últimos acauteladas no dimensionamento consistem na verificação da resistência plástica das secções dos elementos estruturais e da estabilidade destes, de acordo com o preconizado na NP EN 1993-1-1.

Em relação aos estados limites de utilização, foram verificadas as deformações dos elementos estruturais, de acordo com a NP EN 1993-1-1, que especifica no Anexo Nacional (Quadro NA.I do regulamento) que, no caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, o valor limite recomendado para os deslocamentos verticais (δ_{max}) para coberturas em geral é de $L/200$.

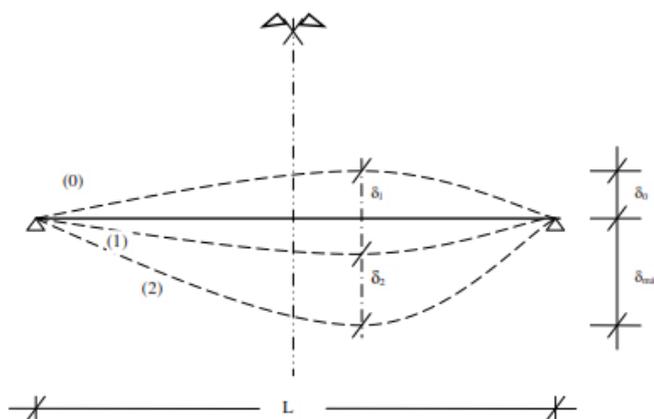


Figura 5.5 – Deslocamentos verticais a considerar (NP EN 1993-1-1: Figura NA.I)

Em relação aos deslocamentos horizontais no topo das colunas, foram assegurados os limites recomendados para as combinações características, $h/150$.

5.8 Quantificação de acções

5.8.1 Acções permanentes

Neste estudo, as acções permanentes consideradas subdividem-se em duas categorias: o peso próprio dos elementos estruturais modelados (colunas e travessas) e restante carga permanente (revestimentos da cobertura e das fachadas, respectivos acessórios de instalação, sistemas de iluminação ou outros equipamentos e madres). O peso próprio dos elementos estruturais modelados é contabilizado automaticamente pelo *software* de cálculo, através do volume do elemento e do peso volumico do aço ($77,01 \text{ kN/m}^3$). Em relação à restante carga permanente, a quantificação do peso próprio dos acessórios de instalação dos painéis e dos sistemas de

iluminação foram tidos em conta adoptando-se um acréscimo de 15% ao peso próprio dos painéis de revestimento. Estes, por sua vez, foram pré-dimensionados em função do afastamento entre madres, definido como 2 metros, sendo tal processo convenientemente descrito mais adiante neste documento. Também será descrito o procedimento adoptado para o dimensionamento das madres e quantificação do seu peso próprio.

5.8.2 Acções variáveis

5.8.2.1 Considerações iniciais

Em relação às acções variáveis, foi necessário ter em conta que a sua definição e quantificação depende decisivamente da localização geográfica do edifício. Como já foi referido anteriormente neste documento, o estudo levado a cabo tem por objectivo ser o mais abrangente possível a nível nacional, como tal, esta avaliação torna-se de difícil precisão, tendo-se recorrido a simplificações e valores de referência que serão seguidamente descritos.

De todas as acções variáveis contempladas no Eurocódigo, apenas foram tidas em conta a sobrecarga na cobertura e a acção do vento. Esta decisão prende-se com o facto de as restantes acções variáveis não serem condicionantes para o dimensionamento deste tipo de edifícios, na grande maioria do território nacional, quando comparadas com as consideradas.

5.8.2.2 Sobrecarga na cobertura

A NP EN 1991-1-1 define diferentes categorias para sobrecargas em coberturas em função da sua utilização, sendo a Categoria H referente a coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes, onde a sobrecarga associada é de $0,4 \text{ kN/m}^2$ como carregamento uniformemente distribuído (q_k) e $1,0 \text{ kN}$ como carregamento pontual (Q_k) (cláusula 6.3.4.2 do regulamento).

A título de exemplo, encontra-se representada na figura 5.6 a aplicação da sobrecarga na cobertura no modelo de cálculo de um pórtico com 20m de vão, 7m de altura e 5m de afastamento aos pórticos adjacentes. Note-se que a carga ilustrada é representativa do processo adoptado para todos os casos considerados no estudo, onde o carregamento tem em conta o afastamento entre pórticos.

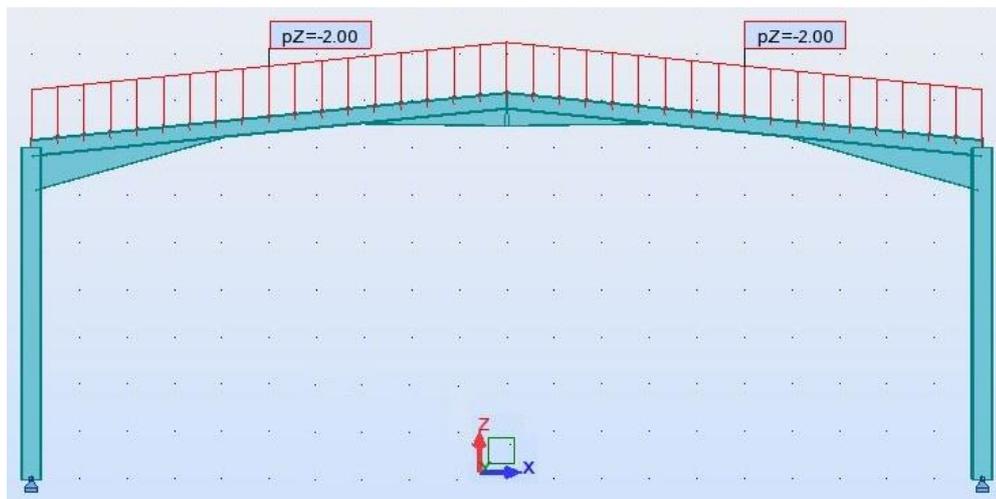


Figura 5.6 – Aplicação da sobrecarga na cobertura no modelo de cálculo de um pórtico com 7m de altura, 20m de vão e 5m de afastamento entre pórticos

5.8.2.3 Acção do vento

Em relação à acção do vento, a NP EN 1991-1-4 refere que deverá ser representada por um conjunto simplificado de pressões ou forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos do vento turbulento. Considera-se assim a acção do vento como uma acção variável fixa, cujos valores característicos são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. O efeito do vento na estrutura está directamente relacionado com as dimensões e forma da estrutura, o regime local de ventos, a rugosidade do terreno, a orografia e a altura de referência. A pressão exercida pelo vento sobre as superfícies externas (w_e) e internas (w_i) é dada, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$w_e = q_p(z_e) \times C_{pe} \quad (1)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times C_{pi} \quad (2)$$

Onde $q_p(z_e)$ e $q_p(z_i)$ são as pressões correspondentes à pressão dinâmica de pico, z_e e z_i são as alturas de referência para a pressão externa e interna, respectivamente, C_{pe} e C_{pi} são os coeficientes de pressão para a pressão externa e interna, respectivamente.

A pressão dinâmica de pico $q_p(z)$, função da altura do edifício (z), é, de acordo com a alínea 4.5 da EN 1991-1-4, calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z) = C_e(z) \times q_b \quad (3)$$

Onde: $I_v(z)$, intensidade de turbulência; $V_m(z)$, velocidade média do vento ; ρ , densidade do vento (1.25 Kg/m^3) (cláusula 4.5 do regulamento); $C_e(z)$, factor de exposição; q_b , pressão correspondente à velocidade base do vento.

Tendo em conta a quantidade e o tipo de parâmetros que influenciam a quantificação da pressão dinâmica de pico ($q_p(z)$), torna-se necessário adoptar um valor representativo da maioria do território nacional. Procedeu-se, então, a uma quantificação deste valor para diferentes localidades, admitindo um edifício com 10 metros de altura (visto ser a média das alturas consideradas como variáveis-chave a estudar: 7, 10 e 13 metros). Através da análise de resultados, optou-se por adoptar o valor de 90 kg/m^2 , ou seja, $0,882 \text{ kN/m}^2$, sendo este utilizado no cálculo das pressões para todas as configurações de pórticos consideradas.

De acordo com a cláusula 7.2.9(1), as pressões interiores e exteriores devem ser consideradas actuando em simultâneo, combinadas da forma mais desfavorável. Na falta de dados sobre aberturas nas fachadas, definiu-se que a sua área total será inferior a 30% da área total da fachada, o que, de acordo com a cláusula 7.2.9(2), valida o cálculo dos coeficientes segundo a cláusula 7.2.9(6), que estima o coeficiente c_{pi} em $+0,2$ ou $-0,3$, conforme o caso mais gravoso.

Os coeficientes de pressão exterior (c_{pe}) variam consoante a direcção do vento e a zona da fachada ou cobertura, cujas dimensões são função da geometria do edifício. Apenas foi tida em conta a acção do vento a 0° , visto considerar-se desprezável o efeito do vento a 90° nos pórticos a dimensionar, como foi já explicado no capítulo 5.4. Para coberturas de duas vertentes, a EN 1991-1-4 propõe a seguinte divisão ilustrada na Figura 5.7, onde a distancia e é o menor dos valores entre b e o dobro da altura do edifício ($2h$).

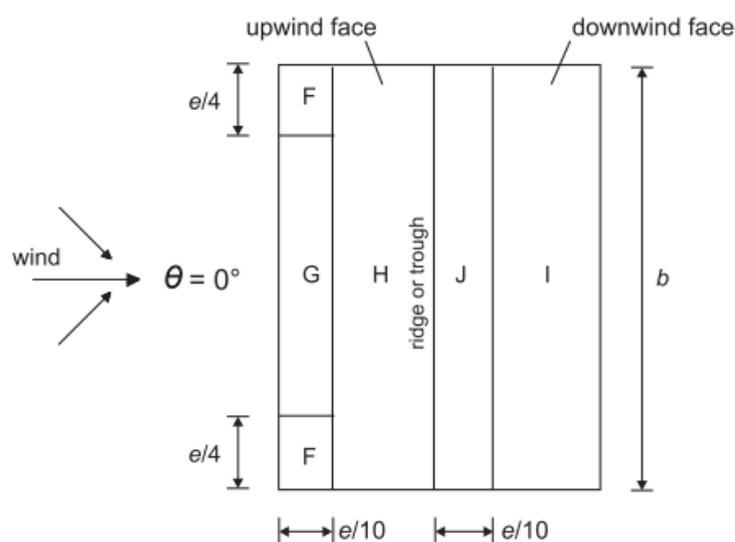


Figura 5.7 – Divisão por zonas na cobertura (NP EN 1991-1-4, 2010)

Note-se que a distância e tomou o valor $2h$ para todos os casos, visto ter-se considerado que a distância b , embora não quantificada, é largamente superior a h . Para além disso, desprezou-se ainda a influência da zona F, visto o pórtico-tipo a dimensionar se localizar a uma distância $b/2$ da empena.

De acordo com a cláusula 7.2.5, disponibilizam-se seguidamente os coeficientes adoptados, tendo em conta o quadro 7.4a da EN 1991-1-4 e a inclinação definida ($10\% \approx 5.71^\circ$), com bordos em aresta viva. É de realçar também que a obtenção dos coeficientes para a inclinação de 5.71° se realizou por interpolação linear, de acordo com as indicações constantes na norma.

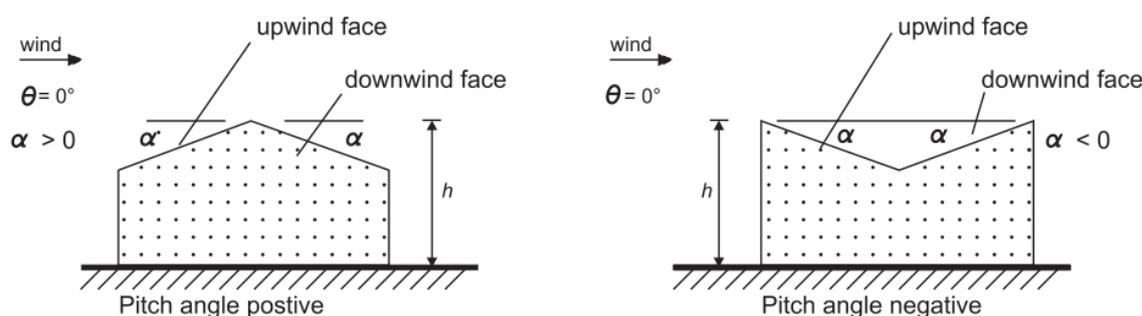


Figura 5.8 – Definição da inclinação da cobertura (NP EN 1991-1-4, 2010)

Quadro 5.1 – Cálculo dos coeficientes de pressão exterior ($c_{pe,10}$) para coberturas de duas vertentes

Ângulo de Inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$			
	G	H	I	J
5°	-1.20	-0.60	-0.60	0.20
5.71°	-1.17	-0.58	-0.59	-0.11
15°	-0.80	-0.30	-0.40	-1.00

É de referir que, de acordo com a cláusula 7.1.1 (1), os coeficientes de pressão exterior repartem-se em coeficiente globais ($c_{pe,10}$) e locais ($c_{pe,1}$), sendo que neste trabalho só foram considerados os coeficientes globais, representados no quadro 5.1, pois os coeficientes locais são apropriados para superfícies com área inferior a $1m^2$, destinados ao cálculo de elementos de pequena dimensão e ligações.

Os coeficientes de pressão externa sobre as fachadas (cláusula 7.2.2(2)) e a divisão por zonas dependem da relação altura/vão do pórtico (ver figura 5.9 e quadro 5.2).

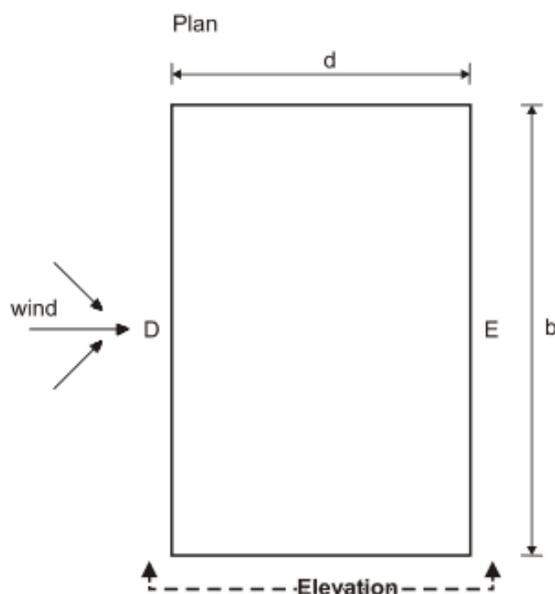


Figura 5.9 – Zonas de carregamento para paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010)

Quadro 5.2 – Coeficientes de pressão exteriores ($c_{pe,10}$) para paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010)

h/d	Zona D	Zona E
1	0.80	-0.50
0.25	0.70	-0.30

Sendo o rácio h/d entre duas variáveis-chave consideradas, o cálculo dos coeficientes teve ser feito caso a caso, através de uma interpolação linear.

Seguidamente apresentam-se as pressões obtidas por m^2 de superfície para cada caso considerado, tanto para as fachadas como para a cobertura. Note-se que o valor de w tem já em consideração o caso mais gravoso entre pressões interiores e exteriores, ou seja, quando estas actuam segundo a mesma direcção.

É de referir também que a tabela 5.3 é apresentada para todos os casos apesar do valor da pressão do vento ser comum, visto os limites das áreas de carregamento variarem consoante a relação altura/vão.

Tabela 5.2 – Cálculo da pressão do vento actuante nas fachadas para cada configuração estrutural estudada.

Definição dos parâmetros de dimensões				Zona D; $c_{pi} = -0,3$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$		Zona E; $c_{pi} = +0,2$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$	
Altura do Pilar (m)	Vão (d) (m)	Altura Máxima do Pórtico (h) (m)	h/d	$c_{pe,10}$	w (kN/m ²)	$c_{pe,10}$	w (kN/m ²)
7	20	8	0,40	0,72	0,900	-0,34	0,476
7	25	8,25	0,33	0,71	0,891	-0,32	0,460
7	30	8,5	0,28	0,70	0,886	-0,31	0,449
7	35	8,75	0,25	0,70	0,882	-0,30	0,441
7	40	9	0,23	0,70	0,882	-0,30	0,441
7	50	9,5	0,19	0,70	0,882	-0,30	0,441
7	60	10	0,17	0,70	0,882	-0,30	0,441
10	20	11	0,55	0,74	0,917	-0,38	0,512
10	25	11,25	0,45	0,73	0,906	-0,35	0,488
10	30	11,5	0,38	0,72	0,898	-0,34	0,472
10	35	11,75	0,34	0,71	0,892	-0,32	0,461
10	40	12	0,30	0,71	0,888	-0,31	0,453
10	50	12,5	0,25	0,70	0,882	-0,30	0,441
10	60	13	0,22	0,70	0,882	-0,30	0,441
13	20	14	0,70	0,76	0,935	-0,42	0,547
13	25	14,25	0,57	0,74	0,920	-0,39	0,516
13	30	14,5	0,48	0,73	0,909	-0,36	0,496
13	35	14,75	0,42	0,72	0,902	-0,35	0,481
13	40	15	0,38	0,72	0,897	-0,33	0,470
13	50	15,5	0,31	0,71	0,889	-0,32	0,455
13	60	16	0,27	0,70	0,884	-0,30	0,445

Tabela 5.3 - Cálculo da pressão do vento actuante na cobertura para cada configuração estrutural estudada

Definição dos parâmetros de dimensões					Zona G; $c_{pe,10} = -0,72$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$	Zona H; $c_{pe,10} = -0,58$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$	Zona J; $c_{pe,10} = -0,59$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$	Zona I; $c_{pe,10} = 0,115$; $q_p(z) = 0,882 \text{ kN/m}^2$
Altura do Pilar (m)	Vão (d) (m)	Altura Máxima do Pórtico (h) (m)	2h=e (m)	e/10 (m)	w (kN/m ²)			
7	20	8	16	1,60	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	25	8,25	16,5	1,65	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	30	8,5	17	1,70	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	35	8,75	17,5	1,75	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	40	9	18	1,80	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	50	9,5	19	1,90	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
7	60	10	20	2,00	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	20	11	22	2,20	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	25	11,25	22,5	2,25	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	30	11,5	23	2,30	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	35	11,75	23,5	2,35	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	40	12	24	2,40	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	50	12,5	25	2,50	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
10	60	13	26	2,60	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	20	14	28	2,80	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	25	14,25	28,5	2,85	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	30	14,5	29	2,90	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	35	14,75	29,5	2,95	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	40	15	30	3,00	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	50	15,5	31	3,10	-1,210	-0,687	0,366	-0,693
13	60	16	32	3,20	-1,210	-0,687	0,366	-0,693

5.8.3 Acções acidentais

As acções acidentais não foram consideradas no estudo realizado. Esta opção prende-se com o facto de, em situações correntes de pavilhões industriais, não serem tidas em conta, embora o embate de veículos pesados ou de cargas nos elementos estruturais, nomeadamente nos pilares, deva ser sempre sujeito a especial atenção.

5.9 Combinações de acções

As combinações de acções consideradas para o dimensionamento foram definidas com base na NP EN 1990. Como não foram consideradas acções de acidente nem sísmicas, apenas se considera a combinação fundamental para Estados Limites Últimos, de acordo com a seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

Para Estados Limites de Serviço apenas se considerou a combinação característica, visto ser a mais condicionante e por ser em relação a esta que a EN 1993-1-1 define os limites máximos de deslocamentos a verificar. As combinações tidas em conta para SLS respeitam, então, a seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

Onde:

$G_{k,j}$ valor característico da acção permanente j ;

$Q_{k,i}$ valor característico da acção variável i ;

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial de segurança, relativo à acção permanente j , tomado como 1,35 ou 1, consoante esta seja desfavorável ou favorável, respectivamente;

$\gamma_{Q,j}$ coeficiente parcial de segurança, relativo à acção variável j , tomado como 1,5;

$\psi_{0,i}$ factor de redução relativo à acção variável i .

Foram consideradas, portanto, 6 combinações de acções:

- Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental
 - Combinação 1 – AVB: Vento
 - Combinação 2 – AVB: Vento
 - Combinação 3 – AVB: Sobrecarga
 - Combinação 4 – AVB: Sobrecarga

- Estados Limites de Serviço – Combinação Característica
 - Combinação 5 – AVB: Vento
 - Combinação 6 – AVB: Sobrecarga

Cujos coeficientes adoptados se encontram resumidos na seguinte tabela, de acordo com o estipulado no anexo nacional da NP EN 1990, cláusula A1.2.2 – Quadro A1.1 e A1.2(B):

Tabela 5.4 – Coeficientes adoptados na definição das combinações de acções

Acção	PP + RCP	Sobrecarga		Vento	
		γ_Q	ψ_0	γ_Q	ψ_0
1	1.00	0	0	1.50	-
2	1.35	0	0	1.50	-
3	1.35	1.50	-	0	0
4	1.35	1.50	-	1.50	0.6
5	-	-	0	-	-
6	-	-	-	-	0

5.10 Dimensionamento dos revestimentos

Para a definição do revestimento a adoptar para a envolvente do pavilhão, recorreu-se aos catálogos da PERFITEC, tendo-se optado por painéis “sandwich”, pela sua utilização corrente e características evidenciadas no subcapítulo 4.3.2. Os painéis de revestimento trabalham unidireccionalmente, perpendicularmente à orientação das madres onde apoiam, pelo que um dos primeiros parâmetros a definir terá de ser o vão a vencer. Definiu-se, deste modo, um afastamento entre madres de 2m, tanto na cobertura como nas fachadas.

O carregamento de cálculo dos painéis da cobertura foi definido tendo em conta a combinação de acções 1, relativa à majoração dos efeitos da acção do vento na cobertura. Tendo em conta as diferentes zonas de carregamento, definidas na EN 1991-1-4, devido à acção do vento, o valor característico a considerar para a combinação foi o mais gravoso, ou seja, o correspondente à zona G. O valor do carregamento de cálculo fica, então, definido de acordo com a seguinte expressão:

$$q(kN / m^2) = 1.5 \times w \quad (6)$$

Onde w é a pressão resultante da combinação mais gravosa entre as pressões interiores e exteriores, quantificadas no subcapítulo 5.8.2.3. A pressão do vento na cobertura toma valores idênticos para todos os casos (devido ao facto de depender apenas da inclinação da cobertura), logo, o carregamento de cálculo será também idêntico, cifrando-se então em 1,82 kN/m².

Através da análise da gama de produtos constantes no catálogo da PERFITEC, optou-se por um painel do tipo “ROOFTEC 4”, com 50mm de espessura, ao qual está associado uma resistência a carregamentos até 2.21 kN/m^2 , considerando-se os painéis simplesmente apoiados. O peso próprio dos painéis adoptados é de 0.119 kN/m^2 .

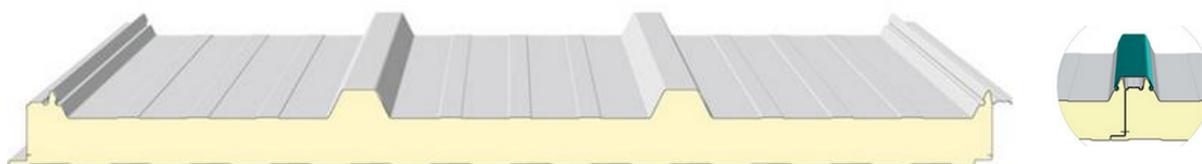


Figura 5.10 – Painel tipo “sandwich” ROOFTEC 4 (PERFITEC, 2013)

Analogamente ao processo adoptado para o dimensionamento dos painéis de cobertura, os painéis de fachada foram também dimensionados tendo em conta a combinação de acções 1 e recorrendo-se aos catálogos da PERFITEC. O carregamento de cálculo difere de caso para caso, ao contrário do que sucede para os painéis da cobertura, visto depender da relação altura/vão. Através da análise dos carregamentos de cálculo associados aos diferentes casos, calculados de acordo com a expressão (6), chegou-se à conclusão de que a sua variação não justificava diferentes painéis consoante o caso. Tendo em conta que os valores obtidos se situam entre 1.32 kN/m^2 e 1.40 kN/m^2 , considerou-se o mesmo painel de revestimento para todos os casos, “WALLTEC - L 1000”, com 50mm de espessura, ao qual está associado uma resistência a carregamentos até 2.21 kN/m^2 , e um peso próprio de 0.124 kN/m^2 .

5.11 Dimensionamento das madres

As madres têm por função transmitir à estrutura principal os esforços provenientes dos painéis de revestimento, tendo sido já abordadas em maior detalhe no capítulo 4.3.1. O vão a vencer pelas madres é definido pelo afastamento entre pórticos, que varia entre 7, 10 e 13 m nos casos estudados. Adoptaram-se madres C tanto para as fachadas como para a cobertura, recorrendo-se ao catálogo da PERFITEC para o seu dimensionamento, onde as suas propriedades mecânicas têm em conta a classificação da secção para elementos constituídos por chapa fina (classe 4), ou seja, contabilizam a secção útil consoante o tipo de solicitação.

À semelhança do processo de dimensionamento dos painéis de revestimento, a combinação de acções usada foi a combinação 1. As madres trabalham predominantemente à flexão, estando a sua resistência directamente associada à sua inércia e ao módulo de flexão, pelo que se considera economicamente vantajoso calculá-las como elementos continuamente apoiados entre pórticos.

5.11.1 Madres de cobertura

O carregamento de cálculo das madres de cobertura foi definido tendo em conta a combinação de acções 1, de acordo com a seguinte expressão:

$$q(kN / m) = (1 \times PP_{\text{painel}} + 1.5 \times w) \times a \quad (7)$$

Onde PP_{painel} é o peso próprio do painel, que contempla um acréscimo de 15% para acessórios de instalação e de iluminação, w a pressão do vento e a o afastamento entre madres (2m). Seguidamente apresenta-se o sistema de eixos local adoptado pelo catálogo consultado (PERFITEC, 2010), e um exemplo de apresentação das propriedades brutas e efectivas.

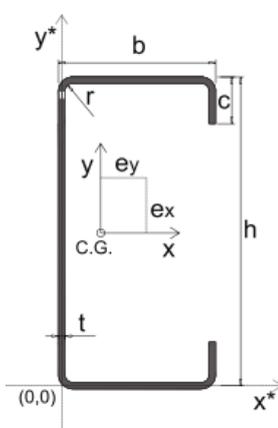


Figura 5.11 – Identificação da nomenclatura e do sistema de eixos local adoptado no catálogo utilizado (PERFITEC, 2010)

Quadro 5.3 – Propriedades brutas de uma mãe C100x60 (PERFITEC, 2010)

	Massa (kg/m)	h (mm)	b (mm)	r (mm)	C.G. x (mm)	C.G. y (mm)	A (mm ²)	I _x (x10 ⁴ mm ⁴)	I _y (x10 ⁴ mm ⁴)
t=2 (mm)	3,75	100	60	3	21,22	49,00	477,25	78,27	24,28
t=2,5 (mm)	4,63	100	60	3	20,95	48,50	590,10	95,66	29,41
t=3 (mm)	5,50	100	60	3	20,95	48,50	700,37	112,21	34,18

Quadro 5.4 – Propriedades efectivas de uma mãe C100x60 para flexão em torno do eixo x (PERFITEC, 2010)

	e _x (mm)	e _y (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _{eff x} (x10 ⁴ mm ⁴)	I _{eff y} (x10 ⁴ mm ⁴)	W _{eff,min x} (x10 ³ mm ³)	W _{eff,min y} (x10 ³ mm ³)
t=2 (mm)	0,22	-0,13	474,94	77,78	24,09	15,80	4,89
t=2,5 (mm)	0,00	0,00	590,10	95,66	29,41	19,62	6,03
t=3 (mm)	0,00	0,00	700,37	112,21	34,18	23,14	7,05

As madres foram calculadas como continuamente apoiadas, estando esta opção relacionada com o facto de o momento flector de cálculo ser inferior em relação ao cálculo como simplesmente apoiadas, embora as primeiras necessitem de cuidados especiais na ligação à estrutura principal de forma a assegurar a rigidez necessária. Muitas vezes o cálculo das madres como continuamente apoiadas é descartado pois implica a inclusão destas no modelo estrutural, sobrecarregando-o. Neste trabalho recorreu-se a um processo alternativo devido à quantidade de casos analisados, que obrigaria a um dispêndio de tempo excessivo. De forma a obter o momento de cálculo a que a secção terá de resistir, recorreu-se ao software *FTool* para modelar um elemento com comprimento total consideravelmente extenso, continuamente apoiado, cujos vãos intermédios equivalem ao afastamento entre pórticos e os apoios à sucessão de pórticos da estrutura. Na figura 5.12 encontra-se representado um exemplo da determinação do momento de cálculo M_{Ed} para um afastamento entre pórticos de 5 m.

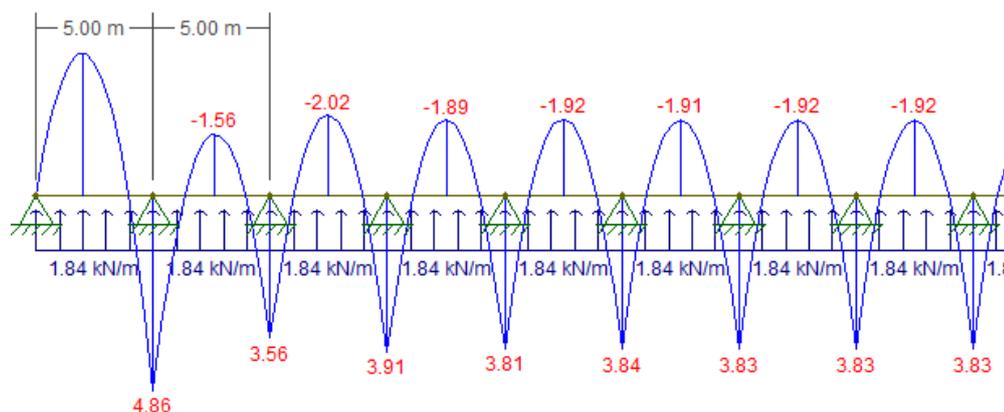


Figura 5.12 – Diagrama de momento flector das madres de cobertura para os casos em que o vão a vencer é de 5m

De forma a ter em conta a optimização da estrutura, o dimensionamento das madres não se realizou para o momento máximo. Analisando a figura 5.12, é possível observar-se que os picos de momento positivos estabilizam a partir do 3º pórtico interior. Deste modo, não se considera económico dimensionar toda a cobertura para uma solicitação que ocorre apenas nas imediações da empena. Considerou-se, deste modo, que o momento de cálculo das madres seria o correspondente ao 2º maior momento positivo, ou seja, na intersecção com o 3º pórtico interior (no caso representado na figura 5.12, corresponde ao valor 3.91 kNm). É importante realçar que, em projecto, esta simplificação deverá ser complementada com o dimensionamento das madres que vencem os 3 primeiros vãos, obviamente. Neste trabalho tal não foi feito por se estar a considerar apenas um pórtico interior como representativo da grande maioria da estrutura, como foi já várias vezes referido neste documento.

É de notar que o eixo de acção do carregamento a que estão sujeitas as madres não coincide com o eixo principal de menor inércia, em virtude da inclinação de 10% da travessa, fazendo

com que o peso próprio e restantes acções gravíticas provoquem flexão desviada. Esta componente é, no entanto, tão reduzida (figura 5.13) que se optou por desprezar, efectuando-se o cálculo das madres à flexão simples.

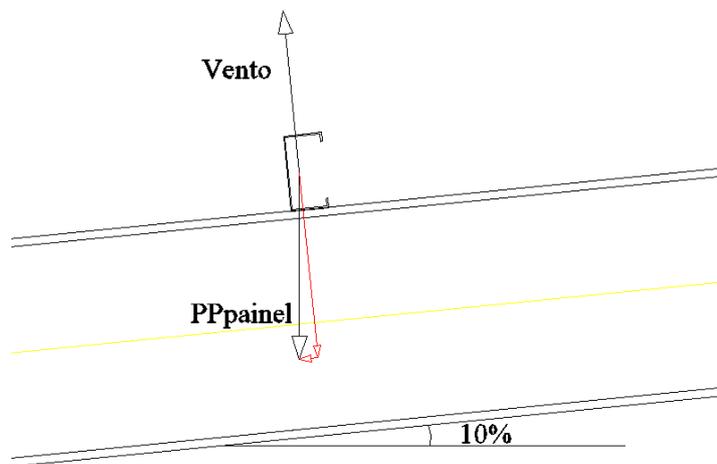


Figura 5.13 – Pormenor da decomposição vectorial do peso próprio do painel

A resistência à flexão é verificada, de acordo com a NP EN 1993-1-1, pela expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (8)$$

Onde, para secções transversais da classe 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow W_{eff,min} = \frac{\gamma_{M0} M_{c,Rd}}{f_y} \quad (9)$$

Sendo $f_y = 275$ MPa a tensão de cedência do aço S275, $\gamma_{M0} = 1.0$ o coeficiente parcial de segurança e $W_{eff,min}$ o módulo de flexão. Substituindo-se na equação (9) o momento resistente $M_{c,Rd}$ pelo momento actuante M_{Ed} é possível determinar o valor mínimo admissível do módulo de flexão que verifica a segurança do elemento. É de referir que a verificação da estabilidade e distorção das madres não foi efectuada, admitindo-se que estas estão travadas transversalmente por elementos (por exemplo, cantoneiras) em quantidade suficiente para que sejam assegurados comprimentos de encurvadura suficientemente curtos para que o dimensionamento seja válido.

Na tabela seguinte são apresentadas as madres resultantes do dimensionamento e o seu peso próprio para os diferentes afastamentos entre pórticos considerados.

Tabela 5.5 – Madres adoptadas para a cobertura

Afastamento entre pórticos (m)	5	7.5	10
Madre	C100x60x2	C200x60x2	C300x60x2
Peso Próprio (kg/m)	3.75	5.44	7.14

5.11.2 Madres de fachada

O processo de dimensionamento das madres de fachada foi praticamente análogo às de cobertura, adoptando-se novamente a tipologia C, o afastamento entre madres de 2 m e definindo-se o carregamento de cálculo através da combinação de acções 1. A pressão do vento considerada para o carregamento de cálculo foi a actuante na zona D, a mais condicionante. O peso próprio do painel de fachada foi desprezado, admitindo-se que este descarrega directamente no solo. É de realçar que esta simplificação, caso seja adoptada em projecto, implica a previsão de um elemento de suporte a nível térreo. Deste modo, é válido considerar-se que a madre está sujeita a flexão simples na direcção do eixo forte, sendo provocada apenas pela acção do vento (ver figura 5.14) e estando o carregamento definido de acordo com a seguinte expressão:

$$q(kN / m) = (1.5 \times w) \times a \quad (10)$$

Sendo w a pressão do vento na fachada e a o afastamento entre madres (2 m). Tal como se procedeu para o dimensionamento das madres da cobertura, recorreu-se ao software *FTool* de forma a quantificar o momento flector de cálculo, tendo em conta o terceiro pórtico interior, tal como foi já previamente descrito no subcapítulo anterior.

Note-se que a acção do vento depende da relação altura/vão do pórtico, e que o momento flector de cálculo M_{Ed} depende, obviamente, do carregamento e do vão a vencer pela madre. Assim, a cada caso considerado correspondem diferentes valores de módulo de flexão mínimo a cumprir pela secção da madre para que verifique a resistência.

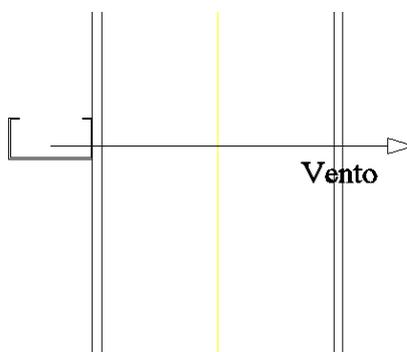


Figura 5.14 – Representação vectorial da acção do vento sobre a madre de fachada

Através da análise de todos os casos considerados, adoptaram-se apenas 3 tipos de madres, visto a variável mais condicionante ser o afastamento entre pórticos.

Recorrendo-se mais uma vez ao catálogo da PERFITEC, e de acordo com as expressões (8) e (9), representam-se na tabela seguinte as madres adoptadas para as fachadas, e o respectivo peso próprio.

Tabela 5.6 – Madres adoptadas para as fachadas

Afastamento entre pórticos (m)	5	7.5	10
Madre	C150x60x2	C250x60x2	C300x60x2.5
Peso Próprio (kg/m)	4.53	6.29	8.87

5.12 Análise estrutural e dimensionamento dos elementos principais

5.12.1 Análise Global

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios (Simões, 2007). Adoptou-se uma análise global elástica, baseada na hipótese de que a relação tensão-deformação do material é linear, em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão actuante.

A análise estrutural foi realizada de acordo com o estipulado no capítulo 5 da NP EN 1993-1-1, que preconiza que os esforços podem, geralmente, ser determinados através de:

- análises de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura;
- análises de segunda ordem, tomando em consideração a influência da configuração deformada da estrutura.

Em análises de primeira ordem, os esforços internos e os deslocamentos são obtidos a partir da configuração indeformada da estrutura, enquanto em análises de segunda ordem os esforços são determinados pela configuração deformada da estrutura. No caso em estudo, pórticos simples, os efeitos de segunda ordem são geralmente designados por efeitos $P-\Delta$ (efeitos globais) ou efeitos $P-\delta$ (efeitos locais ao nível do elemento). Estes efeitos devem-se aos deslocamentos do pórtico e geram esforços adicionais, os quais, alteram os valores dos próprios deslocamentos.

5.12.2 Análise de 1ª ordem vs. análise de 2ª ordem

Os efeitos da configuração deformada da estrutura sobre a distribuição de esforços (efeitos de segunda ordem) foram considerados sempre que se verificou o aumento dos efeitos das acções ou a alteração do comportamento estrutural de forma significativa. Consideraram-se desprezáveis os efeitos de segunda ordem quando o seguinte critério foi cumprido:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \text{ válido para análise elástica} \quad (11)$$

Em que α_{cr} é o factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global; F_{Ed} é o valor de cálculo do carregamento da estrutura e F_{cr} é o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais. A quantificação do factor α_{cr} foi obtida directamente do software de cálculo, através de uma análise do tipo *buckling*.

Também de acordo com o regulamento (cláusula 5.2.2(3)), os efeitos de segunda ordem globais (P- Δ) e as imperfeições globais foram considerados na análise global de esforços, enquanto nas verificações de segurança dos elementos em relação a fenómenos de instabilidade se incluíram os efeitos de segunda ordem locais (P- δ). Os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais foram tidos em conta através da amplificação das cargas horizontais H_{Ed} e das cargas equivalentes às imperfeições $V_{Ed}\phi$, através da aplicação do factor:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (12)$$

É de notar que este processo está limitado a estruturas onde $\alpha_{cr} > 3.0$, o que se verificou em todos os casos analisados.

5.12.3 Imperfeições Geométricas

De forma a ter em conta as várias imperfeições associadas às estruturas metálicas (tensões residuais, excentricidades nas ligações, excentricidades de cargas, falta de verticalidade e falta de linearidade dos seus elementos, etc.), a NP EN 1993-1-1 preconiza, no capítulo 5.3, a incorporação das imperfeições na análise global através de uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico. As amplitudes das imperfeições globais ϕ foram calculadas de acordo com a seguinte expressão:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (13)$$

Em que ϕ_0 toma o valor 1/200 e α_h é o coeficiente de redução, calculado em função de h , através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0 \quad (14)$$

Onde h é a altura da estrutura, em metros e α_m é o coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, de acordo com a expressão:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (15)$$

Sendo m o número de colunas num piso, ou seja, no caso, $m = 2$. O regulamento permite que as amplitudes referidas sejam substituídas por sistemas de forças horizontais equivalentes, de acordo com a figura seguinte, onde N_{Ed} representa o carregamento axial de compressão associado à coluna em causa.

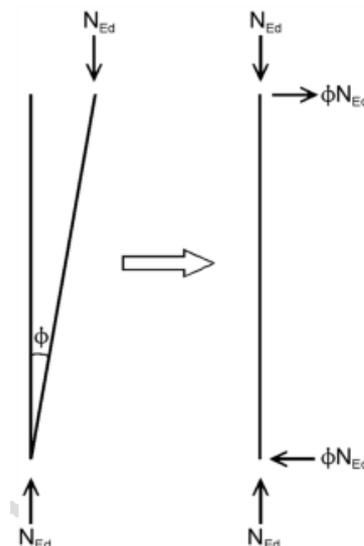


Figura 5.15 – Forças horizontais equivalentes às imperfeições

5.12.4 Verificação da resistência e estabilidade

O dimensionamento dos elementos foi efectuado com base na capacidade plástica das secções, dependendo da classificação das mesmas (realizada automaticamente pelo software de acordo com o preconizado na NP EN 1993-1-1 – cláusula 5.5).

Todas as verificações de resistência efectuadas em relação aos diferentes esforços (e à interacção entre estes) a que os elementos estão sujeitos seguem o preconizado na NP EN 1993-1-1, tendo-se optado por não expor aqui as expressões referentes a cada verificação de forma a não tornar o documento demasiado extenso e exaustivo.

Devido à sua esbelteza, os elementos metálicos, sobretudo quando constituídos por secções abertas de paredes finas, tendem a ser bastante afectados por fenómenos de encurvadura. Atendendo ao facto de colunas e travessas estarem sujeitas a flexão composta com compressão, o colapso tende a dar-se por encurvadura por flexão (como acontece em elementos submetidos a compressão simples) ou por encurvadura lateral (típica de elementos submetidos a flexão). A NP EN 1993-1-1 prevê a verificação de segurança da estabilidade de elementos uniformes em flexão composta com compressão de acordo com as seguintes expressões:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (17)$$

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo de compressão e dos momentos máximos no elemento, respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções de classe 4, neste caso inexistentes;

χ_y e χ_z são os coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão e χ_{LT} o coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são os factores de interacção, obtidos pelo método 2, de acordo com o Anexo B do regulamento.

Os coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão (χ_y e χ_z) e à encurvadura lateral (χ_{LT}) (nota: adoptou-se o caso geral, descrito na cláusula 6.3.2.2 do regulamento) foram obtidos a partir das seguintes fórmulas:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \text{ mas } \chi \leq 1.0 \quad (18)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1.0 \quad (19)$$

Estando os parâmetros ϕ , λ , ϕ_{LT} e λ_{LT} directamente relacionados com a geometria, curvas de encurvadura e propriedades mecânicas do elemento.

Um dos principais parâmetros que rege a influência da encurvadura é a esbelteza, onde tomam papéis preponderantes o comprimento de encurvadura (L_{cr}) e o momento crítico (M_{cr}), parâmetros que serão tratados no capítulo seguinte. A esbelteza para a encurvadura por flexão (λ) foi obtida através da expressão (válida para secções transversais da Classe 1, 2 e 3):

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (20)$$

Sendo i o raio de giração, $\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86.39$ e L_{cr} o comprimento de encurvadura. A esbelteza para a encurvadura lateral (λ_{LT}) foi obtida através da seguinte expressão:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (21)$$

Onde W_y é o módulo de flexão, f_y a tensão de cedência e M_{cr} o momento crítico. É de notar que os coeficientes parciais de segurança γ_{M0} e γ_{M1} adoptados nas verificações da resistência e estabilidade tomam o valor unitário, de acordo com a NP EN 1993-1-1.

5.12.5 Travamentos e momento crítico

Como foi já referido anteriormente, o dimensionamento de elementos metálicos tende a ser condicionado por fenómenos de encurvadura. Esta particularidade deve-se, sobretudo, à esbelteza dos perfis, pelo que é de extrema importância prever travamentos eficazes para que seja maximizado o aproveitamento da resistência do aço. Os travamentos influenciam decisivamente o comprimento de encurvadura, consoante a solicitação analisada.

Deste modo, considerou-se que para todos os elementos, o banzo superior se encontra travado em todos os pontos onde ocorre a ligação à madre, ou seja, de 2 em 2 metros. Em relação ao banzo inferior, efectuou-se uma diferenciação entre colunas e travessas. Assim, considerou-se que nas travessas o banzo inferior se encontra travado a cada duas madres, ou seja, de 4 em 4

metros. Nas colunas, considerou-se apenas um travamento, a meio pé direito, aproximadamente, dependendo do ponto de intersecção com a madre.

É de notar que a consideração de uma secção efectivamente travada pressupõe uma ligação suficientemente rígida para que tal seja válido. Admite-se, neste caso, que a ligação do banzo superior à madre reúne estas condições, e que o banzo inferior é travado através de uma ligação por cantoneiras à madre, idêntico ao representado na figura 4.4 deste documento. É de referir também que o espaçamento entre madres junto ao beirado é mais reduzido, devido à influência da acção do vento nessa zona, sendo esta quantificação função do vão a vencer pelo pórtico.

A resistência de um elemento à encurvadura lateral depende, fundamentalmente, do valor do momento crítico, que é o momento máximo que um elemento, em condições ideais, pode suportar sem encurvar lateralmente (Simões, 2007). O cálculo do momento crítico não está contemplado na NP EN 1993-1-1, pelo que o recurso a expressões propostas por vários autores tem uso corrente. No caso, o *software* de cálculo adopta a expressão proposta por Clark e Hill (Clark e Hill, 1960) e Galéa (Galéa, 1981):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (22)$$

Onde:

k_z e k_w são factores de comprimento efectivo dependentes das condições de apoio;

$z_g = (z_a - z_s)$, em que z_a e z_s são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da secção;

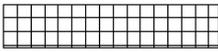
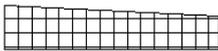
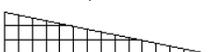
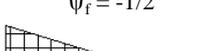
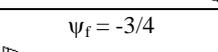
z_j é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção, ou seja, toma o valor nulo;

I_z é a inércia na direcção z-z, I_w a constante de empenamento, I_T a constante de torção e E o módulo de elasticidade;

L é o comprimento do elemento analisado, entre travamentos;

C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos flectores e das condições de apoio, obtidos a partir do seguinte quadro:

Quadro 5.5 – Coeficientes C1 e C3 (Simões, 2007)

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de Momentos	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi_f = +1$ 	1,0	1,00	1,000	
		0,5	1,05	1,019	
	$\psi_f = +3/4$ 	1,0	1,14	1,000	
		0,5	1,19	1,000	
	$\psi_f = +1/2$ 	1,0	1,31	1,000	
		0,5	1,37	1,000	
	$\psi_f = +1/4$ 	1,0	1,52	1,000	
		0,5	1,60	1,000	
	$\psi_f = 0$ 	1,0	1,77	1,000	
		0,5	1,86	1,000	
	$\psi_f = -1/4$ 	1,0	2,06	1,000	0,850
		0,5	2,15	1,000	0,650
	$\psi_f = -1/2$ 	1,0	2,35	1,000	$1,3 - 1,2\psi_f$
		0,5	2,42	0,950	$0,77 - \psi_f$
	$\psi_f = -3/4$ 	1,0	2,60	1,000	$0,55 - \psi_f$
		0,5	2,45	0,850	$0,35 - \psi_f$
	$\psi_f = -1$ 	1,0	2,60	$-\psi_f$	$-\psi_f$
		0,5	2,45	$-0,125 - 0,7\psi_f$	$-0,125 - 0,7\psi_f$

Nota: em vigas submetidas a momentos de extremidade, o que ocorre em todos os casos analisados, por definição $C_2 z_g = 0$.

Por último, é de referir que o *software* calcula o momento crítico, por simplificação, ignorando o acréscimo de rigidez e estabilidade conferido pelos esquadros de ligação às travessas, considerando apenas as características geométricas e mecânicas do perfil adoptado na aplicação da expressão (22). Ou seja, as grandezas geométricas que entram na referida expressão correspondem directamente às propriedades do perfil adoptado para a travessa. Embora este seja um procedimento conservativo, a celeridade do processo e o facto de o *software* o englobar automaticamente na verificação da estabilidade dos elementos fez com que esta opção se revelasse vantajosa.

6 RESULTADOS

6.1 Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados do estudo paramétrico realizado e já apresentado no Capítulo 5, sob a forma de gráficos e tabelas, sendo o objectivo a análise comparativa da variação do peso da estrutura e dos seus elementos consoante a variação dos parâmetros considerados. Para auxiliar à leitura dos gráficos e tabelas recorde-se a figura 5.2.

É importante, nesta fase, referir certas particularidades encontradas ao longo do processo de dimensionamento para os vários casos considerados. Tal como foi já referido no capítulo 4, a solução estrutural adoptada é bastante penalizada para vãos grandes, não se revelando economicamente competitiva quando comparada com outras soluções, nomeadamente com pórticos treliçados.

Esta ideia foi comprovada ao longo deste estudo, visto não ter sido possível verificar a segurança da estrutura para praticamente todos os casos de 50 e 60 m de vão. Nos poucos casos em que tal foi possível (nomeadamente para 50 m de vão, com o menor afastamento entre pórticos e menor altura) foi necessário recorrer a perfis superiores a IPE 600 ou a HEA 700, claramente soluções pouco económicas, pelo que se considerou desprezável incluir os vãos de 50 e 60 m nos resultados da análise que serão seguidamente apresentados.

Outro aspecto importante é a impossibilidade de se realizar um ajuste dos parâmetros-chave, de forma a otimizar o dimensionamento de cada caso. Atente-se, por exemplo, na possibilidade de determinado pórtico, com $0.15L$ de comprimento de esquadro, poder ter um peso bastante inferior caso o comprimento do esquadro fosse aumentado para $0.16L$. Este tipo de situações ocorre para dimensionamentos cuja verificação da resistência e estabilidade se encontra no limite regulamentar. A influência desta particularidade pode definir a decisão entre duas tipologias semelhantes, pelo que é necessário ter sempre em conta a sua influência.

A apresentação dos resultados segue uma ordem de avaliação da influência de cada variável-chave no peso das colunas, das travessas e da totalidade do pórtico, bem como no peso total da estrutura, sendo estas tratadas individualmente nos próximos subcapítulos. Em anexo (Capítulo 9), todos os resultados são apresentados detalhadamente numa sucessão de gráficos e tabelas.

6.2 Perfil (HEA, IPE)

O perfil a adoptar nas colunas e nas travessas foi estudado através das seguintes combinações estruturais:

- Pilar HEA – Viga IPE
- Pilar HEA – Viga HEA
- Pilar IPE – Viga IPE
- Pilar IPE – Viga HEA

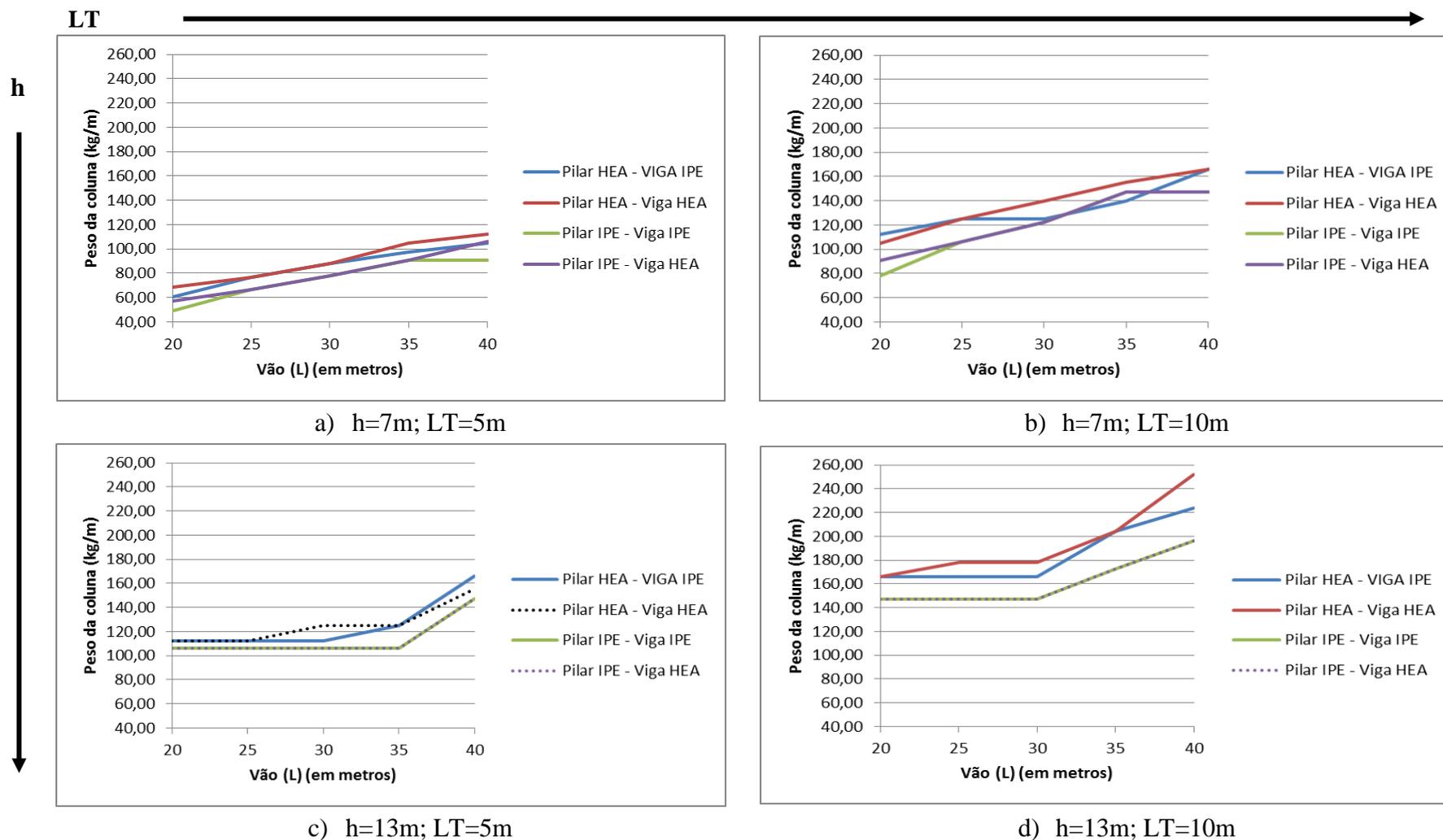
Os pórticos com pilares em perfil IPE revelaram-se, geralmente, mais económicos. De um modo geral, é também possível afirmar que quanto maior o vão, mais económica se torna a travessa em perfil HEA, comparativamente ao perfil IPE. Atente-se que, para um vão de 20 m, em 52% dos casos analisados o uso do perfil HEA nas travessas se traduziu num pórtico mais económico, enquanto para um vão de 40 m este valor cresce para 83%.

Representa-se na página seguinte a variação do peso das colunas (Gráfico 6.1), das travessas (Gráfico 6.2) e da totalidade do pórtico (Gráfico 6.3) para cada uma das combinações estruturais consideradas, em função da altura e do espaçamento entre pórticos. Todos os resultados apresentados são referentes a pórticos com um comprimento do esquadro de 0,15L.

Em relação às colunas, é possível verificar, tal como foi já referido anteriormente, como consequência da distribuição de esforços, que os perfis IPE se revelam bastante mais económicos para a gama de vãos estudada. É possível observar-se também que, para alturas de 13 m, as colunas em perfil IPE têm exactamente o mesmo peso, independentemente do perfil adoptado nas travessas. Embora esta situação não se repita sistematicamente, é bastante representativa do comportamento observado para pórticos com 13 m de altura, independentemente da variação paramétrica estudada.

Ainda em relação às colunas, é possível identificar no Gráfico 6.1b) um caso onde o perfil HEA se revelou mais económico em relação ao IPE. Este facto deve-se à compensação feita pela travessa – em perfil IPE -, visível no Gráfico 6.2b). Embora a coluna seja a mais leve das quatro combinações estruturais estudadas, o peso da travessa faz com que o pórtico seja dos mais pesados, para o caso em questão, como é possível verificar no Gráfico 6.3b).

Em relação às travessas (Gráfico 6.2), é possível observar que, de uma forma geral, o perfil HEA se revela mais vantajoso, sobretudo quando conjugado com colunas com perfil IPE. A travessa em perfil IPE revelou-se competitiva sobretudo para os menores vãos considerados, nomeadamente quando combinada com colunas em perfil IPE.



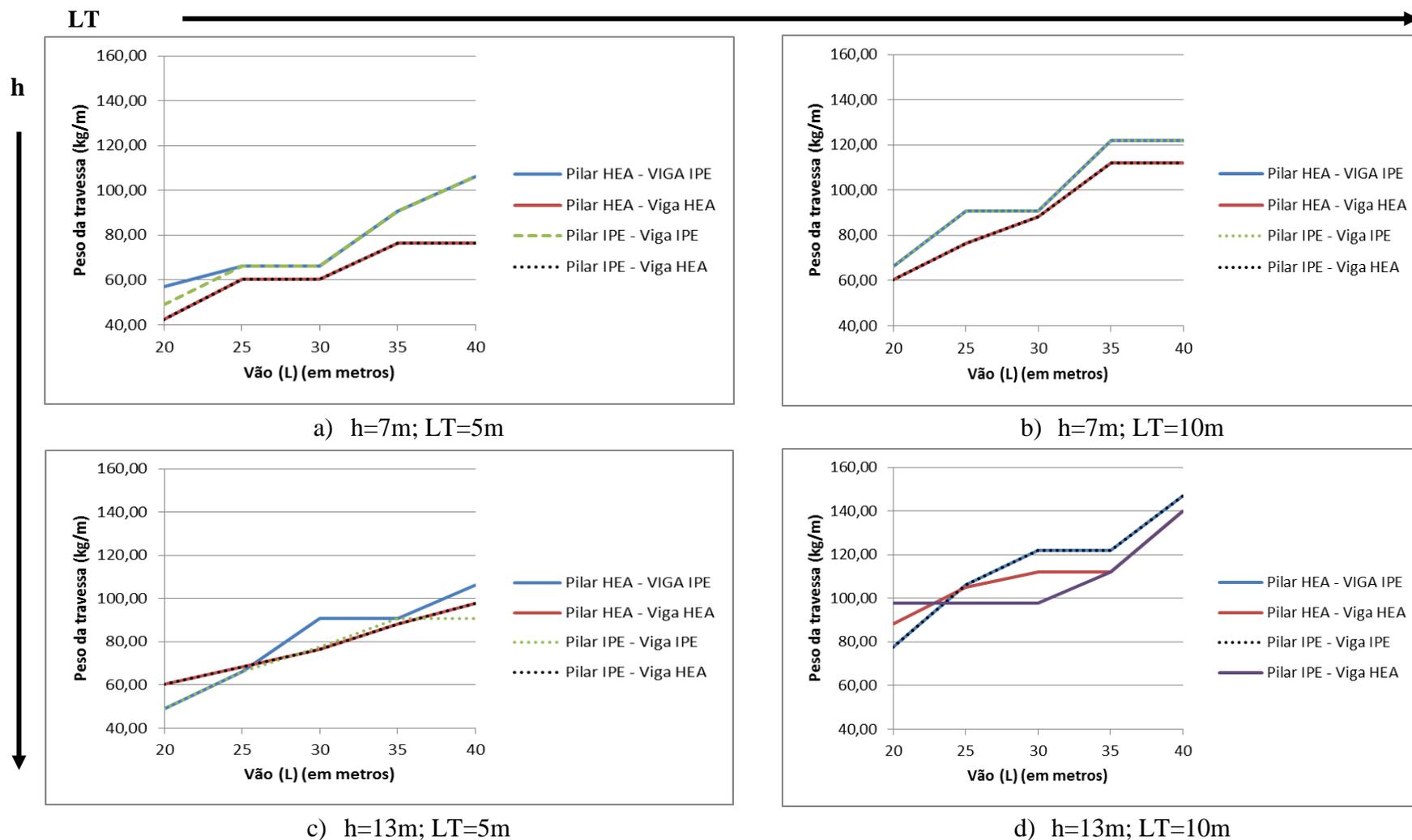
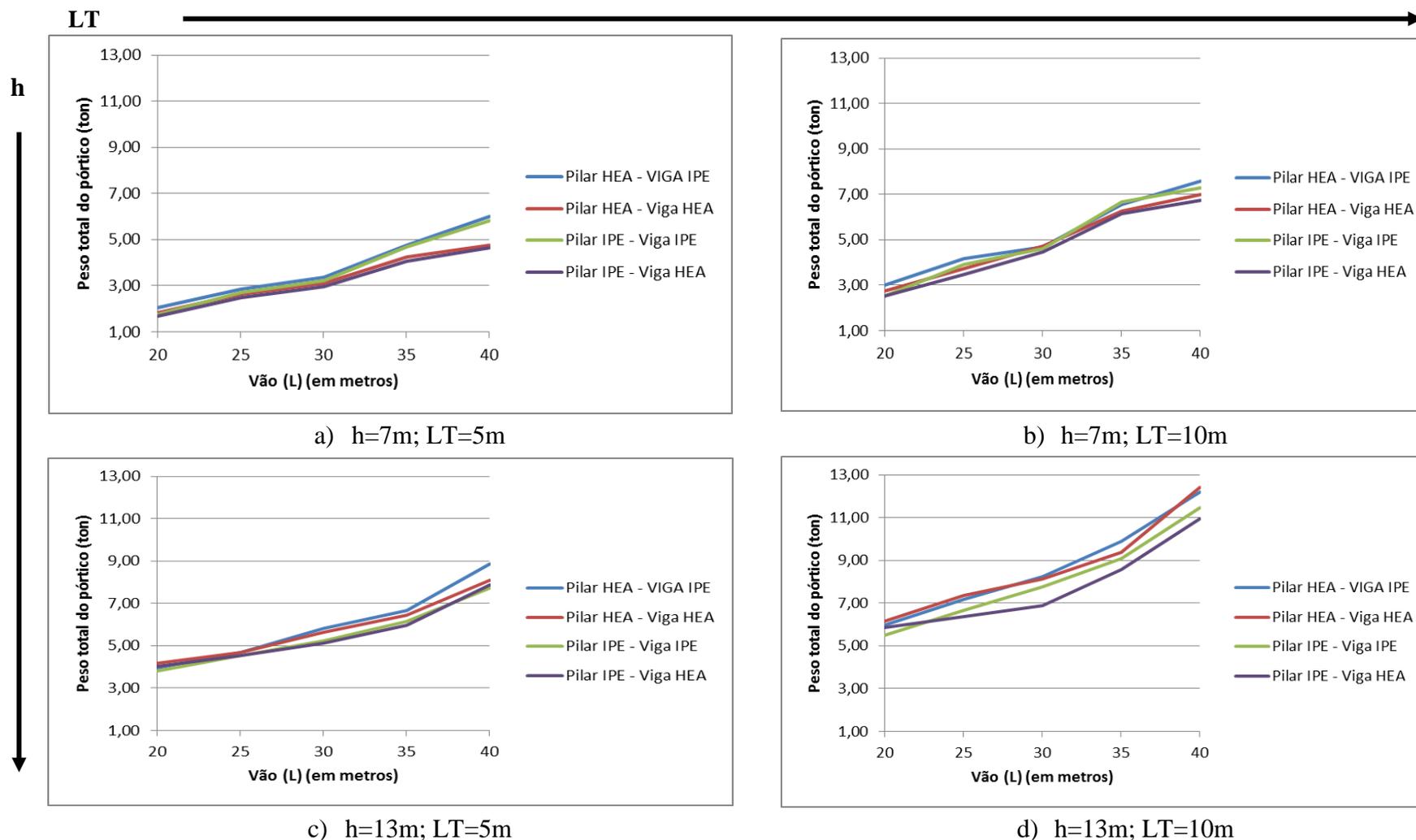


Gráfico 6.2 – Peso da travessa consoante o perfil adoptado (Nota: $L1=0,15L$)



c) $h=13m; LT=5m$

d) $h=13m; LT=10m$

Gráfico 6.3 – Peso total do pórtico consoante o perfil adoptado (Nota: $L1=0,15L$)

Os pórticos com colunas em perfil IPE e travessas em perfil HEA apresentam-se como os mais económicos a praticamente todos os níveis, apenas rivalizados pelos pórticos totalmente em perfil IPE (Gráfico 6.3), sobretudo para alturas consideráveis e menores vãos. Os pórticos com colunas em perfil HEA e travessas em perfil IPE revelaram-se os menos vantajosos. A adopção do perfil HEA em todos os elementos do pórtico apresenta-se como uma boa alternativa, embora penalizada pelo peso da coluna.

A constatação de que as travessas em perfil HEA se revelam mais económicas denuncia um desaproveitamento da superior inércia do perfil IPE devido a fenómenos de instabilidade, devendo-se este facto, nomeadamente, aos travamentos definidos. Embora em ambos os casos o critério de dimensionamento tenha sido a verificação da estabilidade, as travessas em perfil IPE, devido à sua maior esbelteza, tendem a ser mais sensíveis a este problema, pelo que a sua capacidade de resistência à flexão é fortemente penalizada quando comparada à de um HEA.

O aproveitamento da capacidade resistente das secções é fulcral para uma economia global da estrutura, sendo que tal foi conseguido com maior sucesso em perfis HEA, devido à sua menor esbelteza e menor tendência a instabilizar, quando comparados a perfis IPE. Relembrando que os travamentos foram definidos de 2 em 2 m no banzo superior e de 4 em 4 m no banzo inferior, é expectável que uma redução do espaçamento entre travamentos resulte num maior aproveitamento da capacidade resistente do perfil IPE.

Em relação às colunas, o critério de dimensionamento alterna entre a verificação da estabilidade e a verificação do deslocamento do topo da coluna. Relembrando que estas são muito mais solicitadas por esforços de flexão do que axialmente e que as bases das colunas são rotuladas, o perfil IPE assume-se como uma opção naturalmente mais vantajosa, pela sua maior inércia, quando comparado ao perfil HEA. Ainda assim, analogamente ao que se passa com as travessas, o aproveitamento da capacidade resistente da secção é reduzido, pelo que a definição de travamentos menos espaçados poderá levar a uma superior economia.

No gráfico 6.4 apresenta-se o peso da totalidade da estrutura. A sua análise acaba por validar o já afirmado anteriormente em relação ao pórtico quando analisado individualmente, ou seja, as travessas HEA e as colunas IPE traduzem-se, geralmente, em estruturas mais económicas por m^2 , apenas rivalizadas por pórticos totalmente constituídos por elementos em perfil IPE. É possível observar-se também que o desfasamento de pesos entre as combinações de perfis estudadas é mais notório para valores mais elevados de altura e afastamento entre pórticos. No entanto, é de referir que com a variação dos restantes parâmetros estudados, a evolução do peso da estrutura acaba por não alterar a tendência observada, ou seja, os pilares revelam-se geralmente mais económicos em perfil IPE e as travessas em perfil HEA. As razões para tais resultados foram já previamente abordadas neste subcapítulo.

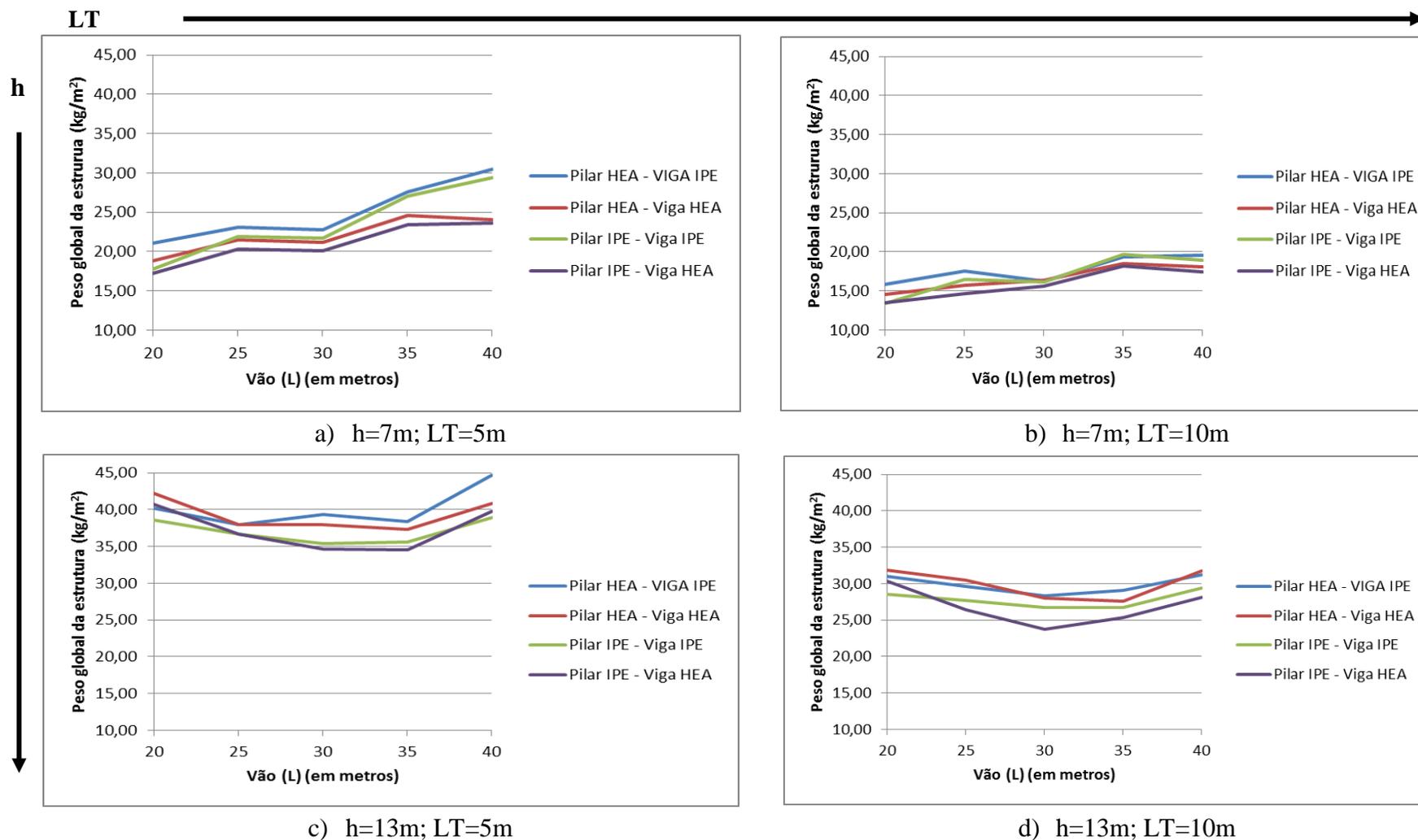


Gráfico 6.4 – Peso da totalidade da estrutura consoante o perfil adoptado (Nota: $L1=0,15L$)

Do ponto de vista quantitativo, e de acordo com o Gráfico 6.4, a opção por pórticos com colunas em perfil IPE e travessas em perfil HEA pode traduzir-se numa estrutura até 20% mais económica por área de edifício, quando comparada com pórticos com colunas em perfil HEA e travessas em perfil IPE. As diferenças ao nível do peso da estrutura em função dos perfis adoptados são especialmente notadas quando se conjugam grandes vãos (40 m) com um reduzido afastamento entre pórticos (5 m) ou para vãos intermédios (30 m) com alturas consideráveis (13 m).

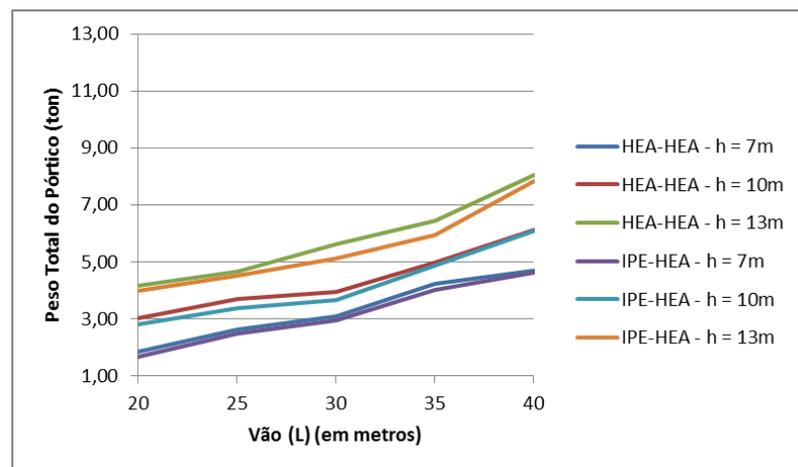
6.3 Altura (H)

Para além de representarem a influência do perfil adoptado, os gráficos 6.1. a 6.4 revelam também a importância da altura na variação do peso das colunas, travessas, totalidade do pórtico e na globalidade da estrutura. Tendo sido observado que a travessa em perfil HEA se revela mais vantajosa, segue representada, nos gráficos 6.5 e 6.6, a variação do peso do pórtico e da coluna, respectivamente, em função e do vão e da altura, para pórticos com colunas com perfil IPE ou HEA e travessas com perfil HEA.

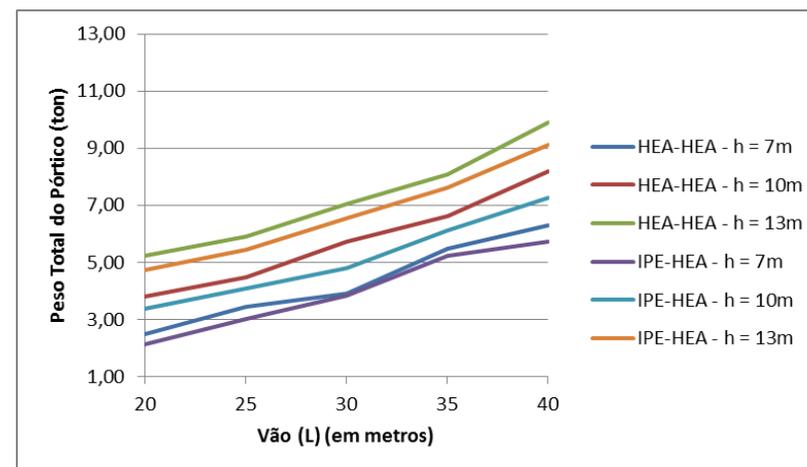
Constata-se que a altura influencia principalmente e decisivamente o dimensionamento das colunas. Esta influência, exponencial com o aumento da altura, provoca um incremento de momento flector e problemas de instabilidade, mais propriamente o decréscimo do momento crítico da coluna, fruto do aumento do comprimento de encurvadura. Relembre-se que se definiu apenas um travamento do banzo inferior da coluna, independentemente da sua altura, pelo que é expectável que um aumento do número de travamentos para alturas consideráveis provoque um incremento do aproveitamento da capacidade resistente das secções, resultando tal opção numa maior economia global. No entanto, devido às necessárias limitações a impor a um estudo desta dimensão, tais possibilidades não foram aprofundadas.

De acordo com o Gráfico 6.5, a diminuição da altura de 13 para 10 m provoca um decréscimo do peso total do pórtico de aproximadamente 25%, podendo chegar até 35% para afastamentos entre pórticos maiores e vãos menores. Já na redução de 13 para 7 m tal valor pode atingir os 58%, aproximadamente, também para menores vãos e maiores afastamentos entre pórticos. É, no entanto, a coluna o elemento preponderante nesta tendência, sendo visível a semelhança entre os gráficos 6.5 e 6.6, salvo pontuais oscilações.

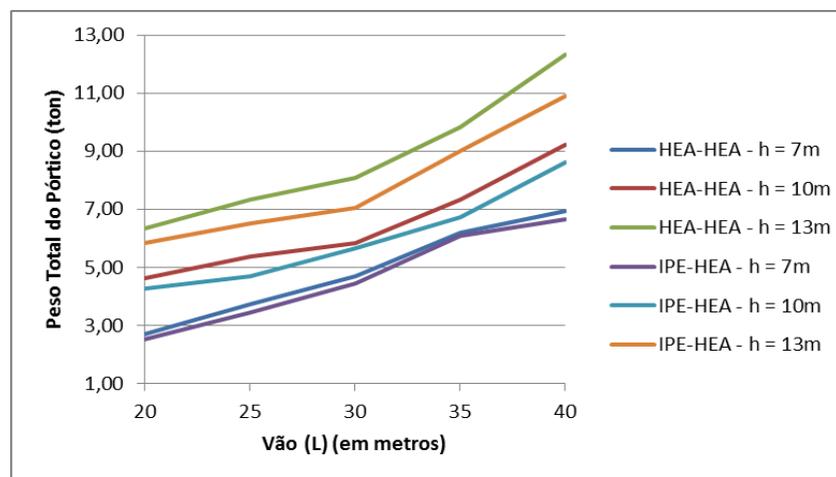
As travessas acabam por acompanhar a tendência descrita, visto a solicitação se estender a todo o pórtico, embora sejam claramente as colunas o elemento mais penalizado com a variação da altura.



a) LT=5m

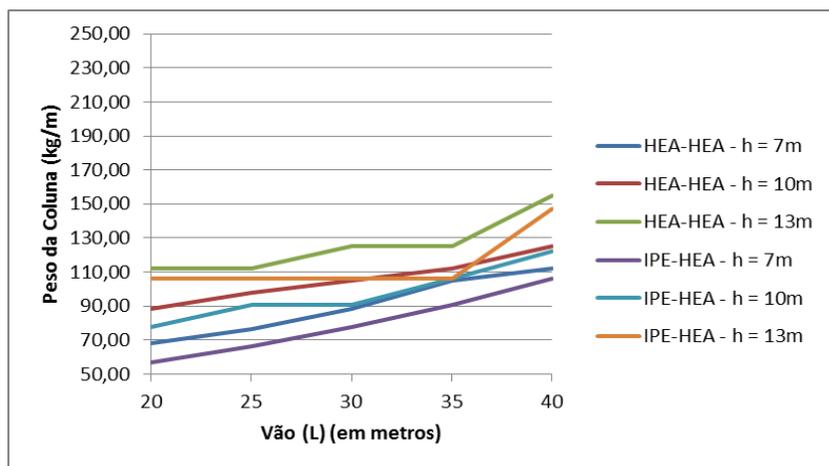


b) LT=7.5m

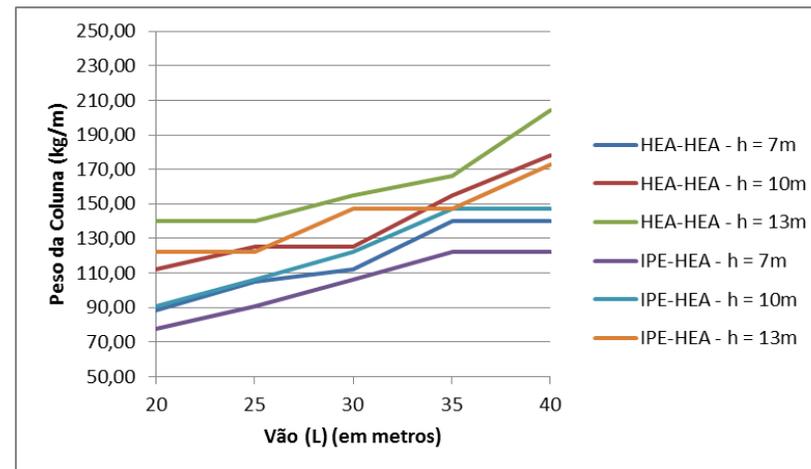


c) LT=10m

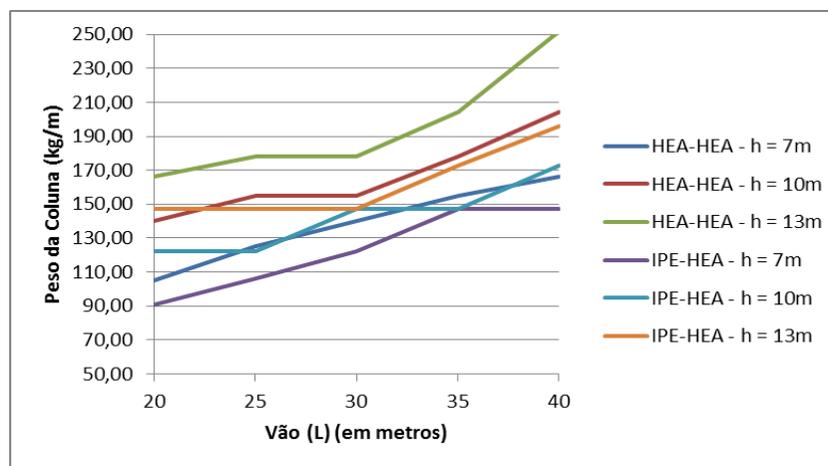
Gráfico 6.5 – Peso total do pórtico em função da altura e do vão, com colunas IPE ou HEA e travessas HEA (Nota: L1=0.1L)



a) LT=5m

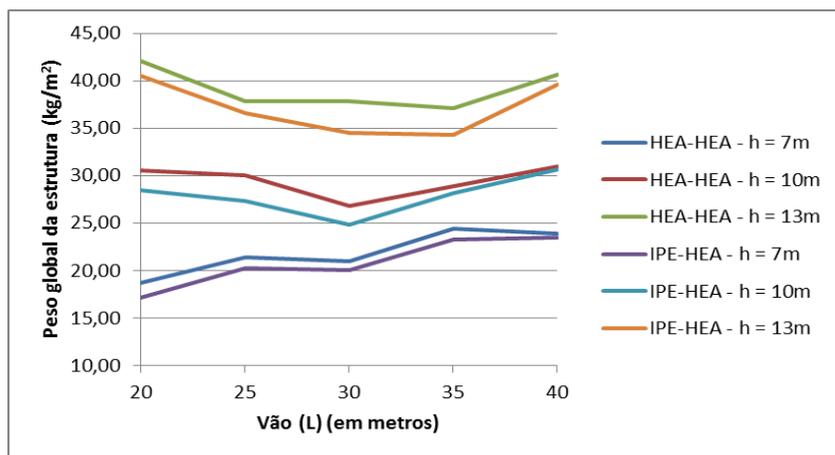


b) LT=7.5m

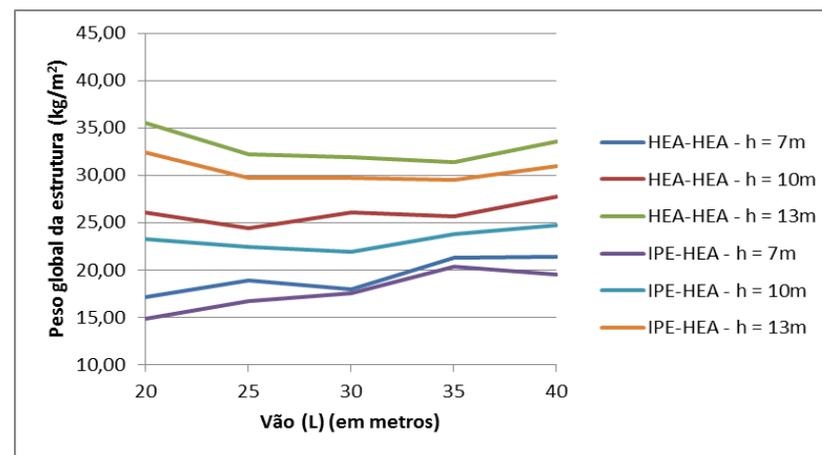


c) LT=10m

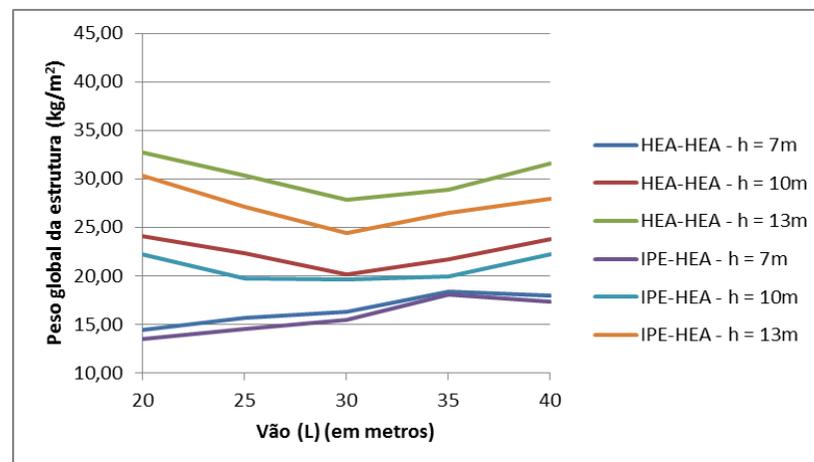
Gráfico 6.6 – Peso da coluna em função da altura e do vão, com colunas IPE ou HEA e travessas HEA (Nota: L1=0.1L)



a) LT=5m



b) LT=7.5m



c) LT=10m

Gráfico 6.7 – Peso da totalidade da estrutura em função da altura e do vão, com colunas IPE ou HEA e travessas HEA (Nota: L1=0.1L)

No gráfico 6.6a) é possível observar-se que a coluna de um pórtico (constituído por pilares em perfil IPE com 13 m de altura e travessa em perfil HEA), apresenta peso constante entre 20 a 35 m de vão. Este caso é claramente pontual, mas é todavia válido, visto que o objectivo proposto é o da optimização do peso total do pórtico. Ou seja, a optimização, neste caso concreto, foi feita apenas através da travessa. Um dado curioso de suporte a este exemplo está precisamente no Gráfico 6.2c), onde se pode aferir o crescimento do peso da travessa, e no Gráfico 6.3c), onde se comprova que, apesar do peso da coluna, a optimização da travessa fez com que o pórtico em causa se revelasse o mais económico (exceptuando para 20 m de vão, onde a travessa IPE se revelou mais vantajosa).

Em relação ao peso global da estrutura, é possível observar-se no Gráfico 6.7 que se evidenciam três grupos de linhas, cada um correspondendo às diferentes alturas estudadas. Através da sua análise, denota-se que o aumento da altura provoca um crescimento exponencial do peso global da estrutura por área de edifício, sendo este aumento tanto mais visível quanto menor for o afastamento entre pórticos. É também de notar que uma redução da altura de 13 para 7 m pode proporcionar uma diminuição de peso por área de edifício de aproximadamente 60%, sendo esta tendência mais evidente para vãos extremos (20 ou 40 m) e afastamentos entre pórticos mais reduzidos. De acordo com o que já foi referido e abordado no subcapítulo anterior, confirma-se que o aumento da altura é bastante mais penalizador para colunas em perfil HEA do que em perfil IPE.

6.4 Afastamento entre pórticos (LT)

Como é obviamente expectável, um pórtico será tanto mais pesado quanto maior for o valor de LT, visto o carregamento ser directamente proporcional a este parâmetro. No entanto, é possível verificar que numa análise por área de edifício a evolução do peso da estrutura tem o comportamento inverso, ou seja, quanto maior o afastamento entre pórticos, mais económica se torna a estrutura. Deste modo, constata-se que afastamentos maiores se traduzem em pórticos mais pesados, mas estruturas globais mais leves.

No Gráfico 6.8 ilustram-se dois casos onde se pode comprovar a influência do afastamento entre pórticos, praticamente idêntica em ambos. Os gráficos 6.8a) e 6.8b) ilustram a evolução do peso de uma nave com 7 m de altura, com colunas e travessa em perfil IPE, tanto em peso do pórtico como em peso por área de edifício. Os gráficos 6.8c) e 6.8d) representam, analogamente, uma nave com 13 m de altura com colunas em perfil IPE e travessa em perfil HEA. Esta representação serve de apoio aos demais gráficos já apresentados, onde se encontra incluído o afastamento entre pórticos.

De acordo com os resultados obtidos (Gráfico 6.8), a opção por um afastamento entre pórticos de 10 m em detrimento de 5 m pode proporcionar uma redução do peso do pórtico na ordem dos 33%. Já a opção por um afastamento entre pórticos de 7,5 m em detrimento de 5m pode traduzir-se numa poupança na ordem dos 20%. Esta relação é aproximadamente comprovada para todos os casos estudados, independentemente da variação dos restantes parâmetros-chave tidos em conta. Verifica-se também que a diferença ao nível do peso do pórtico é tanto mais notória quanto maior a altura (H) e o vão a vencer (L).

Em relação ao peso global da estrutura, pode observar-se a semelhança entre os gráficos 6.8 b) e d), que denotam o já referido anteriormente em relação ao afastamento entre pórticos. A variação do peso da estrutura por área de edifício tende a aumentar exponencialmente com a diminuição do afastamento entre pórticos, sendo que o espaçamento de 5 m se revela destacadamente como a opção menos económica.

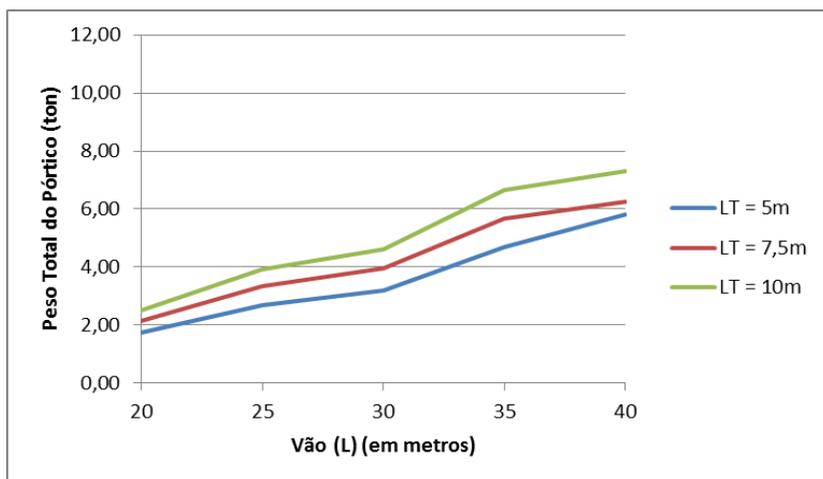
Embora se conclua que, de acordo com o estudo realizado, quanto maior o afastamento entre pórticos menor o peso global da estrutura, é óbvio que esta tendência terá um limite de viabilidade económica. A análise do parâmetro em causa e da sua influência no peso da estrutura tem que ver, sobretudo, com três grandes parcelas: o peso do pórtico, das madres e dos contraventamentos.

Por um lado, o carregamento do pórtico é linearmente dependente do afastamento aos pórticos adjacentes, sendo que ao aumentar-se esta distância se aumenta a solicitação a que os pórticos estão sujeitos, havendo um limite de carregamento para que seja possível verificar-se a segurança da estrutura.

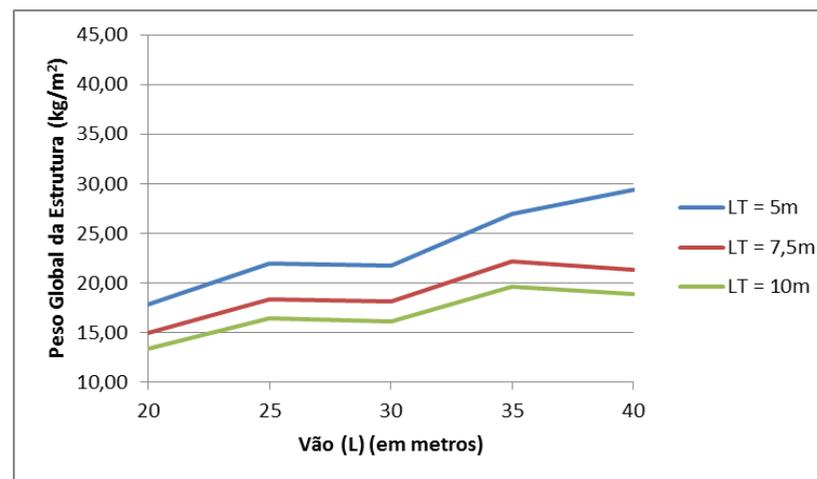
Por outro lado, o afastamento entre pórticos tem de ser vencido pelas madres, sendo estas tanto mais pesadas quanto maior esse afastamento. Para além do peso e da sua optimização numa óptica de economia global da estrutura, há que ter em conta que a sua capacidade de vencer vãos está também limitada.

Por fim, sendo os pórticos tanto mais solicitados quanto maior for o afastamento entre eles, cabe aos contraventamentos assegurar a estabilidade destes, ou seja, embora sejam uma pequena parcela do peso total da estrutura, tal parcela tende a crescer com o aumento do afastamento entre pórticos. Lembra-se que no estudo realizado o sistema de contraventamento não foi incluído na análise, pelo que a sua influência nas tendências observadas na evolução do peso da estrutura ficou por apurar. Prevê-se, no entanto, que este pormenor não afecte decisivamente os resultados obtidos, devido à reduzida percentagem do peso dos contraventamentos no peso global da estrutura.

Pilar IPE – Viga IPE

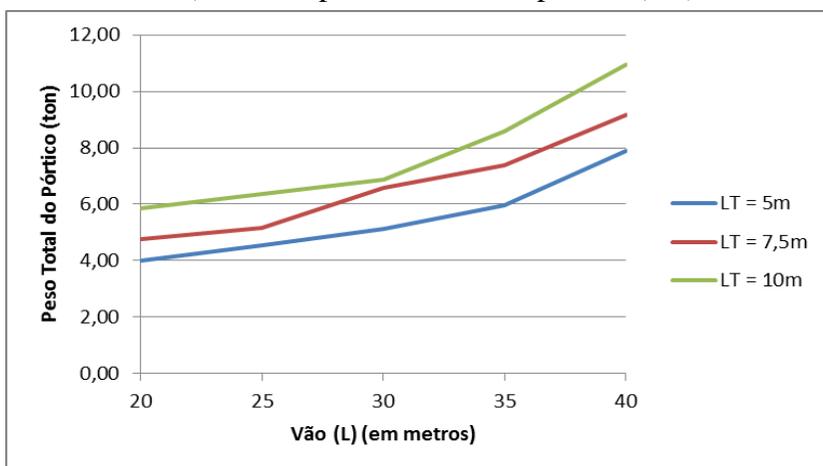


a) h=7m; peso total de um pórtico (ton)

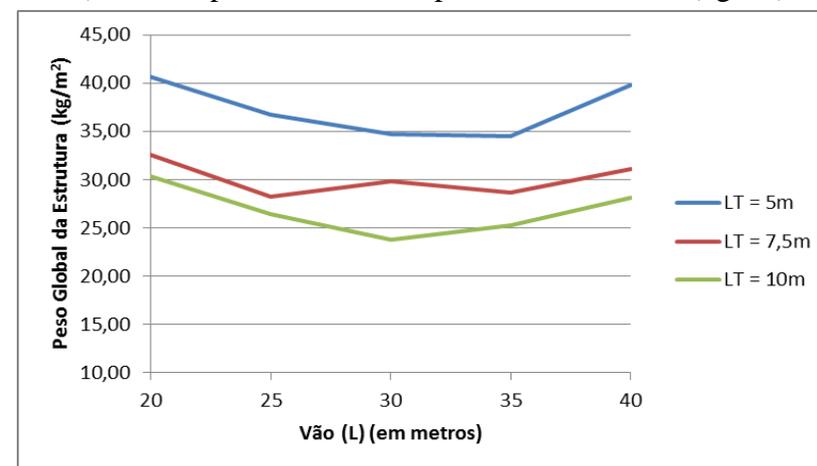


b) h=7m; peso da estrutura por área de edifício (kg/m²)

Pilar IPE – Viga HEA



c) h=13m; peso total de um pórtico (ton)



d) h=13m; peso da estrutura por área de edifício (kg/m²)

Gráfico 6.8 – Peso em função do afastamento entre pórticos (Nota: L1=0.15L)

6.5 Esquadro de ligação (L1)

É importante lembrar que os comprimentos analisados para o esquadro de ligação foram de 0,10L, 0,15L e 0,20L, tendo este último (0,20L) sido apenas estudado para vãos de 20, 25 e 30 metros, visto que, para vãos maiores, o comprimento correspondente a 0,20L se torna demasiado extenso e de uso pouco comum. Este processo exaustivo possibilitou a análise directa da influência do esquadro de ligação em cada estrutura definida pelo cruzamento entre os demais parâmetros tidos em conta neste estudo. A necessidade de limitar a gama de valores definida para cada parâmetro (neste caso, três comprimentos de esquadro diferentes) acaba por limitar também esta análise, mas considerou-se que as mais de 600 estruturas calculadas são suficientes para se identificarem tendências e influências inerentes à variação do esquadro de ligação no peso da estrutura.

O comprimento do esquadro de ligação é, de acordo com o estudo realizado, o parâmetro cuja influência no dimensionamento se revela menos decisivo, sendo que este influencia principalmente as travessas, como se pode verificar nas tabelas 6.1 e 6.2, onde estão apresentados os resultados detalhados para vãos de 20 e 35 metros.

Na tabela 6.1 pode observar-se um caso ($h = 10\text{m}$; $LT = 7,5\text{m}$) onde o perfil adoptado para a coluna é superior para um esquadro de 0,20L, em relação a esquadros de 0,10L e 0,15L. Este é um caso particular, devendo-se – mais uma vez - à função objectivo do dimensionamento levado a cabo: a optimização do peso total do pórtico. Ou seja, adoptando-se uma coluna maior, foi possível – através da redução da travessa – atingir um peso total do pórtico inferior. Verifica-se também que a influência do esquadro é bastante mais significativa para vãos menores. A tabela 6.2, relativa ao vão de 35 m, revela que o ganho de material proveniente do aumento do comprimento do esquadro de ligação se cinge apenas a 2 casos analisados (para $h = 13\text{ m}$ com $LT = 7,5\text{ m}$ e para $h = 13\text{ m}$ com $LT = 10\text{ m}$).

É de notar que a altura do esquadro é função da altura dos perfis ($2h$), como foi já referido anteriormente, pelo que o esquadro será mais alto para perfis IPE do que para perfis HEA. Na tabela 6.2 é possível verificar que essa diferença não se fez notar no processo de optimização, visto que sempre que ocorreu uma redução da secção em travessas IPE o mesmo se observou para travessas em perfil HEA.

As principais vantagens associadas ao aumento do comprimento do esquadro de ligação, ao nível do dimensionamento, consistem na redução da flecha das travessas e do deslocamento do topo dos pilares - devido ao aumento da rigidez global do pórtico - e no aumento da resistência da secção da travessa na zona de ligação ao pilar - zona sujeita a picos de momento flector.

Tabela 6.1 – Resultados detalhados para vão de 20 m com pilares IPE e travessa HEA

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar		Viga		Peso Total do Pórtico (ton)
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)	
20	7	5	0,10L	IPE 360	57,10	HE 200 A	42,30	1,67
20	7	5	0,15L	IPE 360	57,10	HE 200 A	42,30	1,68
20	7	5	0,20L	IPE 360	57,10	HE 200 A	42,30	1,69
20	10	5	0,10L	IPE 450	77,60	HE 240 A	60,30	2,79
20	10	5	0,15L	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	2,60
20	10	5	0,20L	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	2,61
20	13	5	0,10L	IPE 550	106,00	HE 240 A	60,30	4,00
20	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	HE 240 A	60,30	4,01
20	13	5	0,20L	IPE 550	106,00	HE 240 A	60,30	4,02
20	7	7,5	0,10L	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	2,12
20	7	7,5	0,15L	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	2,14
20	7	7,5	0,20L	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	2,15
20	10	7,5	0,10L	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	3,38
20	10	7,5	0,15L	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	3,40
20	10	7,5	0,20L	IPE 550	106,00	HE 240 A	60,30	3,39
20	13	7,5	0,10L	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	4,74
20	13	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	4,76
20	13	7,5	0,20L	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	4,78
20	7	10	0,10L	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	2,51
20	7	10	0,15L	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	2,52
20	7	10	0,20L	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	2,54
20	10	10	0,10L	IPE 600	122,00	HE 300 A	88,30	4,25
20	10	10	0,15L	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	4,03
20	10	10	0,20L	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	4,04
20	13	10	0,10L	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	5,83
20	13	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	5,85
20	13	10	0,20L	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	5,67

Nota: o peso total do pórtico tem em conta o peso do esquadro, daí que para pórticos semelhantes onde apenas se varie o comprimento do esquadro correspondam pesos ligeiramente distintos.

Tabela 6.2 - Resultados detalhados para vão de 35 m para pórticos constituídos por pilares e travessas com perfil IPE e pórticos constituídos por pilares com perfil IPE e travessas com perfil HEA

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar IPE - Viga IPE					Pilar IPE - Viga HEA				
				Pilar		Viga		Peso Total do Pórtico (ton)	Pilar		Viga		Peso Total do Pórtico (ton)
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)		Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)	
35	7	5	0,10L	IPE 500	90,70	IPE 500	90,70	4,60	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	4,02
35	7	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 500	90,70	4,67	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	4,05
35	10	5	0,10L	IPE 500	90,70	IPE 450	77,60	4,66	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	4,87
35	10	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 450	77,60	4,72	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	4,90
35	13	5	0,10L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	6,09	IPE 550	106,00	HE 300 A	88,30	5,93
35	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	6,16	IPE 550	106,00	HE 300 A	88,30	5,96
35	7	7,5	0,10L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	5,60	IPE 600	122,00	HE 320 A	97,60	5,22
35	7	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	5,69	IPE 600	122,00	HE 320 A	97,60	5,26
35	10	7,5	0,10L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	6,34	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	6,11
35	10	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	6,42	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	6,15
35	13	7,5	0,10L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	8,31	IPE 750 x 147	147,00	HE 340 A	105,00	7,60
35	13	7,5	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 550	106,00	7,80	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	7,37
35	7	10	0,10L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	6,55	IPE 750 x 147	147,00	HE 360 A	112,00	6,09
35	7	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	6,65	IPE 750 x 147	147,00	HE 360 A	112,00	6,14
35	10	10	0,10L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	7,43	IPE 750 x 147	147,00	HE 340 A	105,00	6,72
35	10	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	7,53	IPE 750 x 147	147,00	HE 340 A	105,00	6,76
35	13	10	0,10L	IPE 750 x 173	173,00	IPE 750 x 147	147,00	9,94	IPE 750 x 173	173,00	HE 400 A	125,00	9,01
35	13	10	0,15L	IPE 750 x 173	173,00	IPE 600	122,00	9,09	IPE 750 x 173	173,00	HE 360 A	112,00	8,58

É importante referir um aspecto crucial (já abordado no subcapítulo 5.12.5) na análise da influência do esquadro de ligação. O cálculo do momento crítico dos elementos constituintes do pórtico despreza a influência do esquadro, ou seja, o facto de se incluir o esquadro no modelo de cálculo é apenas tido em conta na distribuição de esforços e nas verificações de resistência das secções. Como o critério de dimensionamento mais condicionante tende a ser, geralmente, a verificação da estabilidade, é expectável que se observe uma maior influência deste parâmetro caso o cálculo do momento crítico seja feito, por exemplo, manualmente, de acordo com a expressão utilizada, tendo em conta o acréscimo de rigidez e estabilidade provenientes do esquadro de ligação. Este pormenor levará a valores de momento crítico superiores, podendo revelar-se decisivo para que se observe uma influência bastante mais notória do comprimento do esquadro de ligação na optimização da estrutura.

6.6 Vão (L)

Como já foi referido anteriormente, os vãos de 50 e 60 metros revelaram-se demasiado elevados para uma avaliação paramétrica satisfatória, não tendo sido possível nestes casos verificar a segurança estrutural dos pórticos. A excepção deu-se para o vão de 50 m, com um afastamento entre pórticos de 5 m, embora com os maiores perfis comerciais disponíveis. Reitera-se a conclusão de que para vãos iguais ou superiores a estrutura treliçada se afigurará como mais adequada, não sendo de excluir a possibilidade de perfis tipo “I” mas com perfis reconstituídos por soldadura.

Os resultados relativos ao estudo do vão foram já indirectamente tratados ao longo deste capítulo, visto que todos os gráficos e tabelas representados neste capítulo são função do vão.

O vão influencia, sobretudo, o dimensionamento da travessa, visto ser o seu comprimento uma das principais condicionantes do dimensionamento, amplificando a solicitação proveniente do carregamento e os fenómenos de encurvadura. É possível observar-se em todos os gráficos representados neste capítulo, que, tendencialmente, se dá um aumento significativo de peso a partir dos 30, 35 m de vão, tanto para colunas, como para travessas e pórtico na sua globalidade.

O incremento de 35 para 40 m de vão é geralmente associado a um aumento considerável do declive da função peso-vão, para todas as variações estudadas. Quando tal não acontece, é porque, geralmente, esse aumento se deu na passagem de 30 para 35 m de vão. Esta referência acaba por, de certa forma, balizar o intervalo de viabilidade da solução estrutural adoptada.

De uma forma geral, é possível afirmar que, aumentando-se o vão de 20 para 40 m e fixando-se o afastamento entre pórticos em 5 m, o peso total de um pórtico tende a dobrar para uma

altura de 13 m, e a triplicar para uma altura de 7 m. Já para um afastamento entre pórticos de 10 m, o mesmo aumento de vão faz com que o peso do pórtico tenda a ser 1.8 vezes maior para uma altura de 13 m e 2.8 vezes maior para uma altura de 7 m (ver Gráfico 6.5 e 6.8, por exemplo). Ou seja, a influência do aumento do vão na evolução do peso do pórtico é tanto mais notória quanto menor a altura e o afastamento entre pórticos.

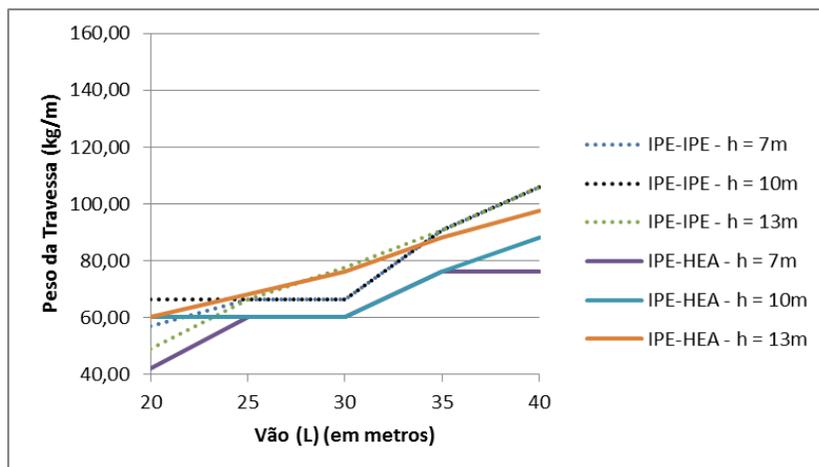
Esta particularidade ocorre devido à influência da altura no dimensionamento da coluna, pois para alturas menores o peso do pórtico deve-se sobretudo à solicitação da travessa. Já para alturas maiores, devido à maior solicitação do pilar, esta reparte-se. Com o aumento do vão, a travessa tende a ser determinante no cálculo, influenciando decisivamente o peso total do pórtico, deixando para segundo plano o pilar. Ou seja, constata-se que, com o aumento do vão, a influência dos restantes parâmetros perde importância, visto o dimensionamento ficar cada vez mais dependente da verificação da estabilidade e da flecha máxima da travessa.

Em relação ao peso total da estrutura, pode observar-se que nos gráficos 6.4 e 6.7 que o vão óptimo é de difícil definição, visto estar dependente dos restantes parâmetros analisados. O peso da estrutura por área de edifício tende a crescer de forma aproximadamente linear com o aumento do vão, para uma altura de 7 m. Com o aumento da altura observa-se que esta tendência toma, gradualmente, uma forma parabólica, com vértice no vão de 30 ou 35 m, aproximadamente.

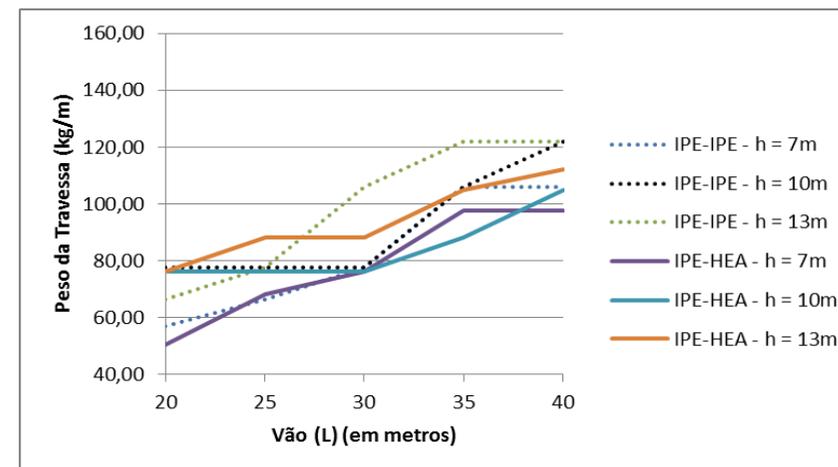
Esta constatação vem confirmar o já afirmado anteriormente em relação ao aumento brusco de peso que se dá neste patamar no peso do pórtico analisado isoladamente: é possível identificar um vão máximo economicamente viável para cada variação estudada.

A título de exemplo, constata-se que uma estrutura com 13 m de altura e 10 m de afastamento entre pórticos é 30% mais pesada por área de edifício se tiver de vencer um vão de 20 m, quando comparada com um vão de 30 m nas mesmas condições.

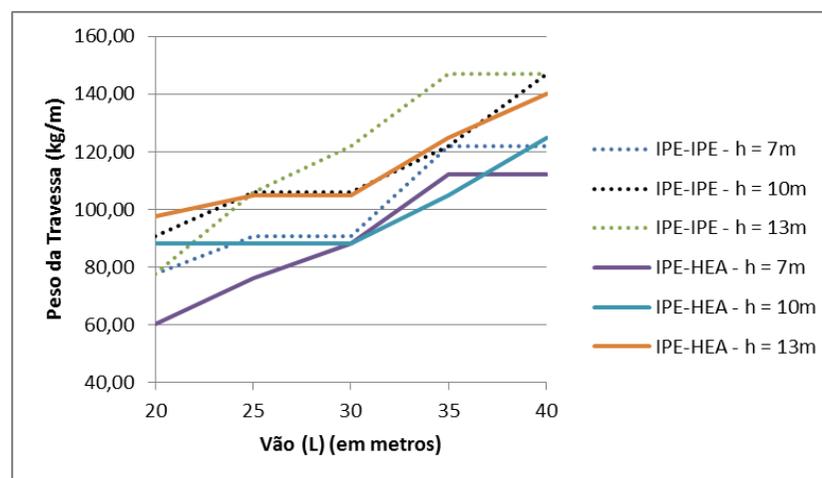
Constata-se também que, para alturas de 10 e 13 m, o peso da estrutura por área de edifício é geralmente menor para vãos de 40 m do que para 20 m.



a) LT=5m



b) LT=7,5m



c) LT=10m

Gráfico 6.9 – Variação do peso da travessa em função da altura e do vão, com colunas IPE ou HEA e travessas HEA (Nota: L1=0.1L)

6.7 Considerações finais

Devido ao facto de o estudo realizado se basear num dimensionamento exaustivo de mais de 600 casos, e tendo em conta que uma solução nunca é única, o resultado obtido para determinada estrutura analisada pode influenciar a tendência esperada. Tentou-se, sempre que possível, adoptar um equilíbrio entre a solicitação e a resistência das colunas e das travessas, resultando este princípio em colunas com maiores secções que as travessas. No entanto, é normal que em certos casos esta política sofra algumas oscilações em função da optimização proposta: o peso da estrutura. Atente-se, por exemplo, que é expectável que uma travessa seja tanto mais pesada quanto maior for o vão, porém, a opção por uma coluna mais pesada pode proporcionar uma travessa mais leve que torne a estrutura globalmente mais económica. Este pormenor causa, esporadicamente, oscilações pontuais nas tendências observadas nos vários gráficos dispostos neste capítulo.

Refira-se, também, que o uso de perfis comerciais tem uma importância significativa nos resultados observados. Estes implicam uma limitação a uma gama de propriedades mecânicas que penaliza, sobretudo, a optimização de pórticos muito solicitados. A título de exemplo, atente-se em determinado pórtico com valores de altura, vão e afastamento entre pórticos relativamente baixos, cuja optimização andar, hipoteticamente, entre travessas IPE 220 ($M_{pl,Rd}=78.5$ kN.m – para o aço S275) e IPE 240 ($M_{pl,Rd}=100.8$ kN.m). Analogamente, para valores de altura, vão e afastamento entre pórticos elevados, uma optimização poderá andar entre IPE 600 ($M_{pl,Rd}=965.8$ kN.m) e IPE 750x147 ($M_{pl,Rd}=1405.3$ kN.m). Ou seja, esta disparidade de intervalos entre perfis imediatamente maiores é uma condicionante importante na optimização do dimensionamento de pórticos bastante solicitados, visto que a adopção de um perfil maior implica um aumento muito maior do peso global da estrutura.

Por fim, visto que para todos os casos estudados foi adoptada a mesma distância entre travamentos, é importante ter em conta a preponderância da sua localização na verificação da estabilidade estrutural dos elementos. O seu ajuste e optimização podem revelar-se fulcrais para uma redução do peso total da estrutura, sendo de extrema importância uma análise a cada caso de forma a determinar o número e afastamento ideal destes. O critério de dimensionamento mais condicionante foi, geralmente, a verificação da estabilidade dos elementos, observando-se que estes tendem a instabilizar muito antes de ceder por falta de capacidade resistente. Este aspecto denuncia claramente a falta de travamentos mais eficazes, capazes de mobilizar a capacidade resistente das secções, nomeadamente a inércia associada aos perfis IPE, bastante penalizados por problemas de instabilidade.

7 CONCLUSÕES

Os edifícios tipo nave industrial representam parcela importante das estruturas metálicas edificadas, sendo o estudo das configurações estruturais existentes e sua optimização de extrema importância numa óptica de competitividade de mercado. É nesta temática que surge esta dissertação, centrada em soluções porticadas com elementos constituídos por perfis de alma cheia, realizada com a colaboração e orientação conjunta do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra e da empresa Fametal – Estruturas Metálicas, numa óptica de junção de sinergias e de conhecimentos.

Numa primeira fase, percebeu-se que a evolução de um projecto de execução é gradual e um processo iterativo e colectivo entre as várias especialidades. Seguidamente, concluiu-se que todo o processo de fabrico dos elementos constituintes de uma estrutura, desde o corte à montagem, pode influenciar decisivamente o custo final da obra, sendo o conhecimento dos procedimentos e equipamentos disponíveis no mercado uma mais-valia quando tido em conta nas opções tomadas em prol da optimização de um projecto. Por esse motivo o capítulo 3 foi dedicado à apresentação dos processos de fabrico.

É, no entanto, na solução estrutural adoptada e no dimensionamento dos elementos que a constituem que o processo de optimização toma outra importância. É imperativo entender as vantagens e desvantagens das soluções estruturais mais utilizadas, para que a resposta a novos desafios seja rápida e eficiente. No âmbito das soluções porticadas com elementos constituídos por perfis de alma cheia, realizou-se um estudo paramétrico (apresentado no quinto capítulo), cujas variáveis são o vão a vencer, a dimensão do esquadro de ligação, o afastamento entre pórticos, a altura do edifício e o tipo de perfil adoptado. Cruzou-se a influência de cada um deles com os restantes, tendo sido estabelecidas correspondências às tendências observadas.

Denota-se que, entre os parâmetros analisados, o vão, o afastamento entre pórticos e a altura se revelam os mais influentes na variação do peso total do pórtico. O perfil adoptado revelou-se também importante, embora em menor escala, sendo o comprimento do esquadro o menos influente. É, no entanto, na incapacidade de vencer vãos superiores a 40 metros que a solução estrutural estudada encontra a principal limitação, quando comparada com outras tipologias, como, por exemplo, os pórticos treliçados.

Em relação ao perfil a adoptar, constatou-se que as colunas em perfil IPE e as travessas em perfil HEA se apresentam como a melhor solução. Em relação à combinação viga-pilar mais económica, a ordem é a seguinte (da mais económica para a mais dispendiosa).

- 1) Pilar IPE – Viga HEA
- 2) Pilar IPE – Viga IPE
- 3) Pilar HEA – Viga HEA
- 4) Pilar HEA – Viga IPE

A altura do edifício (H) revelou-se um parâmetro essencial, sendo o agravamento do peso da estrutura bastante influenciado por esta, como é natural. De facto, para além do volume do edifício aumentar, também aumenta a sua exposição à pressão do vento. A importância deste parâmetro revela-se mais notória sobretudo quando conjugada com afastamentos entre pórticos maiores e vãos menores. É de ressaltar que, em certos casos, dobrar a altura pode implicar triplicar o peso total da estrutura. Portanto, é recomendável que a escolha da altura seja cuidadosamente ponderada ao mínimo necessário, para que não ocorra uma escalada de preço global da estrutura.

O afastamento entre pórticos (LT) conduziu a variações de peso da estrutura com um comportamento bastante linear, sendo a sua influência no agravamento do peso total do pórtico mais notada quando conjugada com maiores alturas e vãos. De referir que se constatou que quanto maior o afastamento entre pórticos, maior a economia da globalidade da estrutura, embora o pórtico isolado seja, obviamente, mais pesado. Embora o peso das madres tenda, naturalmente, a aumentar com o incremento do afastamento entre pórticos, não faz com que esta tendência se altere ao longo da gama de valores estudada (5, 7.5 e 10 m).

A influência do esquadro de ligação foi, porventura, a que menos se fez notar na variação do peso global da estrutura. No entanto, não é de desprezar a sua contribuição na optimização desta. Neste trabalho as dimensões do esquadro estavam definidas *à priori*, pelo que o seu ajuste não era de considerar. Porém, um esquadro optimizado, com altura e comprimento adequados à solicitação do pórtico, pode, revelar-se crucial na redução do peso total, sobretudo da travessa. Para além deste aspecto, a contribuição do esquadro no cálculo do momento crítico das travessas foi desprezada visto este ter sido feito directamente através do *software* (detalhes no subcapítulo 5.12.5). É expectável que o cálculo do momento crítico de forma mais precisa, pelo menos no que à contabilização do esquadro diz respeito, provoque um aumento da influência deste, resultando numa maior economia global da estrutura.

O vão a vencer pelo pórtico (L) revelou-se fundamental na evolução do peso total. Se por um lado foi o único parâmetro cujo intervalo de valores proposto a estudar se revelou demasiado

extenso, por outro serviu como um importante indicador da viabilidade económica da solução estrutural adoptada. Relembrando a incapacidade da estrutura em vencer vãos de 50 e 60 m, considera-se que o limite viável se encontra algures entre os 30 e os 40 metros, dependendo do cruzamento com os restantes parâmetros estudados.

Naturalmente, um pórtico proposto a vencer determinado vão será tanto mais pesado quanto maior a altura e o afastamento entre pórticos. No entanto, o aumento do peso do pórtico em função do vão é mais evidente para menores alturas e afastamento entre pórticos. Conclui-se que, com o aumento do vão, se observam dois tipos de evolução do peso da estrutura por área de edifício: para 7 m de altura a evolução é aproximadamente linear, para 10 e 13 m de altura a evolução é parabólica com vértice em 30 ou 35 m, geralmente. Ou seja, enquanto que para uma altura de 7 m quanto menor o vão adoptado mais económicas são as estruturas por área de edifício, para alturas de 10 e 13 m o vão associado a maior economia da estrutura situa-se, geralmente nos 30 ou 35 m.

Uma nota relativa à estrutura cujo peso por área de edifício se revelou mais baixo (13,41 kg/m²), constituída por pórticos com colunas e travessas em perfil IPE, com altura de 7 m, 20 m de vão e afastamento entre pórticos de 10 m. A estrutura mais pesada atinge os 44,71 kg/m², sendo esta constituída por pórticos com colunas em perfil HEA e travessas em perfil IPE, com altura de 13 m, 40 m de vão e afastamento entre pórticos de 5 m.

Para um projectista é fulcral familiarizar-se com a tendência inerente a cada parâmetro e à sua variabilidade - e às relações entre os próprios parâmetros -, podendo este conhecimento ser a chave de um projecto económico de um edifício metálico tipo nave industrial.

Por fim, numa óptica de continuação do trabalho desenvolvido e de aperfeiçoamento dos resultados obtidos, sugerem-se os seguintes estudos futuros:

- Determinação do afastamento ideal entre travamentos;
- Determinação do afastamento entre pórticos mais económico;
- Análise mais abrangente da influência do esquadro de ligação na optimização de estruturas com solução porticada. Exemplos: mais comprimentos e alturas de esquadro analisados; inclusão do esquadro no cálculo do momento crítico dos elementos constituintes do pórtico;
- Determinação do vão a partir do qual a solução porticada com elementos de alma cheia (em perfis comerciais) se revela menos vantajosa, comparativamente a soluções treliçadas ou com perfis reconstituídos por soldadura;
- Inclusão de um modelo tridimensional, onde constem a empena e o sistema de contraventamento adoptado, e a influência destes na evolução do peso da estrutura.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, P. (2012). “Análise Comparativa Entre Diversas Concepções Estruturais Para Edifícios Industriais”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Añuri@; < <http://www.anuri.com/portugues/chapa.html> >
- ArcoWeb@; < <http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/coberturas-e-marquises-estruturas-espaciais-08-06-2005.html> >
- Chassis King@; < <http://www.chassisking.com/products/freight-containers/40-foot-open-top-container/> >
- Clark, J. W. e Hill, H. N. (1960). “Lateral Buckling of Beams”. Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, vol. 68.
- CYPE@; < http://www.mocambique.geradordeprecos.info/obra_nova/Estruturas/Metalicas/Estruturas_leves_para_coberturas/Aco_em_madres_metalicas.html >
- DBC@; < <http://www.oxygenio.com/guia-do-processo-de-soldagem-mig-mag-ou-gmaw/index.htm> >
- Ducorte@; < <http://www.ducortewaterjet.com.br/> >
- EN 10025-2. (2004). “Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels”. European Committee for Standardization (CEN), 2008.
- EN 1990-2:2008 (2008). “Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures”. European Standard, Commission of the European Communities, Bruxelas.
- EN 1090-2. (2008). “Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures”. European Committee for Standardization (CEN), 2008.
- European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) (2010). “Statistical Bulletin for the production in 2009”, Annual Meetings 2010, Istanbul.
- FastSteel@; < <http://www.faststeel.pt/home/index.php/pt/equipamentos/79-pintura-manual.html> >
- Februce@; < <http://www.februce.com.br/obras/edificios-comerciais/pavilhao-de-exposicao-do-parque-barigui> >
- FMNews@; < <http://www.fmnews.com.br/2013/05/pavilhao-de-esporte-e-cultura-pedro.html> >

- Galéa, Y. (1981). “Abaques de Deversement Pour Profilés Laminés”, revue Construction Métallique, nº4.
- Haung, Y., Li, J., Liu, M, Hu, C., Wang, H., Ju, J. (2013). “Finite Element Analysis of the Steel Roof Considering Diaphragm Effect”, 9th International Conference on Fracture & Strenght of Solids, Korea.
- Hirt, M., Bez, R. e Nussbaumer, A. (2006). “Construction Métallique – Notions Fondamentales et Méthodes de Dimensionnement”. Traité de Génie Civil de l’Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Industriahoje@; < <http://www.industriahoje.com.br/artigo/processo-de-corte-a-plasma/> >
- Intersea Ambiental@; < http://www.intersea.com.br/flat_rack.aspx >
- LGV@; < <http://www.cortejatoagua.com.br/corte-laser> >
- Madeira, A. (2009). “Estrutura em aço para pavilhão industrial: Comparação entre soluções com elementos treliçados e de alma cheia”. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Martins, J. (2008). “Materiais de Construção II – Execução de Estruturas Metálicas”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Martins, J. e Carneiro, F. (2008). “Contraventamento de Edifícios”. Análise de Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Mastrogiuseppe, S., Rogers, C., Trambly, R. e Nedisan, C. (2006). “Influence of nonstructural components on roof diaphragm stiffness and fundamental periods of single-storey steel buildings”. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada.
- Miller@; < <http://www.millerwelds.com/pdf/Submerged.pdf> >
- Morais, O. (2011). “Projecto de um Pavilhão Industrial”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- MRT@; < http://www.mrtbusmar.com.br/servico_oxicorte.html >
- Murex@; < <http://www.murexwelding.co.uk/> >
- Nei@; < <http://www.nei.com.br/produto/2008/06/serra+de+fita+sul+corte+importadora+de+ferramentas+ltda.html> >
- NP EN 1990. (2009). “Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas”. Insituto Português da Qualidade, 2009.
- NP EN 1991-1-1. (2009). “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- NP EN 1991-1-4. (2010). “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções do vento”. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- NP EN 1993-1-1. (2010). “Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2010.

- Oliveira, L. (2011). “Projecto de Pavilhões e Estruturas Industriais – Desenvolvimento de uma Aplicação Informática”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
PEF2603@; < http://grupo2metalica.no.comunidades.net/index.php?pagina=1601274219_03 >
- Pereira, F. (2012). Apontamentos de Apoio à Disciplina de Direcção, Gestão e Fiscalização de Obras, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- PERFITEC. (2010). Catálogo técnico das propriedades efectivas de enformados a frio segundo o EC3 Parte 1-3. Junho de 2010.
PERFITEC@; < <http://www.perfitec.pt/index.php?page=46> >
- Pinho, M. (2005). “Transporte e Montagem”, Série Manual de Construção em Aço. Instituto Brasileiro de Siderurgia e Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro.
- Rebelo, D. (2011). “Dimensionamento de Estruturas Metálicas – A Visão do Construtor”. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM), 27, 28 e 29 de Outubro de 2011, Coimbra.
- Rondal, J. (2000). “Coupled Instabilities in Metal Structures”. Imperial College Press, Proceedings of the Third International Conference, 21-23 Setembro, Lisboa.
- Santa Rita@; < <http://www.msr.com.br/ct/maquinas-e-equipamentos/guilhotina-gcn-3016-newton/> >
- Santos, L. (2010). “Optimização da Produção de Estruturas Metálicas, do Projecto à Montagem”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Simões, R. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM), ISBN 978-972-98376-9-2.
- Simões da Silva, L. e Gervásio, H. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”. Associação Portuguesa de Construção Metálicas e Mista (CMM), ISBN 978-972-98376-8-5.
- Simões da Silva, L. e Santos, F. (2011). “Manual de Execução de Estruturas Metálicas”. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM), Novembro de 2011, Coimbra.
- Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. ZUARI, 3ª Edição, Coimbra.
- Steel Deck Institute (SDI). (1995). “Diaphragm Design Manual”. Steel Deck Institute, Illinois.
- Vinnakota, S. (2006). “Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD”, McGraw-Hill Interamericana, México.
- Weman, K. (2003). “Welding Processes Handbook”. CRC Press LLC, New York.

9 ANEXOS

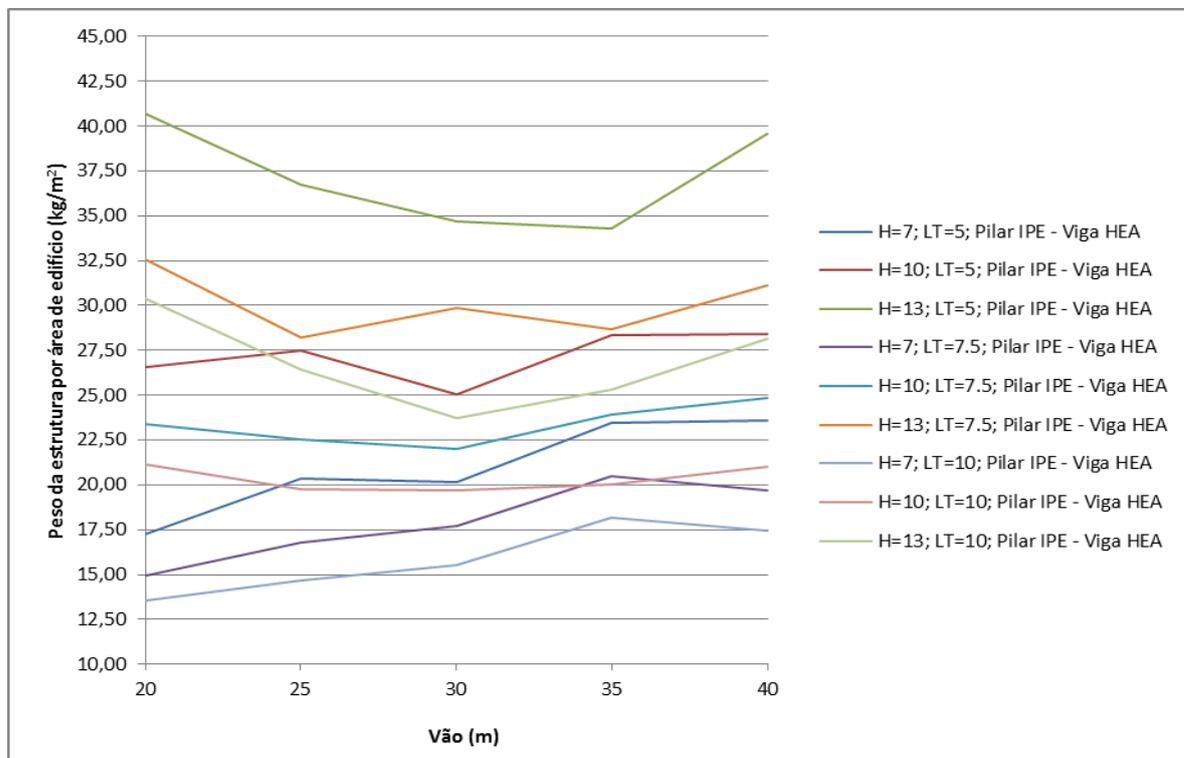


Gráfico 9.1 – Peso por m² para pórticos com colunas IPE e vigas HEA (Nota: L1=0.15L)

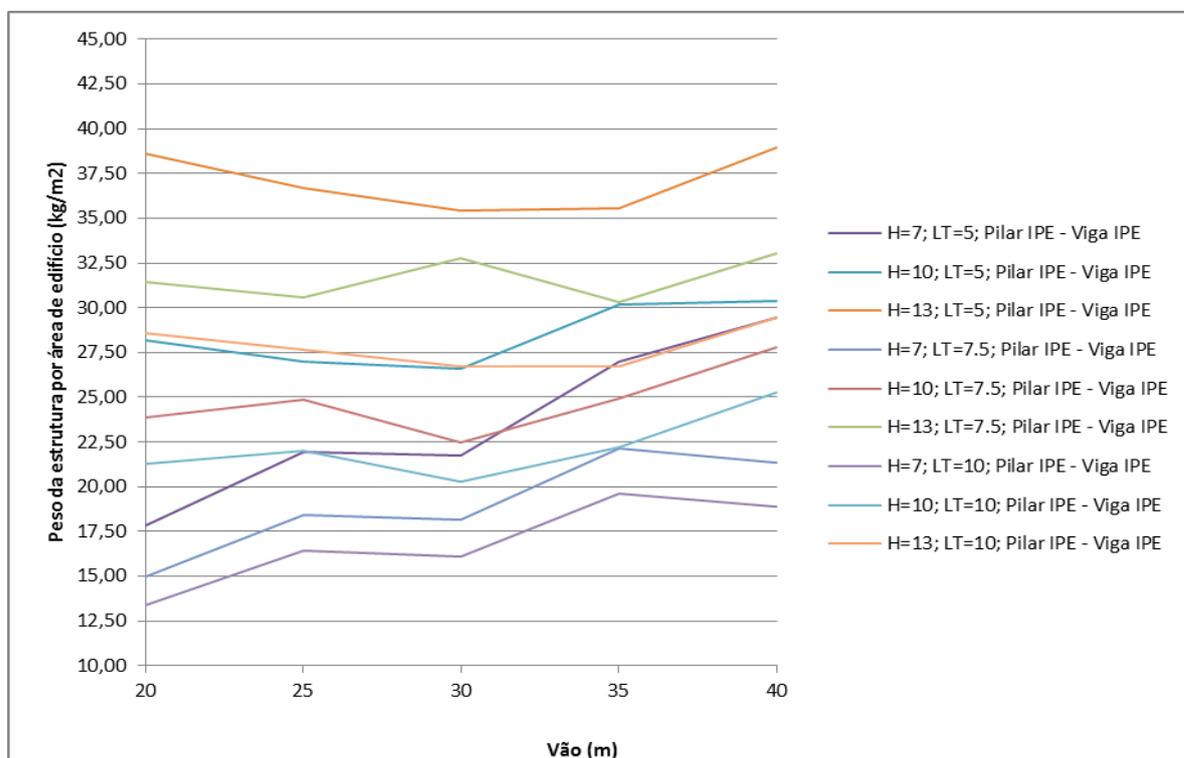


Gráfico 9.2 – Peso por m² para pórticos com colunas e vigas IPE (Nota: L1=0.15L)

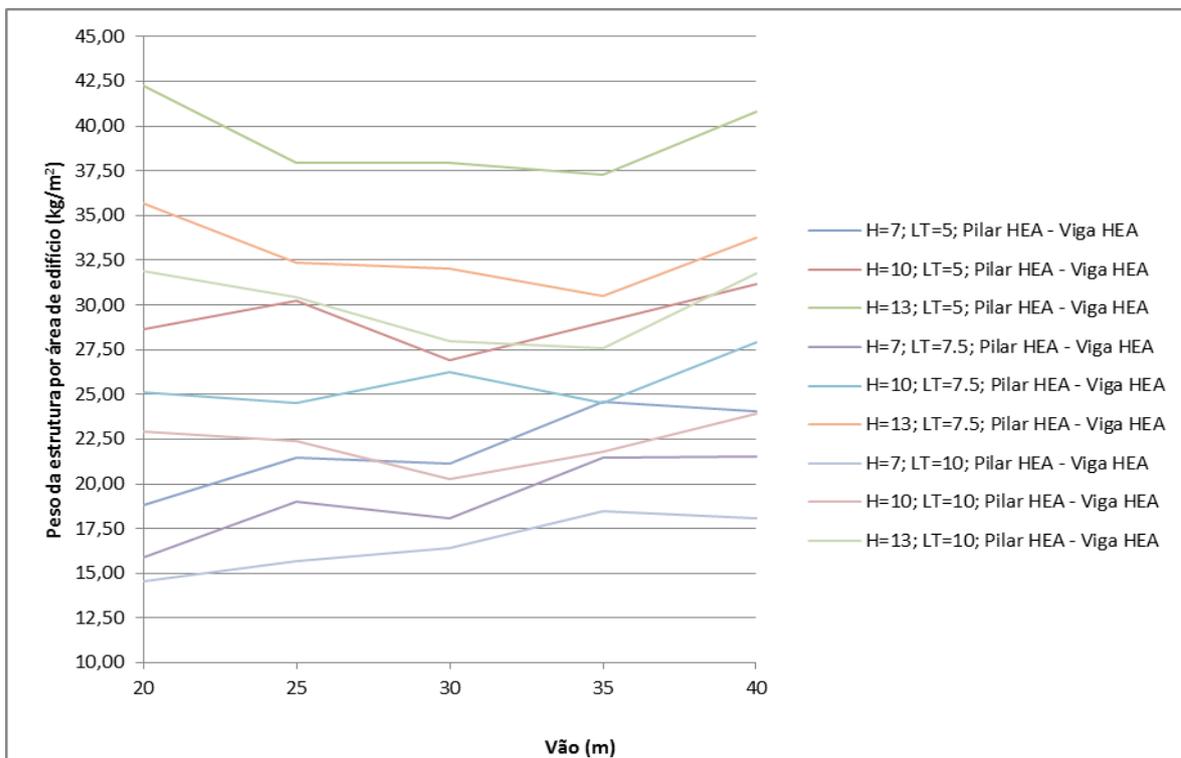


Gráfico 9.3 – Peso por m² para pórticos com colunas e vigas HEA (Nota: L1=0.15L)

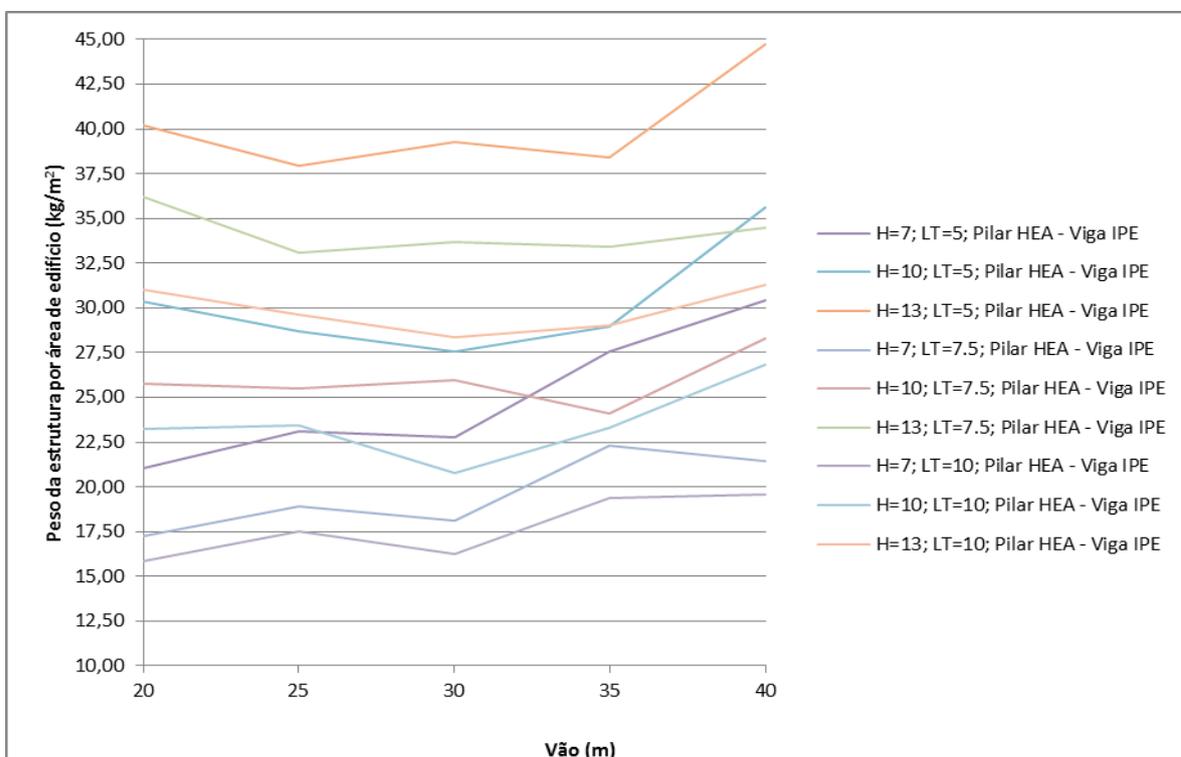


Gráfico 9.4 – Peso por m² para pórticos com colunas HEA e vigas IPE (Nota: L1=0.15L)

Tabela 9.1 – Resultados detalhados para pórticos com colunas em perfil HEA e travessas em perfil IPE e HEA (Nota: L1=0.15L)

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar HEA - Viga IPE						Pilar HEA - Viga HEA					
				Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)	Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)			Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)		
20	7	5	0,15L	HE 240 A	60,30	IPE 360	57,10	2,04	21,07	HE 260 A	68,20	HE 200 A	42,30	1,82	18,81
20	10	5	0,15L	HE 300 A	88,30	IPE 360	57,10	2,04	30,33	HE 300 A	88,30	HE 220 A	50,50	1,82	28,67
20	13	5	0,15L	HE 360 A	112,00	IPE 330	49,10	2,04	40,17	HE 360 A	112,00	HE 240 A	60,30	1,82	42,25
20	7	7,5	0,15L	HE 280 A	76,40	IPE 400	66,30	2,04	17,22	HE 300 A	88,30	HE 220 A	50,50	1,82	15,91
20	10	7,5	0,15L	HE 340 A	105,00	IPE 450	77,60	2,04	25,79	HE 360 A	112,00	HE 260 A	68,20	1,82	25,09
20	13	7,5	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 450	77,60	2,04	36,18	HE 450 A	140,00	HE 280 A	76,40	1,82	35,69
20	7	10	0,15L	HE 360 A	112,00	IPE 400	66,30	2,04	15,81	HE 340 A	105,00	HE 240 A	60,30	1,82	14,52
20	10	10	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 500	90,70	2,04	23,21	HE 450 A	140,00	HE 280 A	76,40	1,82	22,92
20	13	10	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 450	77,60	2,04	31,04	HE 550 A	166,00	HE 300 A	88,30	1,82	31,91
25	7	5	0,15L	HE 280 A	76,40	IPE 400	66,30	2,04	23,10	HE 280 A	76,40	HE 240 A	60,30	1,82	21,49
25	10	5	0,15L	HE 300 A	88,30	IPE 400	66,30	2,04	28,70	HE 320 A	97,60	HE 260 A	68,20	1,82	30,20
25	13	5	0,15L	HE 360 A	112,00	IPE 400	66,30	2,04	37,94	HE 360 A	112,00	HE 260 A	68,20	1,82	37,95
25	7	7,5	0,15L	HE 320 A	97,60	IPE 450	77,60	2,04	18,93	HE 340 A	105,00	HE 280 A	76,40	1,82	18,99
25	10	7,5	0,15L	HE 360 A	112,00	IPE 500	90,70	2,04	25,53	HE 400 A	125,00	HE 280 A	76,40	1,82	24,53
25	13	7,5	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 500	90,70	2,04	33,09	HE 450 A	140,00	HE 300 A	88,30	1,82	32,35
25	7	10	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 500	90,70	2,04	17,50	HE 400 A	125,00	HE 280 A	76,40	1,82	15,71
25	10	10	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 550	106,00	2,04	23,42	HE 500 A	155,00	HE 300 A	88,30	1,82	22,41
25	13	10	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 550	106,00	2,04	29,62	HE 600 A	178,00	HE 340 A	105,00	1,82	30,42
30	7	5	0,15L	HE 300 A	88,30	IPE 400	66,30	2,04	22,74	HE 300 A	88,30	HE 240 A	60,30	1,82	21,13
30	10	5	0,15L	HE 320 A	97,60	IPE 400	66,30	2,04	27,54	HE 340 A	105,00	HE 240 A	60,30	1,82	26,92
30	13	5	0,15L	HE 360 A	112,00	IPE 500	90,70	2,04	39,29	HE 400 A	125,00	HE 280 A	76,40	1,82	37,98
30	7	7,5	0,15L	HE 340 A	105,00	IPE 450	77,60	2,04	18,11	HE 360 A	112,00	HE 280 A	76,40	1,82	18,06
30	10	7,5	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 500	90,70	2,04	25,95	HE 400 A	125,00	HE 340 A	105,00	1,82	26,23

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar HEA - Viga IPE						Pilar HEA - Viga HEA					
				Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)	Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)			Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)		
30	13	7,5	0,15L	HE 500 A	155,00	IPE 550	106,00	2,04	33,71	HE 500 A	155,00	HE 320 A	97,60	1,82	32,06
30	7	10	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 500	90,70	2,04	16,24	HE 450 A	140,00	HE 300 A	88,30	1,82	16,39
30	10	10	0,15L	HE 500 A	155,00	IPE 500	90,70	2,04	20,80	HE 500 A	155,00	HE 300 A	88,30	1,82	20,25
30	13	10	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 600	122,00	2,04	28,36	HE 600 A	178,00	HE 360 A	112,00	1,82	27,96
35	7	5	0,15L	HE 320 A	97,60	IPE 500	90,70	2,04	27,57	HE 340 A	105,00	HE 280 A	76,40	1,82	24,59
35	10	5	0,15L	HE 340 A	105,00	IPE 450	77,60	2,04	28,95	HE 360 A	112,00	HE 280 A	76,40	1,82	29,02
35	13	5	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 500	90,70	2,04	38,41	HE 400 A	125,00	HE 300 A	88,30	1,82	37,30
35	7	7,5	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 550	106,00	2,04	22,30	HE 450 A	140,00	HE 320 A	97,60	1,82	21,45
35	10	7,5	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 500	90,70	2,04	24,13	HE 500 A	155,00	HE 300 A	88,30	1,82	24,53
35	13	7,5	0,15L	HE 500 A	155,00	IPE 600	122,00	2,04	33,41	HE 550 A	166,00	HE 320 A	97,60	1,82	30,53
35	7	10	0,15L	HE 450 A	140,00	IPE 600	122,00	2,04	19,34	HE 500 A	155,00	HE 360 A	112,00	1,82	18,50
35	10	10	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 600	122,00	2,04	23,28	HE 600 A	178,00	HE 340 A	105,00	1,82	21,78
35	13	10	0,15L	HE 700 A	204,00	IPE 600	122,00	2,04	29,04	HE 700 A	204,00	HE 360 A	112,00	1,82	27,60
40	7	5	0,15L	HE 340 A	105,00	IPE 550	106,00	2,04	30,42	HE 360 A	112,00	HE 280 A	76,40	1,82	24,03
40	10	5	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 550	106,00	2,04	35,59	HE 400 A	125,00	HE 300 A	88,30	1,82	31,18
40	13	5	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 550	106,00	2,04	44,71	HE 500 A	155,00	HE 320 A	97,60	1,82	40,81
40	7	7,5	0,15L	HE 400 A	125,00	IPE 550	106,00	2,04	21,46	HE 450 A	140,00	HE 340 A	105,00	1,82	21,56
40	10	7,5	0,15L	HE 500 A	155,00	IPE 600	122,00	2,04	28,31	HE 600 A	178,00	HE 360 A	112,00	1,82	27,92
40	13	7,5	0,15L	HE 650 A	190,00	IPE 600	122,00	2,04	34,50	HE 700 A	204,00	HE 360 A	112,00	1,82	33,79
40	7	10	0,15L	HE 550 A	166,00	IPE 600	122,00	2,04	19,54	HE 550 A	166,00	HE 360 A	112,00	1,82	18,10
40	10	10	0,15L	HE 700 A	204,00	IPE 750 x 147	147,00	2,04	26,81	HE 700 A	204,00	HE 400 A	125,00	1,82	23,93
40	13	10	0,15L	HE 800 A	224,00	IPE 750 x 147	147,00	2,04	31,26	HE 900 A	252,00	HE 450 A	140,00	1,82	31,80

Tabela 9.2 - Resultados detalhados para pórticos com colunas em perfil HEA e travessas em perfil IPE e HEA (Nota: L1=0.15L)

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar IPE - Viga IPE						Pilar IPE - Viga HEA					
				Pilar		Viga		Peso do pórtico	Peso total da estrutura	Pilar		Viga		Peso do pórtico	Peso total da estrutura
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)	(ton)	(kg/m ²)	Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)	(ton)	(kg/m ²)
20	7	5	0,15L	IPE 330	49,10	IPE 330	49,10	1,88	17,80	IPE 360	57,10	HE 200 A	42,30	1,67	17,26
20	10	5	0,15L	IPE 450	77,60	IPE 360	57,10	1,88	28,19	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	1,67	26,53
20	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 330	49,10	1,88	38,61	IPE 550	106,00	HE 240 A	60,30	1,67	40,69
20	7	7,5	0,15L	IPE 400	66,30	IPE 360	57,10	1,88	14,96	IPE 450	77,60	HE 220 A	50,50	1,67	14,91
20	10	7,5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 450	77,60	1,88	23,88	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	1,67	23,40
20	13	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 400	66,30	1,88	31,42	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	1,67	32,57
20	7	10	0,15L	IPE 450	77,60	IPE 400	66,30	1,88	13,41	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	1,67	13,52
20	10	10	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	1,88	21,31	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	1,67	21,12
20	13	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 450	77,60	1,88	28,57	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	1,67	30,41
25	7	5	0,15L	IPE 400	66,30	IPE 400	66,30	1,88	21,97	IPE 400	66,30	HE 240 A	60,30	1,67	20,36
25	10	5	0,15L	IPE 450	77,60	IPE 400	66,30	1,88	26,99	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	1,67	27,48
25	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 400	66,30	1,88	36,69	IPE 550	106,00	HE 260 A	68,20	1,67	36,71
25	7	7,5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 450	77,60	1,88	18,41	IPE 500	90,70	HE 260 A	68,20	1,67	16,78
25	10	7,5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	1,88	24,89	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	22,51
25	13	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 500	90,70	1,88	30,59	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	1,67	28,21
25	7	10	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	1,88	16,43	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	14,65
25	10	10	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	1,88	21,98	IPE 600	122,00	HE 300 A	88,30	1,67	19,77
25	13	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 550	106,00	1,88	27,64	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	1,67	26,41
30	7	5	0,15L	IPE 450	77,60	IPE 400	66,30	1,88	21,74	IPE 450	77,60	HE 240 A	60,30	1,67	20,13
30	10	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 400	66,30	1,88	26,62	IPE 500	90,70	HE 240 A	60,30	1,67	25,01
30	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 450	77,60	1,88	35,42	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	34,69
30	7	7,5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 450	77,60	1,88	18,17	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	17,69
30	10	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 450	77,60	1,88	22,46	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	1,67	21,98

L (m)	H (m)	LT (m)	L1	Pilar IPE - Viga IPE						Pilar IPE - Viga HEA					
				Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)	Pilar		Viga		Peso do pórtico (ton)	Peso total da estrutura (kg/m ²)
				Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)			Perfil	Peso (kg/m)	Perfil	Peso (kg/m)		
30	13	7,5	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 550	106,00	1,88	32,78	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	1,67	29,84
30	7	10	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 500	90,70	1,88	16,10	IPE 600	122,00	HE 300 A	88,30	1,67	15,55
30	10	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 500	90,70	1,88	20,27	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	1,67	19,72
30	13	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	1,88	26,71	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	1,67	23,74
35	7	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 500	90,70	1,88	27,02	IPE 500	90,70	HE 280 A	76,40	1,67	23,45
35	10	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 500	90,70	1,88	30,15	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	28,33
35	13	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	1,88	35,58	IPE 550	106,00	HE 300 A	88,30	1,67	34,48
35	7	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	1,88	22,14	IPE 600	122,00	HE 320 A	97,60	1,67	20,49
35	10	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	1,88	24,96	IPE 750 x 147	147,00	HE 300 A	88,30	1,67	23,92
35	13	7,5	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 550	106,00	1,88	30,30	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	1,67	28,65
35	7	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	1,88	19,62	IPE 750 x 147	147,00	HE 360 A	112,00	1,67	18,18
35	10	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	1,88	22,19	IPE 750 x 147	147,00	HE 340 A	105,00	1,67	20,01
35	13	10	0,15L	IPE 750 x 173	173,00	IPE 600	122,00	1,88	26,74	IPE 750 x 173	173,00	HE 360 A	112,00	1,67	25,30
40	7	5	0,15L	IPE 500	90,70	IPE 550	106,00	1,88	29,42	IPE 550	106,00	HE 280 A	76,40	1,67	23,61
40	10	5	0,15L	IPE 550	106,00	IPE 500	90,70	1,88	30,38	IPE 600	122,00	HE 280 A	76,40	1,67	28,41
40	13	5	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 500	90,70	1,88	38,93	IPE 750 x 147	147,00	HE 320 A	97,60	1,67	39,77
40	7	7,5	0,15L	IPE 600	122,00	IPE 550	106,00	1,88	21,32	IPE 600	122,00	HE 320 A	97,60	1,67	19,67
40	10	7,5	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	1,88	27,77	IPE 750 x 147	147,00	HE 340 A	105,00	1,67	24,86
40	13	7,5	0,15L	IPE 750 x 173	173,00	IPE 600	122,00	1,88	33,03	IPE 750 x 173	173,00	HE 360 A	112,00	1,67	31,11
40	7	10	0,15L	IPE 750 x 147	147,00	IPE 600	122,00	1,88	18,88	IPE 750 x 147	147,00	HE 360 A	112,00	1,67	17,44
40	10	10	0,15L	IPE 750 x 173	173,00	IPE 750 x 147	147,00	1,88	25,26	IPE 750 x 173	173,00	HE 360 A	112,00	1,67	20,98
40	13	10	0,15L	IPE 750 x 196	196,00	IPE 750 x 147	147,00	1,88	29,44	IPE 750 x 196	196,00	HE 450 A	140,00	1,67	28,16