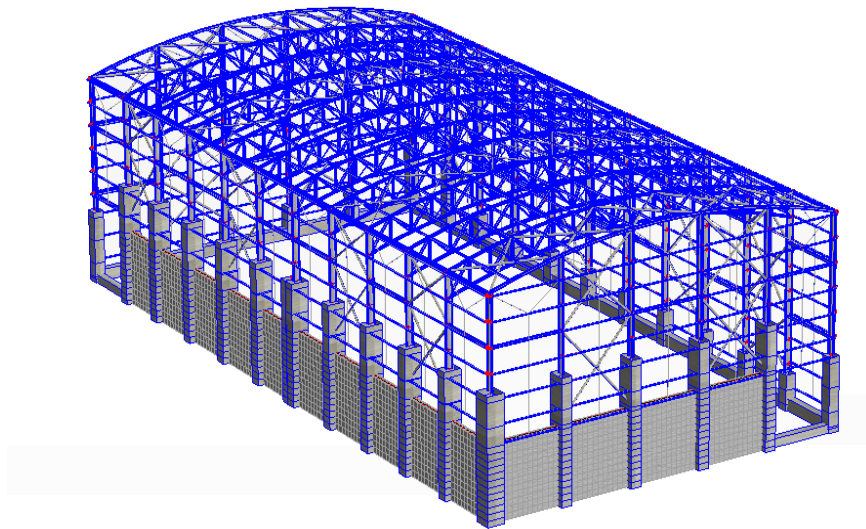




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Pavilhão Misto (Metálico + Betão Armado)

JOSÉ ANTÓNIO SIMÕES VIEIRA

Licenciado

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil -
Estruturas

Orientadores:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes (Prof. Adjunto do ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof. Coordenadora)

Vogais:

Doutor, Luciano Carmo Jacinto (Prof. Adjunto do ISEL)

Eng. José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes (Prof. Adjunto do ISEL)

Janeiro 2013

AGRADECIMENTOS

O meu profundo agradecimento à minha família, nomeadamente aos meus pais, Adelino Vieira e Maria Vieira, pela excelente educação e valores que me transmitiram, com muito esforço e dedicação. Aos meus três irmãos, Maria, Luís e Sofia, pelos momentos marcantes, partilhados ao longo da minha vida.

Um agradecimento muito especial aos meus padrinhos de baptismo, António Garcia e Leonor Santos, que estiveram sempre presentes na minha formação pessoal e académica, e que sem os quais jamais alcançaria este objectivo.

Agradeço ao Engenheiro Santos Viseu, meu orientador, que sempre se mostrou disponível para me ajudar na elaboração deste trabalho, pelo estímulo da minha formação e acima de tudo pela partilha de conhecimentos.

A todos os meus colegas, amigos, que me acompanharam nesta jornada académica e que me ajudaram a ultrapassá-la, o meu obrigado. Dentro destes, destaco o André Teixeira e o Marco Gomes, mais que colegas de curso, são amigos para a vida e com os quais partilhei quase todo o meu percurso pelo ensino superior.

Quero também agradecer a todos os meus amigos que sempre foram mantendo contacto e que ao longo da minha vida me incentivaram e motivaram, principalmente ao Diogo Esteves e Bruno Lourenço.

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJECTO

A – PEÇAS ESCRITAS

- I. RESUMO
- II. MEMÓRIA DESCRITIVA
- III. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS
- IV. CONCLUSÕES

B – PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS / FORMAÇÃO EXTRA-CURRICULAR

ANEXOS

A – PEÇAS ESCRITAS

A – PEÇAS ESCRITAS

I. RESUMO

RESUMO

O presente documento refere-se ao Trabalho Final de Mestrado, para a obtenção do grau de Mestre do curso de Engenharia Civil, e compreende a elaboração do Anteprojecto de um Pavilhão Misto destinado ao armazenamento de carvão mineral.

A realização deste trabalho teve como principal objectivo o emprego dos conceitos apreendidos nas Unidades Curriculares do Mestrado e da Licenciatura, bem como o estudo de *softwares* utilizados na determinação de esforços e cálculo de estruturas (*Robot Structural Analysis e Gala Reinforcement*).

A modelação da estrutura foi realizada recorrendo a um programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, procurando sempre validar os resultados obtidos, através de folhas de cálculo em *Excel* desenvolvidas para o efeito. O dimensionamento do sistema estrutural foi efectuado sempre que possível de acordo com a regulamentação Europeia (Eurocódigos).

Reuniram-se também alguns elementos relativos a estruturas deste tipo, consultando *a priori*, bibliografia da especialidade com o objectivo de adquirir conhecimentos mais profundos, necessários para realização deste projecto.

Palavras-chave: Construções mistas; Estruturas Metálicas; Betão Armado; Pórticos; Acções; Regulamentação.

ABSTRACT

This document refers to the Master's Final Work for the degree of Master of Civil Engineering, and includes the compilation of a Preliminary Project of a Mixed Pavillion, for the storage of mineral coal.

The main purpose of this work, was the employment of the concepts learned during the entire course, well as the study of *softwares* used in the determination of efforts and calculation of structures (*Robot Structural Analysis* and *Gala Reinforcement*).

The structure modeling was performed resorting to a computer program *Robot Structural Analysis*, trying to validate the results obtained using *Excel* spreadsheets developed for this purpose, whenever possible. The design of the structural system, wherever possible, was done in accordance with European regulations (Eurocodes).

Also met some elements related to structures of this type, consulting in advance, the specialty literature in order to acquire deeper knowledge required for realization of this project.

Key-words: Mixed Constructions; Steel Structures; Reinforced Concrete; Actions; Regulations.

A – PEÇAS ESCRITAS

II. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	14
2	LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DO PAVILHÃO.....	16
3	GEOLOGIA E GEOTECNIA	17
4	DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO	19
4.1	GEOMETRIA DA CONSTRUÇÃO.....	19
4.2	FUNCIONAMENTO DO PAVILHÃO.....	20
4.3	DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS	21
4.3.1	<i>Estruturas metálicas</i>	21
4.3.2	<i>Estruturas em Betão Armado</i>	27
4.4	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DA ESTRUTURA.....	29
5	MODELOS DE CÁLCULO.....	32
5.1	GERAL (ELEMENTOS EM BETÃO ARMADO E ESTRUTURA METÁLICA).....	32
5.2	LIGAÇÕES METÁLICAS	33
5.3	MODELAÇÃO DAS SAPATAS	34
6	MATERIAIS	35
6.1	BETÃO ARMADO	35
6.2	ESTRUTURAS METÁLICAS.....	35
7	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	36
7.1	CARGAS PERMANENTES (G).....	36
7.2	REstantes CARGAS PERMANENTES (RCP).....	36
7.3	SOBRECARGAS (SOB).....	37
7.4	VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (T)	37
7.5	ACÇÃO DO VENTO (W).....	37
7.5.1	<i>Cálculo da pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ($q_p(z_e)$)</i>	41
7.5.2	<i>Cálculo das pressões exteriores exercidas pelo vento (w_e)</i>	42
7.5.3	<i>Cálculo da força exercida pelo vento na construção (F_w)</i>	46
7.6	ACÇÃO SÍSMICA (E)	48
7.7	ÍMPULSO DO MATERIAL ARMAZENADO (I)	58
8	COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	59
8.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	59
8.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	59
9	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO – ESTRUTURAS METÁLICAS	62
9.1	RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS	62
9.2	RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS RELATIVAMENTE A FENÓMENOS DE ENCURVADURA.....	67
10	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO – BETÃO ARMADO	69
10.1	VIGAS	69
10.2	PILARES.....	77
10.3	MUROS DE SUPORTE.....	79
10.4	FUNDAÇÕES	82
11	REGULAMENTAÇÃO.....	84
12	SEGURANÇA.....	85
13	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – FOTOS DO “THE CRYSTAL PALACE”, EM LONDRES.....	14
FIGURA 1.2 – EXEMPLOS DA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURA METÁLICA NA CONSTRUÇÃO.....	15
FIGURA 2.1 – LOCALIZAÇÃO E PLANTA DE IMPLANTAÇÃO DO FUTURO PAVILHÃO.	16
FIGURA 3.1 – RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO - PLANTA DE LOCALIZAÇÃO.	17
FIGURA 3.2 – PERFIL GEOTÉCNICO DO SOLO E SONDAGEM S1.....	18
FIGURA 4.1 – PERSPECTIVA DO PAVILHÃO EM ESTUDO.....	19
20	
FIGURA 4.2 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DO FUNCIONAMENTO DO PAVILHÃO.	20
FIGURA 4.3 – ESQUELETO DA SUPERESTRUTURA.	21
FIGURA 4.4 – PÓRTICOS DAS EMPENAS E PÓRTICOS CENTRAIS.	22
FIGURA 4.5 – TRAVAMENTOS DOS PÓRTICOS DAS EMPENAS (ALINHAMENTO A NESTE EXEMPLO), DIAGONAIS (TUBO 193,7X6,3) A VERMELHO MAIS CLARO, HORIZONTAIS (2 UNP 200).....	22
FIGURA 4.6 – PÓRTICOS LATERAIS – ALINHAMENTOS 1 E 6.	23
FIGURA 4.7 – TRAVAMENTOS DOS PÓRTICOS LATERAIS (ALINHAMENTO 1 NESTE EXEMPLO)...	23
FIGURA 4.8 – VISTA GERAL EM 3D DOS PILARES COMPOSTOS.	23
FIGURA 4.9 – ORIENTAÇÃO DOS PERFIS HEB 180 QUE COMPÕE OS CORDÕES DA ASNA.....	24
FIGURA 4.10 – DIAGONAIS E PRUMOS DAS ASNAS.....	24
FIGURA 4.11 – TRAVAMENTOS DA COBERTURA.....	25
FIGURA 4.12 – MADRES DE COBERTURA.	25
FIGURA 4.13 – MADRES DOS ALÇADOS.....	26
FIGURA 4.14 – DISPOSIÇÃO DOS TRAVAMENTOS DOS CORDÕES INFERIORES DAS ASNAS.....	26
FIGURA 4.15 – DESENVOLVIMENTO DO MURO DE SUPORTE.	27
FIGURA 4.16 – JUNTA DE DILATAÇÃO NO MURO.	28
FIGURA 4.17 – FUNDAÇÕES DA ESTRUTURA.....	28
FIGURA 4.18 – EFEITOS DE 2ª ORDEM - PÓRTICO.....	29
FIGURA 4.19 – EFEITOS DE 2ª ORDEM - PÓRTICO.....	30
FIGURA 4.20 – PÓRTICO ANALISADO.....	31
FIGURA 4.21 – DETERMINAÇÃO DO A_{cr}	31
FIGURA 5.1 – MODELO 3D DA ESTRUTURA (ROBOT).....	32
FIGURA 5.2 – LIGAÇÃO VIGA-PILAR, ZONAS DE ESFORÇOS.....	33
FIGURA 5.3 – LIGAÇÃO BASE DE PILAR, DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS.....	33
FIGURA 5.4 – LIGAÇÃO EM TRELIÇA, APARAFUSADAS E SOLDADAS.....	33
FIGURA 7.1 – CATEGORIA E PARÂMETROS DE TERRENO (EN 1991-1-4).....	38
FIGURA 7.2 – METODOLOGIA DE CÁLCULO PARA A DETERMINAÇÃO DAS ACCÕES DO VENTO..	39
FIGURA 7.3 – ALTURA DE REFERÊNCIA Z_e EM FUNÇÃO DA H E B (EN 1991-1-4).....	43
FIGURA 7.4 – ALTURA DE REFERÊNCIA Z_e EM FUNÇÃO DA H E B (EN 1991-1-4).....	44
FIGURA 7.5 – DEFINIÇÃO DO TIPO DE TERRENO (EN 1998-1).	49
FIGURA 7.6 – DEFINIÇÃO DA CLASSE DE IMPORTÂNCIA (EN 1998-1).....	50
FIGURA 7.7 – COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA ADOPTADOS (EN 1998-1).	50
FIGURA 7.8 – VALORES DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS DE REFERÊNCIA (EN 1998-1).	51
FIGURA 7.9 – COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO ADOPTADO (EN 1998-1).	52
FIGURA 7.10 – PARÂMETROS PARA OS DOIS TIPOS DE ACCÃO SÍSMICA (EN 1998-1).	52
FIGURA 7.11 – ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS HORIZONTAIS OBTIDOS.	55
FIGURA 7.12 – IMPULSO PROVOCADO PELO CARVÃO SOBRE O MURO.....	58
FIGURA 9.1 – DIAGRAMA PARÁBOLA-RECTÂNGULO PARA O BETÃO.	69
FIGURA 9.2 – DIAGRAMA TENSÕES-EXTENSÕES DO AÇO DAS ARMADURAS.	70
FIGURA 9.3 – MODELO DE TRELIÇA PARA ELEMENTOS COM ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO.	71
FIGURA 9.4 – EIXOS LOCAIS DE UM ELEMENTO “PANEL” TIPO.	79
FIGURA 9.5 – CORTE A-A, ARMADURAS VERTICAIS.....	80
FIGURA 9.6 – CORTE B-B, ARMADURAS HORIZONTAIS.	80
FIGURA 9.7 – GEOMETRIA DA SAPATA COM FUNCIONAMENTO RÍGIDO.	83

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 6.1 – CARACTERÍSTICAS DO BETÃO.....	35
TABELA 6.2 – CARACTERÍSTICAS DO AÇO DAS ARMADURAS.....	35
TABELA 6.3 – CARACTERÍSTICAS DO AÇO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS.....	35
TABELA 7.1 – PARÂMETROS NECESSÁRIOS PARA O CÁLCULO DAS ACÇÕES DO VENTO	40
TABELA 7.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO (EXTERIOR) NA DIRECÇÃO 0º.....	43
TABELA 7.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO (EXTERIOR) NA DIRECÇÃO 90º.....	44
TABELA 7.4 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO (COBERTURA) NA DIRECÇÃO 0º.....	45
TABELA 7.5 – CÁLCULO DA PRESSÃO (EXTERIOR) EXERCIDA PELO VENTO NOS ALÇADOS.....	45
TABELA 7.6 - CÁLCULO DA PRESSÃO (EXTERIOR) EXERCIDA PELO VENTO NOS ALÇADOS.....	45
TABELA 7.7 - CÁLCULO DA PRESSÃO (EXTERIOR) EXERCIDA PELO VENTO NA COBERTURA.....	46
TABELA 7.8 - CÁLCULO DA PRESSÃO (EXTERIOR) EXERCIDA PELO VENTO NA COBERTURA.....	46
TABELA 7.9 – PARÂMETROS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE ESTRUTURAL ($C_s C_D$).....	46
TABELA 7.10 - CÁLCULO DA FORÇA EXERCIDA PELO VENTO NOS ALÇADOS.....	47
TABELA 7.11 - CÁLCULO DA FORÇA EXERCIDA PELO VENTO NOS ALÇADOS.....	47
TABELA 7.12 - CÁLCULO DA FORÇA EXERCIDA PELO VENTO NA COBERTURA.....	47
TABELA 7.13 - CÁLCULO DA FORÇA EXERCIDA PELO VENTO NA COBERTURA.....	47
TABELA 7.14 – CÁLCULO DA ACELERAÇÃO À SUPERFÍCIE.....	51
TABELA 7.15 – PARÂMETROS PARA AMBOS OS TIPOS DE ACÇÃO SÍSMICA.....	53
TABELA 7.16 – VALORES DO PARÂMETRO S.....	53
TABELA 9.1 – DIÂMETROS MÁXIMOS E ESPAÇAMENTO MÁXIMO, PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO.....	74
TABELA 10.1 – TABELA COM A REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA	84

SIMBOLOGIA

Latinas maiúsculas

B^2	Coeficiente de Resposta Quase -Estática
E	Módulo de Elasticidade
E	Acção Sísmica
F_{fr}	Força devida a resultante do atrito do vento
$F_{w,e}$	Força devida a pressões externas
$F_{w,i}$	Força devida a pressões internas
G	Módulo de Distorção
$I_v(z_s)$	Intensidade de Turbulência à altura z_s
K_I	Coeficiente de Turbulência
k_p	Factor de Pico
R^2	Coeficiente de Resposta em Ressonância
R_b	Funções de admitância aerodinâmica
R_h	Funções de admitância aerodinâmica
$SL(z_s, n1, x)$	Função densidade espectral
W	Acção do vento

Latinas minúsculas

a_g	Accleração à superfície de um terreno do Tipo A
a_{gr}	Acclerações máximas de referência
$c_o(z)$	Coeficiente de Orografia
$c_s c_d$	Coeficiente estrutural
c_{season}	Coeficiente de Sazon
q	Coeficiente de comportamento
q_b	Pressão dinâmica de referência
$q_p(z_e)$	Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e
$v_{b,0}$	Valor básico de velocidade de referência do vento em função da zona do país
w_e	Pressão exterior na superfície individual à altura z_e
w_i	Pressão interior na superfície individual à altura z_i
z_s	Altura de Referência

Gregas maiúsculas

Ψ_i Coeficiente de redução

Gregas minúsculas

γ_I Factor de importância

ν Coeficiente de Poisson em regime elástico

ρ Densidade do vento

δ Coeficiente de amortecimento estrutural

1 INTRODUÇÃO

Dentro dos conhecimentos que foram adquiridos ao longo do percurso académico, a parte referente ao Dimensionamento de Estruturas, serviu como fonte de atracção para a realização deste trabalho.

Foi essa razão que levou à escolha de um trabalho, em que a vertente de Projecto permitisse em parte responder a este desejo.

O Projecto escolhido refere-se ao dimensionamento de um Pavilhão Misto, em que as estruturas metálicas têm uma grande relevância, razão pela qual pareceu adequado fazer um enquadramento relativamente à utilização do aço em estruturas metálicas, em Portugal e no Mundo.

A utilização do aço em obras de engenharia iniciou-se nos finais do século XVIII, principalmente em Inglaterra, sendo o Palácio de Cristal em Londres (projectado por Joseph Paxton para a Exposição Universal de Londres de 1851) o marco inicial da utilização do aço em grandes naves (Figura 1.1).

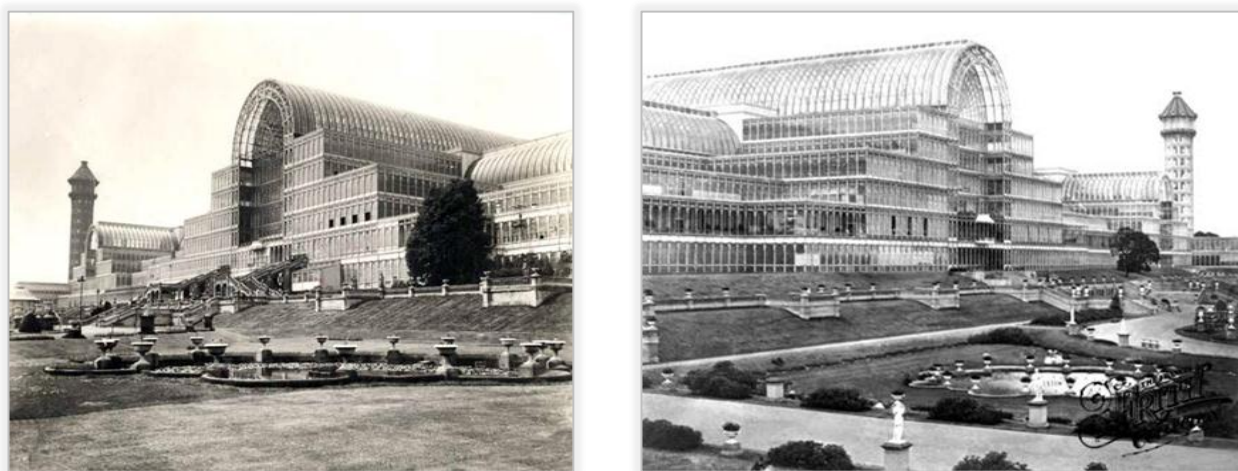


Figura 1.1 – Fotos do “The Crystal Palace”, em Londres.

Foi devido à revolução industrial que o aço deixou de ser um material de construção quase restrito às pontes, originando uma generalização do uso do mesmo em vários tipos de construções, uma vez que o emprego deste permitia um maior aproveitamento dos espaços através de vãos maiores.

Em Portugal, as estruturas metálicas têm sido utilizadas, quase exclusivamente, na construção de edifícios de natureza comercial ou industrial de que são exemplos: o

projecto que apresentamos, outros armazéns, pavilhões gimnodesportivos, e diferentes tipos de estruturas metálicas em instalações fabris e em centros comerciais. (Figura 1.2).

De referir, também, a utilização em pontes de pequeno porte e passadiços pedonais.



Figura 1.2 – Exemplos da utilização de estrutura metálica na construção.

De salientar igualmente que se tem observado em Portugal, nos últimos anos, a uma notória ascensão da utilização de estruturas metálicas em obras de prestígio, como foi o caso de algumas estruturas na EXPO, com um grande impacto estético e arquitectónico.

Apesar da menor utilização de estruturas metálicas em edifícios de escritórios e habitação, o crescimento da construção mista tem vindo a mudar também, de modo muito acentuado nos últimos anos.

2 LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DO PAVILHÃO

O presente documento refere-se ao Ante-Projecto de um Pavilhão Misto. Este Pavilhão será construído para uma cimenteira, no concelho de Coimbra (Figura 2.1) e destina-se ao armazenamento de Combustíveis Sólidos, essencialmente de carvão mineral.

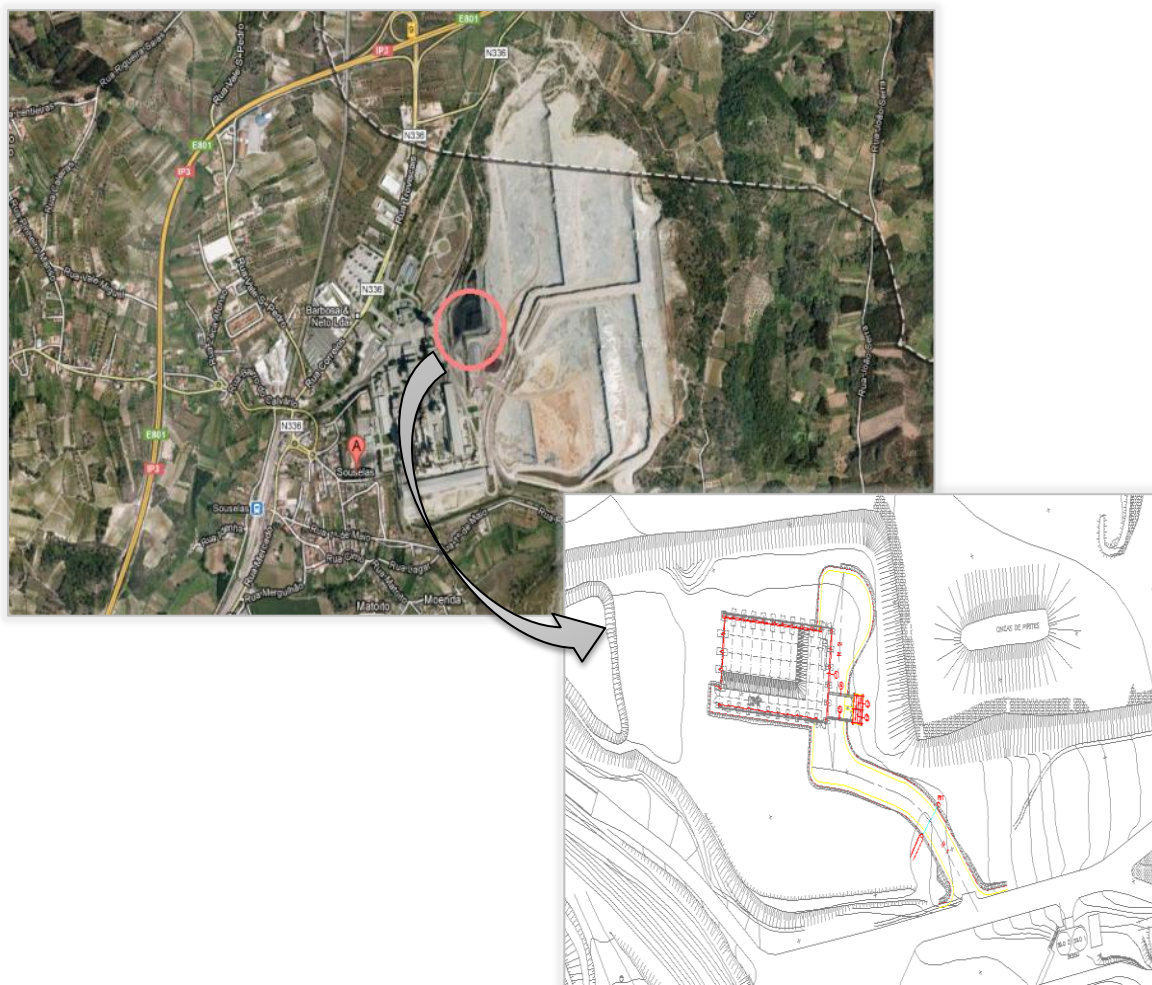


Figura 2.1 – Localização e planta de implantação do futuro pavilhão.

3 GEOLOGIA E GEOTECNIA

A importância da caracterização geológica e geotécnica reflecte-se na quantificação da acção sísmica e principalmente no dimensionamento das fundações, fornecendo os dados relevantes para tal.

No caso particular do pavilhão em estudo, a informação disponível sobre as características dos terrenos onde são construídas as fundações do pavilhão, foi feita através de um conjunto de informações fornecidas directamente pelo Dono da Obra que incluíram 4 sondagens (Figura 3.1).

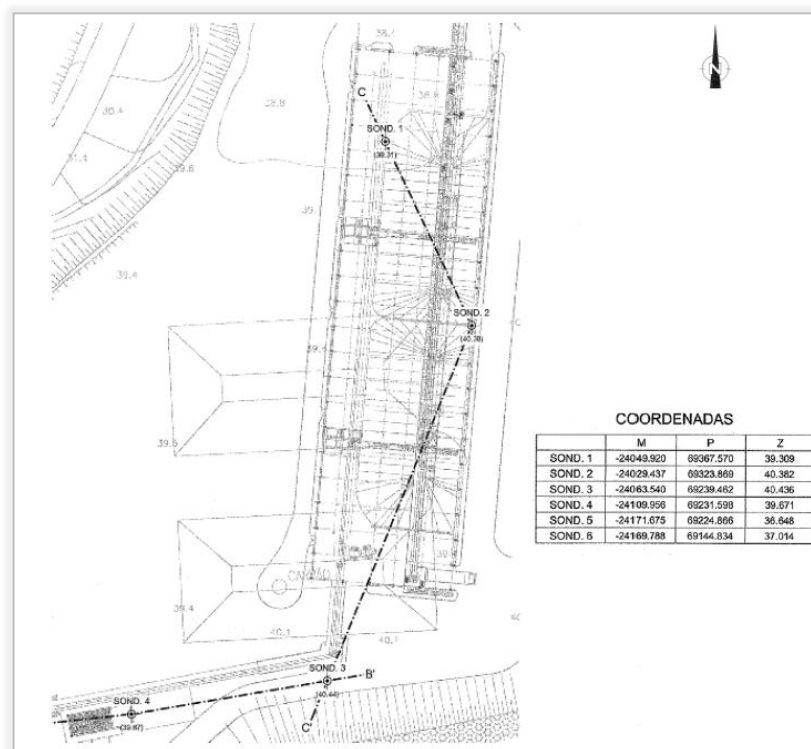


Figura 3.1 – Reconhecimento geotécnico - Planta de localização.

A informação recolhida nestas sondagens aponta:

- Existência de uma camada de terra vegetal (depósitos de aterro argilo-arenosos com carvão e pedras de calcário dispersas) com uma espessura relativamente pequena (1 metro);
- Estratos calcários margosos, cinzentos com uma apreciável capacidade resistente (Recuperação > 90 e RQD > 60% - “muito rijos”).

4 DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO

Este Pavilhão terá uma capacidade de armazenamento de cerca 4000 toneladas, destina-se a *stockar* (carvão mineral ou coque de petróleo) destinado à produção de energia para o funcionamento dos equipamentos mecânicos da fábrica.

4.1 Geometria da Construção

Este armazém enquadra-se numa arquitectura do tipo fabril análoga a outras estruturas do mesmo tipo existentes na fábrica.

Tem uma área em planta de 66,5 metros x 34 metros e um pé direito livre de 19,8 metros (Figura 4.1).

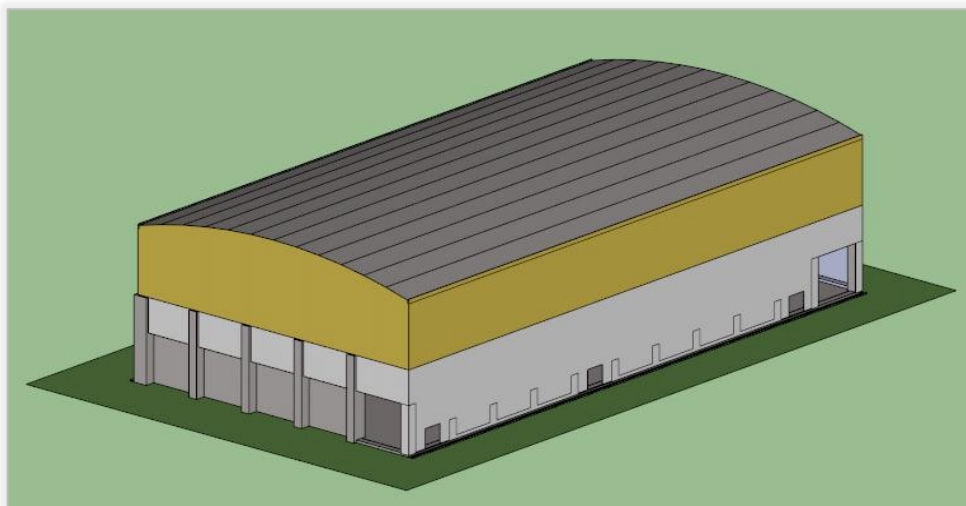


Figura 4.1 – Perspectiva do pavilhão em estudo.

4.2 Funcionamento do Pavilhão

Este pavilhão, como já foi referido, destina-se ao armazenamento de carvão mineral ou coque de petróleo, sendo a descarga do mesmo, realizada através de camiões com a ajuda de pás carregadoras.

As figuras seguintes indicam como é feita a movimentação do material no interior da nave (Figura 4.2).

Futuramente essa movimentação será feita recorrendo a equipamentos mecânicos apropriados de modo a eliminar as pás carregadoras.

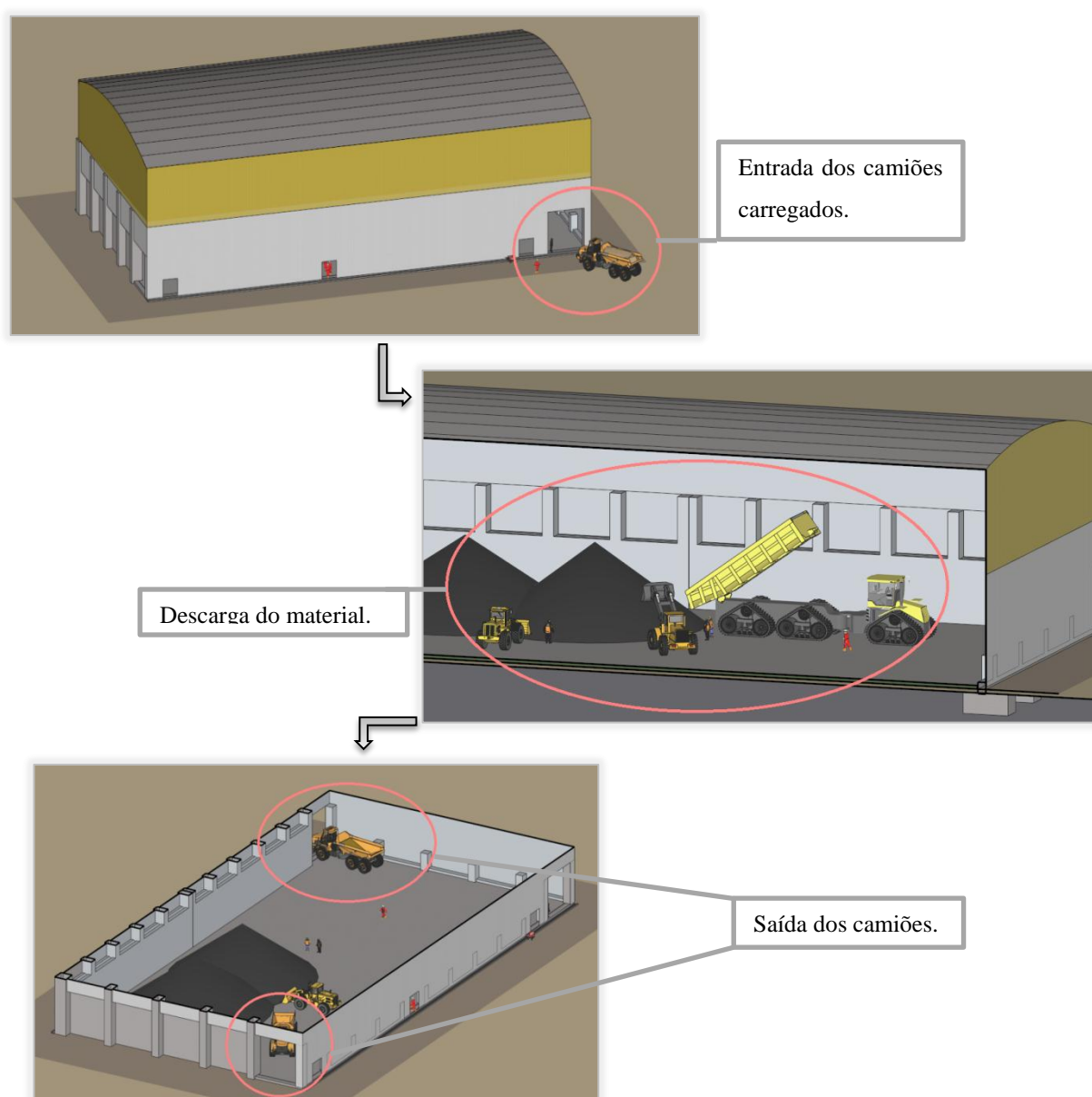


Figura 4.2 – Esquema ilustrativo do funcionamento do Pavilhão.

4.3 Descrição das Soluções Estruturais

4.3.1 Estruturas metálicas

O esqueleto estrutural principal do pavilhão é constituído por um conjunto de 12 pórticos principais:

- 10 Pórticos Centrais que são constituídos por travessas (asnas ligadas directamente a dois pilares laminados).
- 2 Pórticos das Empenas (alinhamento A e L triangulados), constituídos por 6 pilares ligados entre si na parte superior por uma viga contínua, sobre a qual descarregam as madres da cobertura.

As chapas de revestimento exteriores, quer da cobertura, quer dos alçados, apoiam directamente num conjunto de perfis laminados (madres) cujo afastamento máximo é da ordem dos 2 metros (Figura 4.3).

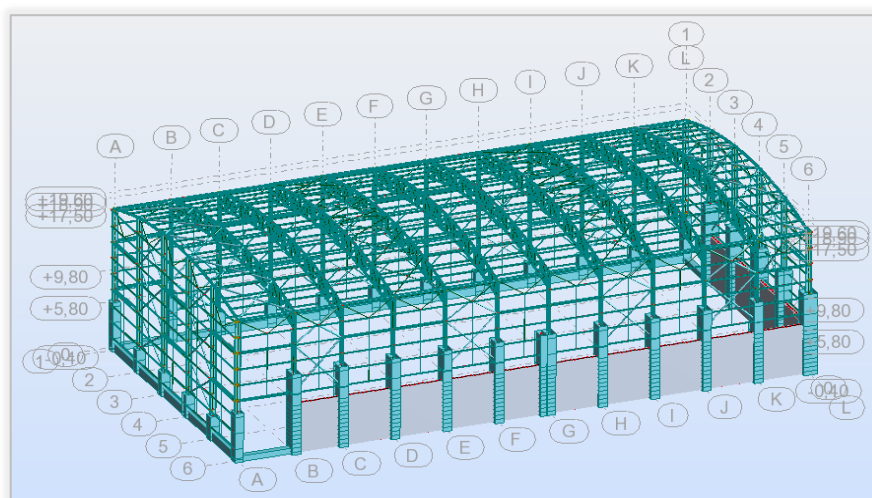


Figura 4.3 – Esqueleto da superestrutura.

Estes 12 pórticos foram “agrupados” em dois tipos, os *Pórticos Centrais* (alinhamentos B a K), e os *Pórticos das Empenas* (alinhamentos A e L) (Figura 4.4).

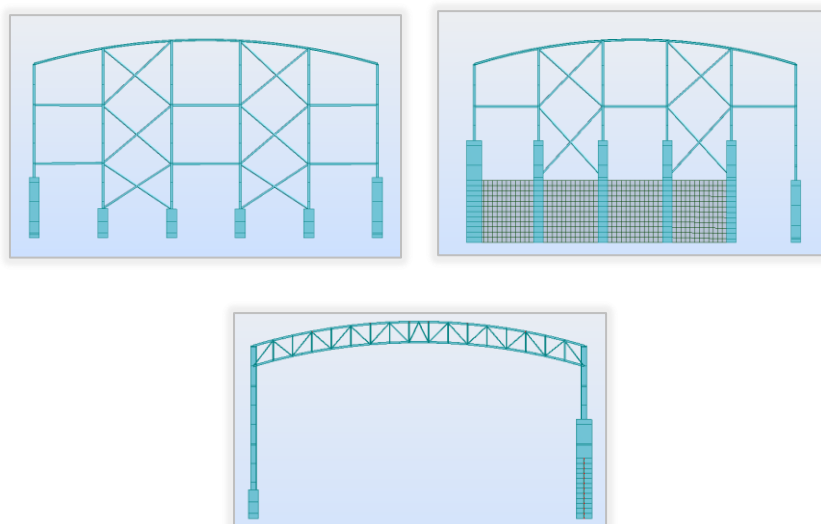


Figura 4.4 – Pórticos das Empenas e Pórticos Centrais.

Os travamentos nos Pórticos das Empenas são realizados através de diagonais (Tubos 193,7x6,3), e vigas (perfis compostos UNP 200), cuja principal função é resistir às acções horizontais que actuam no Pavilhão e que são transmitidas em parte pelo sistema estrutural, da cobertura (Figura 4.5).

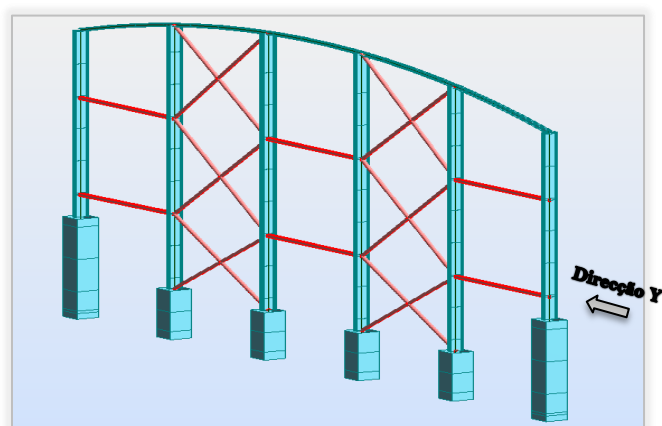


Figura 4.5 – Travamentos dos pórticos das Empenas - Alinhamento A.

Os pórticos dos alinhamentos 1 e 6 são constituídos por doze pilares metálicos IPE 600 e por uma viga contínua composta por dois perfis UNP 200 (Figura 4.6).

Os travamentos nos Pórticos Laterais são realizados através de diagonais (Tubos 193,7x6,3 e 168x6,3), e vigas (perfis compostos UNP 200), cuja principal função é aumentar a resistência do pórtico às solicitações horizontais na direcção X (Figura 4.7).

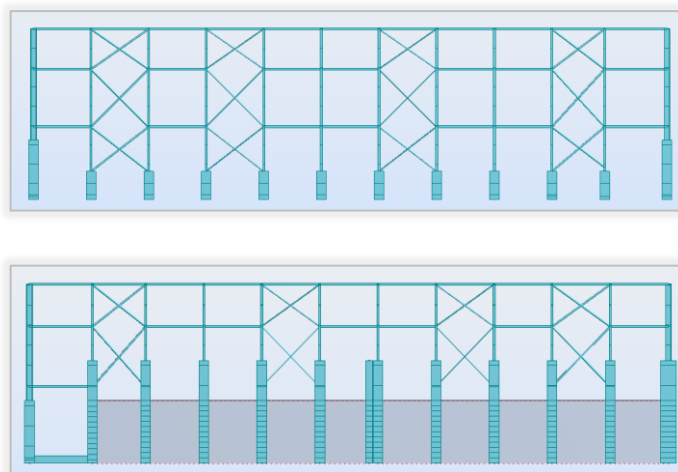


Figura 4.6 – Pórticos Laterais – Alinhamentos 1 e 6.

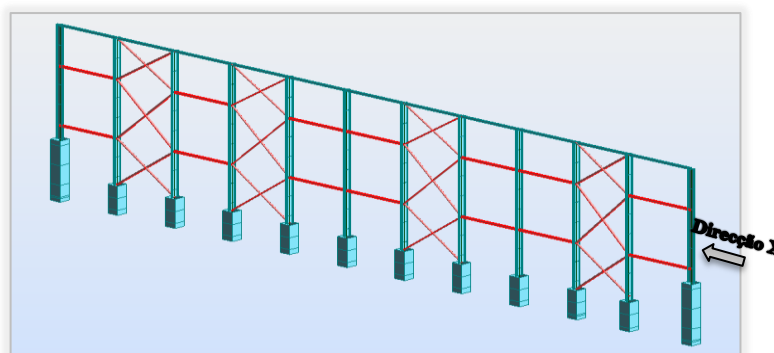


Figura 4.7 – Travamentos dos Pórticos Laterais - Alinhamento 1.

De referir que os pilares mistos são constituídos por dois troços, sendo a secção inferior em betão armado e a parte superior realizada a partir de perfis metálicos (Figura 4.8).

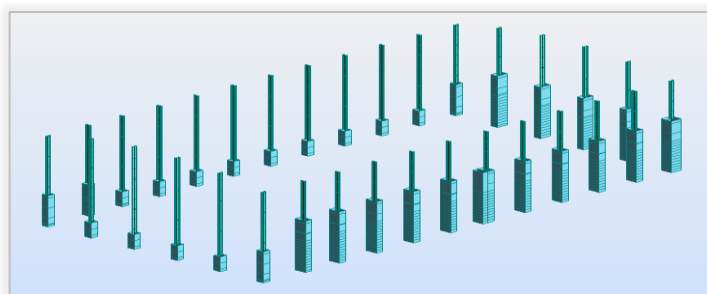


Figura 4.8 – Vista geral em 3D dos pilares compostos.

As travessas dos Pórticos Centrais são compostas por vigas treliçadas (asnas). Os cordões das asnas são perfis HEB 180 em que o eixo de maior inércia está orientado

perpendicularmente ao plano que contem o pórtico, de modo a ter um melhor comportamento à encurvadura no plano perpendicular ao pórtico (Figura 4.9).

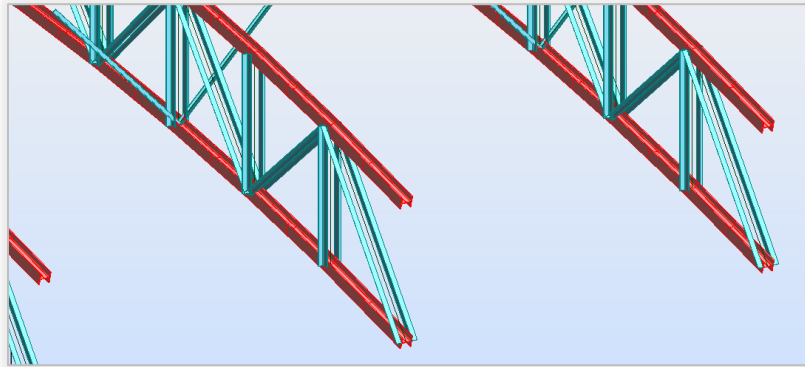


Figura 4.9 – Orientação dos perfis HEB 180 que compõe os cordões da asna.

As diagonais das asnas são compostas por 2L 80x8 (afastados 180 mm) formando ângulos de 45° e os prumos por 2L 100x12 ligadas entre si por presilhas (Figura 4.10).

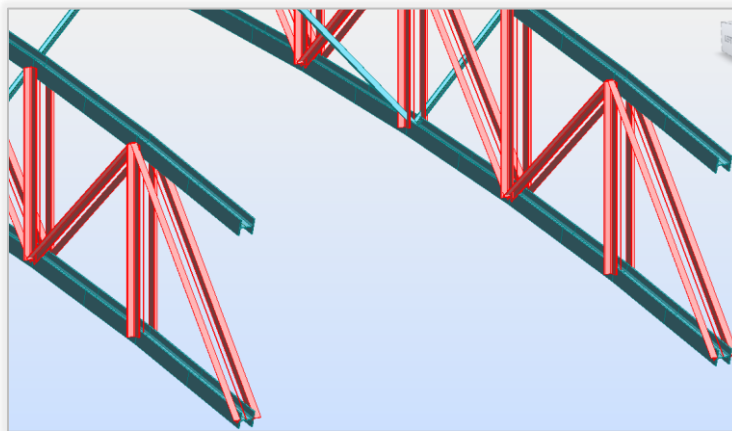


Figura 4.10 – Diagonais e prumos das Asnas.

Na figura em baixo, estão indicados em planta os sistemas de contraventamento dos cordões superiores, realizados a partir de tubos. Estes travamentos têm como função principal, transmitir as acções horizontais aos Pórticos das Empenas e dos Alçados (Figura 4.11).

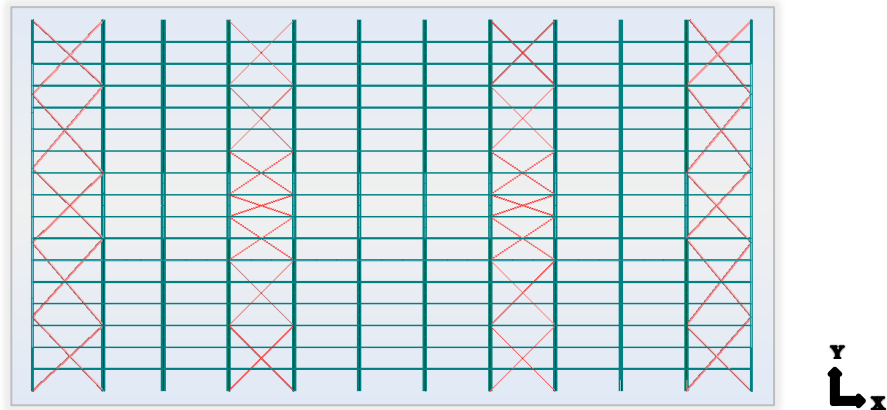


Figura 4.11 – Travamentos da cobertura.

As chapas dos revestimentos exteriores apoiam directamente nas Madres da Cobertura (perfis IPE 160) (Figura 4.12), e nas Madres dos Alçados (perfis UNP 160) (Figura 4.13).

As madres estão afastadas 2 metros (vão máximo das chapas dos revestimentos) e estão apoiadas nos pórticos.

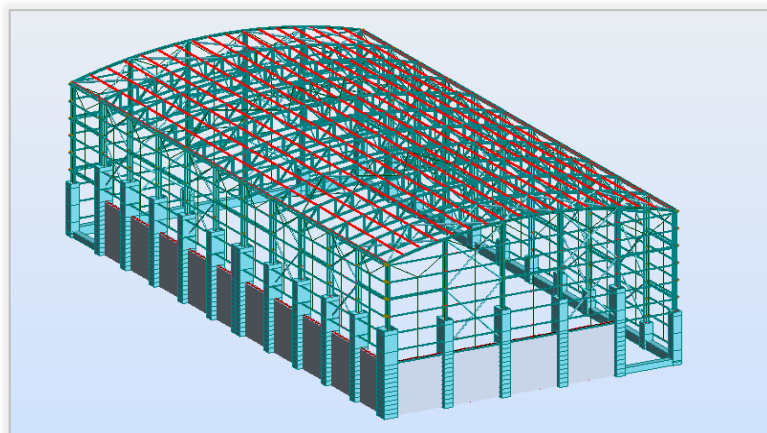


Figura 4.12 – Madres de Cobertura.

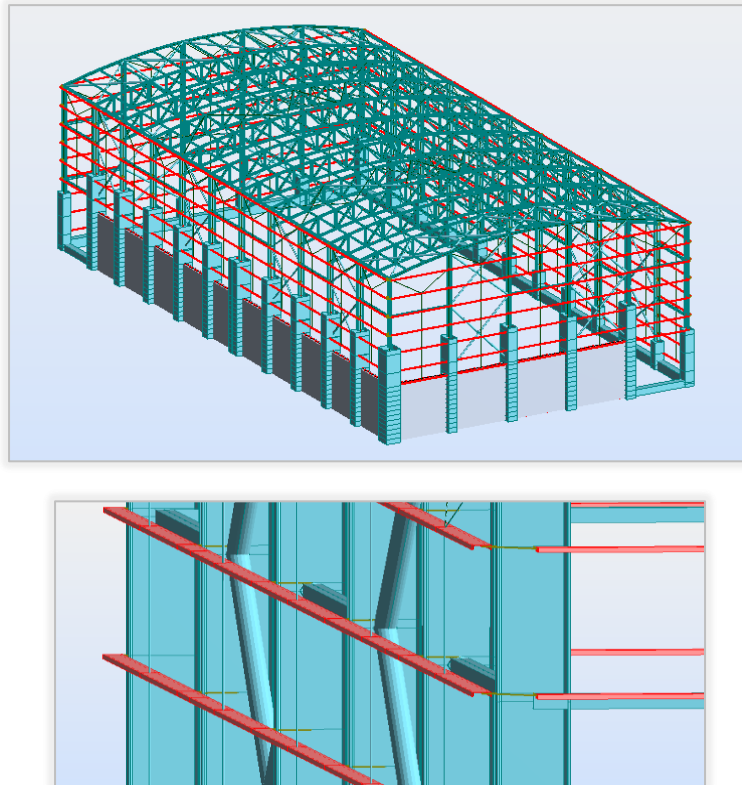


Figura 4.13 – Madres dos Alçados.

De referir também que as Madres da Cobertura garantem o travamento dos Cordões Superiores das Asnas dos Pórticos, com comprimentos de encurvadura iguais à distância entre madres ($L_{cr} = 2$ metros).

Relativamente aos Cordões Inferiores das Asnas, estão ligados a perfis L 60x6 com uma inclinação de 45°, ligados directamente às Madres da Cobertura, garantindo assim um comprimento de encurvadura igual à distância entre estes (Figura 4.14).

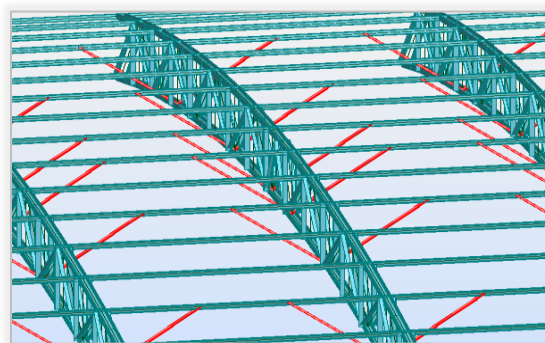


Figura 4.14 – Disposição dos Travamentos dos Cordões Inferiores das Asnas.

4.3.2 Estruturas em Betão Armado

Esta construção possui um muro de contenção em Betão Armado, com uma espessura de 0,50 metros e uma altura de 6,2 metros que se desenvolve ao longo alinhamentos 6 e L (Figura 4.15), e que destina ao suporte do material *stockado* no interior cujas dimensões foram impostas pelo Dono de Obra.

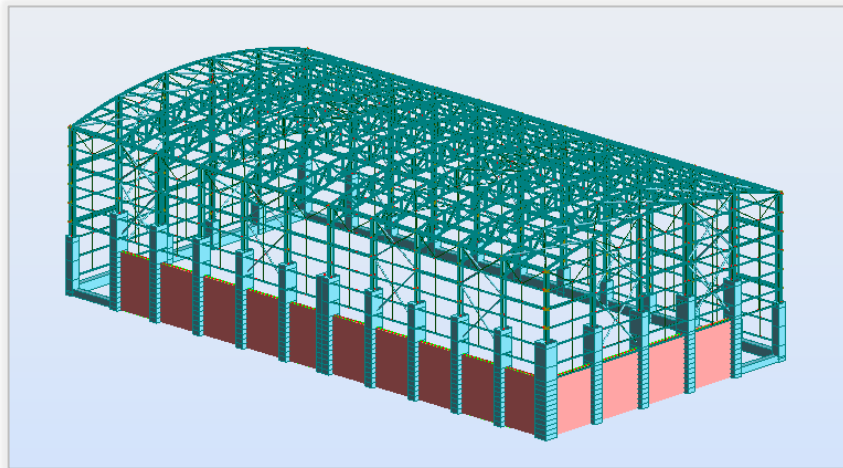


Figura 4.15 – Desenvolvimento do muro de suporte.

Deste modo o esquema estrutural do muro é realizado por meio de “lajes armadas” num só sentido com continuidade, apoiadas nos pilares de betão armado.

De modo a diminuir os esforços provenientes das variações da temperatura, foi concebida uma junta de dilatação que divide o comprimento total do muro – comprimentos do muro (Figura 4.16)

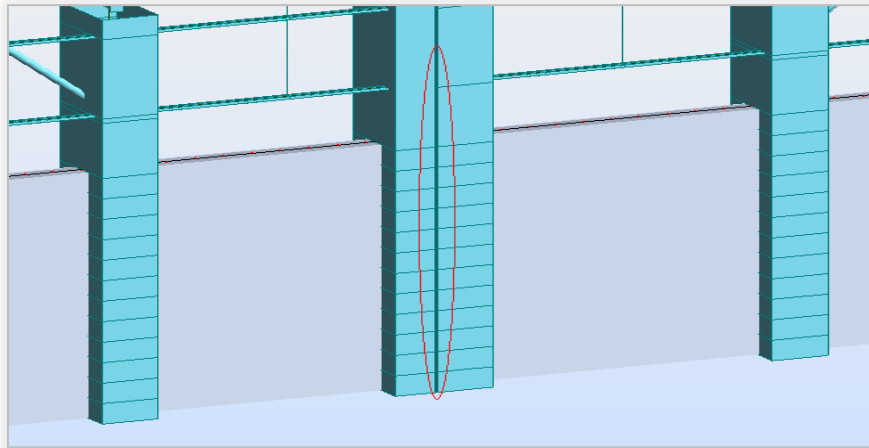


Figura 4.16 – Junta de dilatação no Muro.

As fundações são directas (sapatas) ligadas entre si através de vigas em betão armado (Figura 4.17).

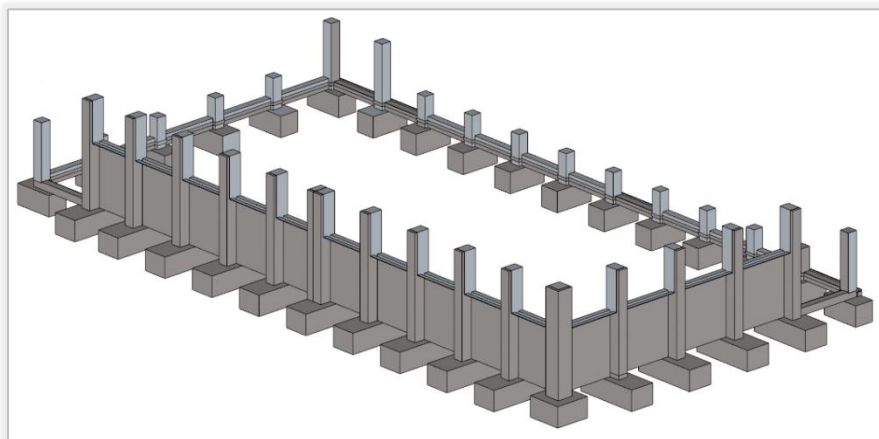


Figura 4.17 – Fundações da Estrutura.

4.4 Determinação dos esforços nas barras da estrutura

Segundo a NP EN 1993-1-1 – Projecto de Estruturas de Aço, a análise global da estrutura deve basear-se em modelos de cálculo adequados, e os esforços podem ser determinados com base em:

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

O dimensionamento de estruturas metálicas dá origem, de um modo geral, a estruturas bastante esbeltas o que poderá potenciar fenómenos de instabilidade, sendo necessária a verificação da estabilidade global da estrutura ou de parte da estrutura. Esta poderá ser realizada recorrendo a uma análise de 2ª ordem ou seja uma análise considerando os efeitos da configuração da deformada e as imperfeições das estruturas.

Os efeitos de segunda ordem deverão ser considerados sempre que modifiquem a geometria estrutural de um modo significativo. A figura seguinte (Figura 4.18), exemplifica em parte este mesmo fenómeno.

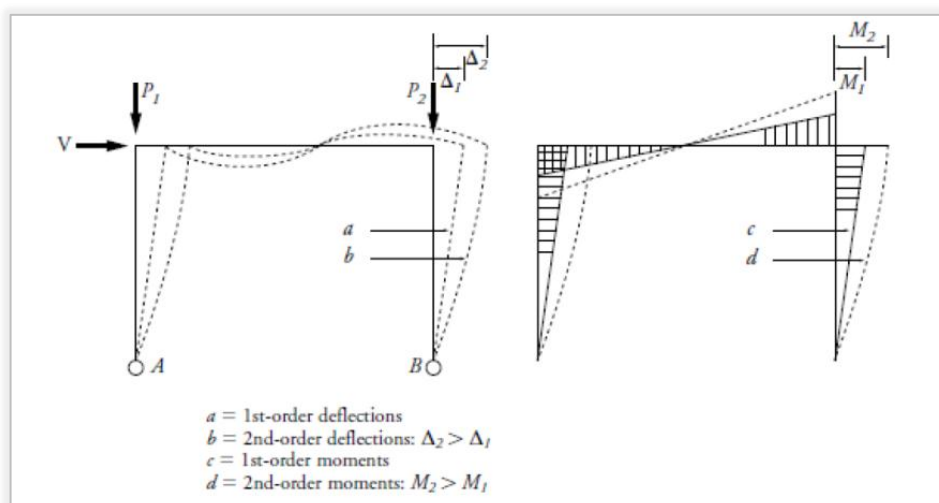


Figura 4.18 – Efeitos de 2ª ordem - Pórtico.

Tal como é demonstrado, pode observar-se a amplificação tanto do deslocamento sofrido no topo das colunas como dos momentos, num pórtico simples de barras rígidas sujeito a forças verticais e horizontais.

Em estruturas reticuladas com travessas com inclinação pouco significativa, poderá efectuar-se uma análise tendo em conta apenas os efeitos de primeira ordem, desprezando assim os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura, caso seja cumprido o seguinte critério:

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

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad , \quad \text{para análise plástica}$$

Em que:

α_{cr} – Factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicados para provocar a instabilidade elástico num modo global;

F_{Ed} – Valor de cálculo do carregamento da estrutura;

F_{cr} – Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Para os pórticos centrais do Pavilhão, o valor do α_{cr} foi calculado através da seguinte expressão:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Em que:

H_{Ed} – Valor de cálculo da carga horizontal total;

V_{Ed} – Valor de cálculo da carga vertical total;

$\delta_{H,Ed}$ – Deslocamento horizontal na travessa do pórtico, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das acções horizontais;

h – Altura do piso.

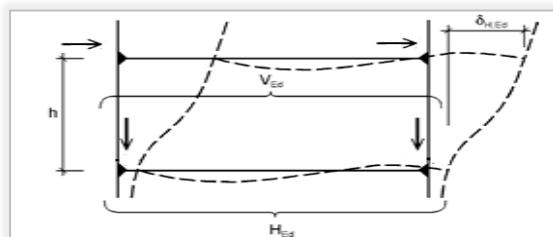


Figura 4.19 – Efeitos de 2ª ordem - Pórtico.

Obtiveram-se valores de α_{cr} superiores a 10, nas combinações mais condicionantes nos Pórticos Centrais (Figura 4.20 e Figura 4.21).

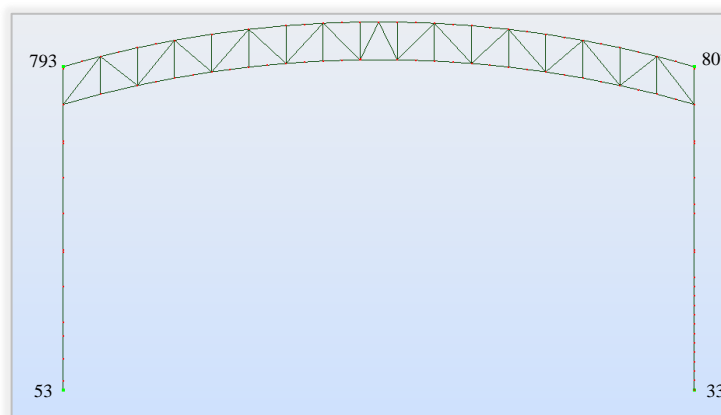


Figura 4.20 – Pórtico analisado.

Δ	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
1	Nó	Caso	FZ (kN)	Nó	Caso	FY (kN)		α_{cr}		Nó	Caso	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
4	33	ELU SismoT1 (y)	868,15	793	ELU SismoT1 (y)	2,74				793	ELU SismoT1 (y)	0	0,7	0	0,001	0	0
5	53	ELU SismoT1 (y)	279,61	807	ELU SismoT1 (y)	-1,85		14,5422		807	ELU SismoT1 (y)	0	0,4	0	-0,001	0	0
8	33	ELU SismoT2 (y)	871,51	793	ELU SismoT2 (y)	3,51				793	ELU SismoT2 (y)	0	1	0	0,001	0	0
9	53	ELU SismoT2 (y)	286,84	807	ELU SismoT2 (y)	-1,47		10,1158		807	ELU SismoT2 (y)	0	0,7	0	-0,001	0	0
16	33	ELU SC (Wy T+)	1115,24	793	ELU SC (Wy T+)	26,06				793	ELU SC (Wy T+)	0,4	3,2	0,6	0,001	0	0
17	53	ELU SC (Wy T+)	401,68	807	ELU SC (Wy T+)	-2,85		14,6603		807	ELU SC (Wy T+)	0	2	0,6	-0,003	0	0
18	33	ELU SC (Wy T-)	1261,03	793	ELU SC (Wy T-)	-18,49				793	ELU SC (Wy T-)	-0,4	-2,6	-0,5	0	0	0
19	53	ELU SC (Wy T-)	323,86	807	ELU SC (Wy T-)	-6,41		13,371		807	ELU SC (Wy T-)	-0,1	-2,1	-0,5	0,001	0	0
20	33	ELU SC (Wy T-)	1220,82	793	ELU SC (Wy T-)	-12,53				793	ELU SC (Wy T-)	-0,4	1,5	-0,5	0,001	0	0
21	53	ELU SC (Wy T-)	365,91	807	ELU SC (Wy T-)	-5,7		13,5165		807	ELU SC (Wy T-)	-0,1	1,9	-0,4	0	0	0
22	33	ELU SC (Wy T+)	1155,45	793	ELU SC (Wy T+)	25,25				793	ELU SC (Wy T+)	0,4	-0,9	0,6	0,001	0	0
23	53	ELU SC (Wy T+)	359,63	807	ELU SC (Wy T+)	0,74		23,661		807	ELU SC (Wy T+)	0	-2	0,5	-0,002	0	0
32	33	ELU IMP (Wy T+)	1056,32	793	ELU IMP (Wy T+)	23,87				793	ELU IMP (Wy T+)	0,4	2,7	0,6	0	0	0
33	53	ELU IMP (Wy T+)	342,7	807	ELU IMP (Wy T+)	-0,26		14,9981		807	ELU IMP (Wy T+)	0	1,9	0,6	-0,001	0	0
34	33	ELU IMP (Wy T-)	1161,9	793	ELU IMP (Wy T-)	-14,72				793	ELU IMP (Wy T-)	-0,4	1	-0,5	-0,001	0	0
35	53	ELU IMP (Wy T-)	306,92	807	ELU IMP (Wy T-)	-3,11		17,9837		807	ELU IMP (Wy T-)	-0,1	1,7	-0,4	0,002	0	0
36	33	ELU IMP (Wy T+)	1096,53	793	ELU IMP (Wy T+)	23,06				793	ELU IMP (Wy T+)	0,4	-1,4	0,6	0	0	0
37	53	ELU IMP (Wy T+)	300,65	807	ELU IMP (Wy T+)	3,23		21,5045		807	ELU IMP (Wy T+)	0	-2,1	0,6	-0,001	0	0
38	33	ELU IMP (Wy T-)	1202,11	793	ELU IMP (Wy T-)	-16,53				793	ELU IMP (Wy T-)	-0,4	-3,1	-0,5	-0,001	0	0
39	53	ELU IMP (Wy T-)	264,87	807	ELU IMP (Wy T-)	-8,16		12,467		807	ELU IMP (Wy T-)	-0,1	-2,3	-0,4	0,002	0	0
48	33	ELU Wy (T+)	992,84	793	ELU Wy (T+)	22,7				793	ELU Wy (T+)	0,4	3,4	0,6	-0,001	0	0
49	53	ELU Wy (T+)	309,27	807	ELU Wy (T+)	4,26		12,9405		807	ELU Wy (T+)	0	3	0,6	0	0	0

Figura 4.21 – Determinação do α_{cr} .

Conclusão, a estrutura foi classificada como “sem deslocamentos laterais”, podendo assim desprezar-se os efeitos P- Δ nos pórticos.

5 MODELOS DE CÁLCULO

5.1 Geral - Elementos em Betão Armado e Estrutura Metálica

O *software* utilizado para o cálculo da estrutura foi o “*Robot Structural Analysis*”, que permite a determinação de todos os esforços e deslocamentos a partir das combinações de acções para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limites de Utilização.

Este programa permite também a realização da análise dinâmica por espectros de resposta, possibilitando assim a obtenção directa das acções dos sismos sobre a estrutura.

A discretização da estrutura nos modelos tridimensionais realizou-se através de elementos “*bar*” e “*panel*” (Figura 5.1).

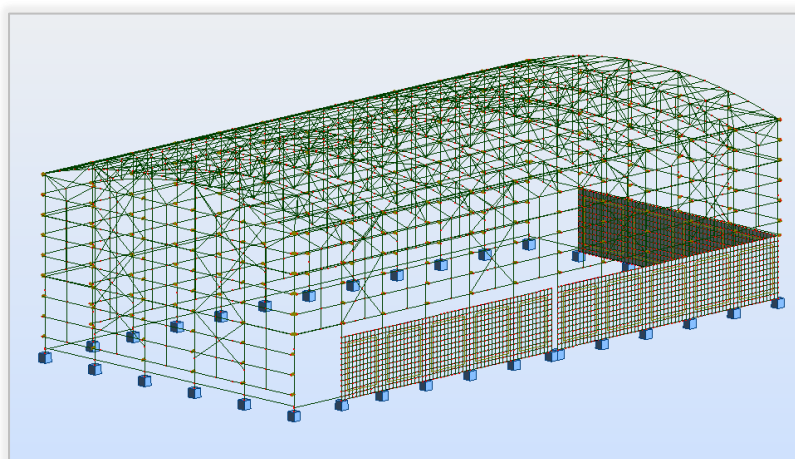


Figura 5.1 – Modelo 3D da estrutura (Robot).

As ligações dos pilares ao exterior, dada a capacidade do terreno de fundação, foram realizadas a partir de encastramentos perfeitos (Figura 5.1).

O dimensionamento das secções das barras e dos elementos metálicos e em betão armado foi realizado com recurso ao *software* disponível no programa (*Robot Structural Analysis*).

Recorreu-se em paralelo a folhas de cálculo (*Excel*) e/ou ábacos nas fase de pré-dimensionamento e no dimensionamento final realizadas pelo autor na presente tese.

5.2 Ligações Metálicas

A análise e dimensionamento de ligações metálicas correntes, deve ser feita a partir das EN 1993-1 e EN 1993-8.

De referir que nas estruturas metálicas existem fundamentalmente três tipos de ligações:

- Ligações viga-pilar (Figura 5.2);
- Ligações base de pilar (Figura 5.3);
- Ligações em estruturas trianguladas (Figura 5.4).

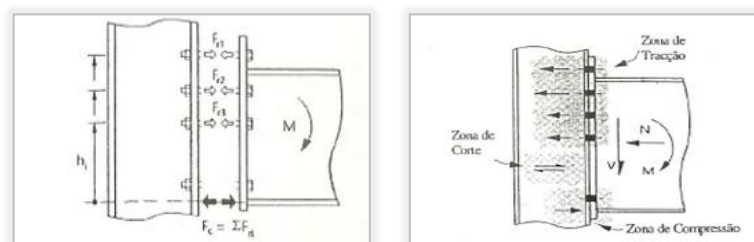


Figura 5.2 – Ligação viga-pilar, zonas de esforços.

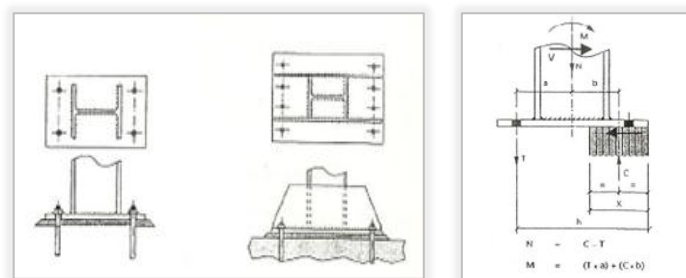


Figura 5.3 – Ligação base de pilar, distribuição de esforços.

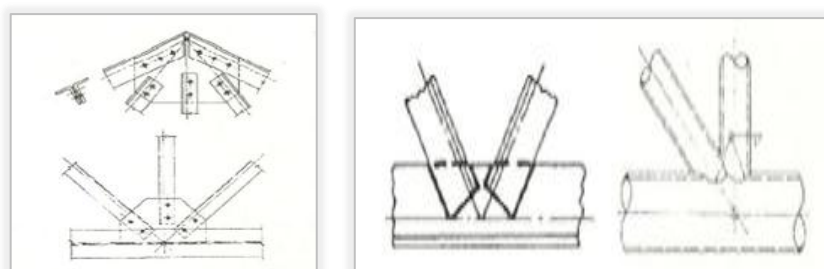


Figura 5.4 – Ligação em treliça, aparafusadas e soldadas.

De modo a diminuir o tempo de execução da obra, recorreu-se de um modo geral a ligações soldadas realizadas em oficina. De referir também que existem ligações aparafusadas nas peças de maior dimensão.

5.3 Modelação das Sapatas

A transmissão de cargas da superestrutura ao terreno é feita por meio de fundações directas/superficiais, com recurso a sapatas.

As sapatas foram divididas em três tipos consoante os esforços actuantes, tendo-se utilizado também o *software* de cálculo *Robot Structural Analysis* bem como folhas de cálculo em Excel, cujas expressões são baseadas no método das consolas.

6 MATERIAIS

Os materiais a utilizar neste projecto são os indicados seguidamente:

6.1 Betão Armado

Tabela 6.1 – Características do Betão.

Elementos Estruturais	Classe de Resistência à Compressão	Classe de Exposição	Máxima Razão A/C	Mínima Dosagem de Cimento (kg/m ³)
<i>NP EN 206-1:2007</i>				
Elementos em Betão Armado: Pilares, Vigas de Fundação, Sapatas e Muro de Suporte	C25/30	XC2	0,65	240
Betão de Regularização de Fundações	C12/15	X0	-	-

Tabela 6.2 – Características do Aço das armaduras.

Aço em Estruturas de Betão Armado	Classe de Resistência
Armaduras Ordinárias	A 500 NR

6.2 Estruturas Metálicas

Tabela 6.3 – Características do Aço das estruturas metálicas.

Elementos Estruturais	Classe de Resistência
Perfis, Chapas e Tubos	S235
Parafusos	DIN 7990
Porcas	DIN 555
Anilhas	DIN 7989

7 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

Para a determinação e quantificação das acções foram considerados os critérios de avaliação de segurança de acordo com as normas EN 1990, EN 1991 e EN 1998, indicando os respectivos valores característicos assim como os valores dos coeficientes Ψ para a obtenção dos valores reduzidos.

As acções consideradas foram as seguintes:

- G – Carga Permanente;
- RCP – Restante Carga Permanente;
- SOB – Sobrecargas;
- T – Variação de Temperatura;
- W – Acção do Vento;
- E – Acção Sísmica;
- I – Impulso do material no tardo dos muros proveniente do material *stockado* no interior do Pavilhão.

7.1 Cargas Permanentes (G)

As cargas permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida útil da estrutura.

Consideraram-se para pesos específicos dos materiais os seguintes:

- $\gamma_{\text{Betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{Aço}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP)

A Restante Carga Permanente considerada compreende os pesos de elementos “não estruturais” de que são exemplo o peso das chapas de cobertura e das paredes de alçados, acessórios de ligação e rufos.

- Peso das chapas + acessórios de ligação + rufos: $q_k = 0,10 \text{ kN/m}^2$.

7.3 Sobrecargas (SOB)

Em termos de Sobrecargas, segundo o EN 1991, foram adoptados os seguintes valores:

- Cobertura: $q_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$, $Q_k = 1 \text{ kN}$.

Para o dimensionamento, os valores reduzidos são:

$$\Psi_0 = 0; \quad \Psi_1 = 0; \quad \Psi_2 = 0.$$

Nota: A categoria considerada foi a H – Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes.

7.4 Variação de Temperatura (T)

Segundo a norma (EN 1991-1-5), as acções térmicas devem ser classificadas como acções variáveis e indirectas. Para o caso em estudo, foram considerados os seguintes valores de variação de temperatura em relação à temperatura média anual:

- $\Delta t = +35^\circ \text{ C}$;
- $\Delta t = -25^\circ \text{ C}$.

Para o dimensionamento, os valores reduzidos considerados são:

$$\Psi_0 = 0,6; \quad \Psi_1 = 0,5; \quad \Psi_2 = 0,0.$$

7.5 Acção do Vento (W)

Classifica-se 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 acção do mesmo foi quantificada de acordo com a EN 1991-1-4 (2010), tendo em conta a localização do Pavilhão (Souselas - Coimbra) como pertencente à **Zona A**. A categoria de terreno foi a categoria II (Figura 7.1).

Quadro 4.1 – Categorias e parâmetros de terreno

Categoria de terreno	z_0 [m]	z_{min} [m]
<i>0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar</i>	<i>0,003</i>	<i>1</i>
<i>I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos</i>	<i>0,01</i>	<i>1</i>
<i>II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura</i>	<i>0,05</i>	<i>2</i>
<i>III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)</i>	<i>0,3</i>	<i>5</i>
<i>IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m</i>	<i>1,0</i>	<i>10</i>

NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.

Figura 7.1 – Categoria e parâmetros de terreno (EN 1991-1-4).

Esta acção foi avaliada a partir das pressões nas superfícies, sendo a força exercida pelo vento na construção (F_w) a soma vectorial das forças exteriores ($F_{w,e}$), interiores ($F_{w,i}$) e de atrito (F_{fr}), as quais são calculadas pelas seguintes expressões (5.5, 5.6 e 5.7 respectivamente, do EN 1991-1-4):

- Forças exteriores: $F_{w,e} = c_s c_d \times \sum w_e \times A_{ref}$;
- Forças interiores: $F_{w,i} = c_s c_d \times \sum w_i \times A_{ref}$;
- Forças de atrito: $F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$.

Sendo:

$F_{w,e}$: Força devida a pressões externas;

$F_{w,i}$: Força devida a pressões internas;

F_{fr} : Força devida a resultante do atrito do vento;

$c_s c_d$: Coeficiente estrutural;

w_e : Pressão exterior na superfície individual à altura z_e ;

w_i : Pressão interior na superfície individual à altura z_i ;

$q_p(z_e)$: Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ;

A_{ref} : Área de referência da construção ou ao elemento de construção;

A_{fr} : Área de superfície exterior paralela ao vento;

c_{fr} : Coeficiente de atrito.

No caso em estudo, os efeitos da força de atrito serão ignorados, uma vez que a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento é igual ou inferior a 4 vezes a área total, de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento (cláusula 5.3(4)).

Para uma melhor percepção de como foi realizada a caracterização e quantificação da Acção do Vento, indica-se na tabela (Figura 7.2) os vários passos para o cálculo das acções do vento, de acordo com a norma:

<i>Parâmetro</i>	<i>Referência</i>
<i>Pressão dinâmica de pico q_p</i> - valor de referência da velocidade do vento v_b - altura de referência z_e - categoria de terreno - valor característico da pressão dinâmica de pico q_p - intensidade de turbulência I_v - velocidade média do vento v_m - coeficiente de orografia $c_o(z)$ - coeficiente de rugosidade $c_r(z)$	4.2(2)P Secção 7 Quadro 4.1 4.5(1) 4.4 4.3.1 4.3.3 4.3.2
<i>Pressões exercidas pelo vento (sobre revestimentos, ligações e elementos de construção, por exemplo)</i> - coeficiente de pressão exterior c_{pe} - coeficiente de pressão interior c_{pi} - coeficiente de pressão resultante $c_{p,net}$ - pressão exterior exercida pelo vento: $w_e = q_p c_{pe}$ - pressão interior exercida pelo vento: $w_i = q_p c_{pi}$	Secção 7 Secção 7 Secção 7 5.2(1) 5.2(2)
<i>Forças exercidas pelo vento sobre as construções (cálculo dos efeitos globais do vento, por exemplo)</i> - coeficiente estrutural $c_s c_d$ - força exercida pelo vento F_W calculada a partir de coeficientes de força - força exercida pelo vento F_W calculada a partir de coeficientes de pressão	Secção 6 5.3(2) 5.3(3)

Figura 7.2 – Metodologia de cálculo para a determinação das Acções do Vento.

Segundo a EN 1991-1-4 (2010) e com o Anexo Nacional da mesma, foram determinados os seguintes parâmetros preliminares (Tabela 7.1), que permitiram quantificar a Acção do Vento sobre o Pavilhão:

Tabela 7.1 – Parâmetros necessários para o cálculo das Acções do Vento

Densidade do vento	$\rho =$	1,25 kg/m ³
Coefficiente de direcção	$c_{dir} =$	1,0 (recomendado)
Coefficiente de sazão	$c_{season} =$	1,0 (recomendado)
Coefficiente de orografia	$c_0(z) =$	1,0 (recomendado)
Cumprimentos de rugosidade (Categoria do terreno tipo II)	$z_0 =$	0,5 m
	$z_{min} =$	2,0 m
	$z_{max} =$	200 m
Coefficiente de terreno dependente de z_0	$k_r =$	0,19*
Coefficiente de rugosidade	$c_r(z) =$	1,136**
Coefficiente de turbulência	$k_I =$	1,0 (recomendado)

*Valor calculado segundo a expressão (4.5):

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

**Valor calculado através da expressão (4.4):

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right), \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \text{ para } z \leq z_{min}$$

7.5.1 Cálculo da pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ($q_p(z_e)$)

- i. Valor de referência da velocidade do vento (v_b) e da velocidade média do vento ($v_m(z)$), a uma altura z acima da superfície do terreno

Uma vez que o local da construção pertence à **Zona A**, tem-se para valor básico de velocidade do vento, $v_{b,0} = 27$ m/s (Quadro NA.I, EN 1991-1-4 (2010)).

O valor de referência da velocidade do vento foi por sua vez calculado através da expressão (4.1):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$$



$$v_b = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

Por sua vez, o valor da velocidade média do vento foi obtido pela expressão (4.3):

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$$



$$v_m(z) = 1,136 \times 1 \times 27 = 30,68 \text{ m/s}$$

- ii. Valor da intensidade de turbulência à altura z , ($I_V(z)$)

Este parâmetro é definido como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

Esse desvio padrão, σ_v , é calculado através da expressão (4.6):

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I$$



$$\sigma_v = 0,19 \times 27 \times 1 = 5,13$$

Obtém-se então o valor da intensidade de turbulência através da expressão (4.7):

$$I_V(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)}, \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_V(z) = I_V(z_{min}), \text{ para } z \leq z_{min}$$



$$I_V(z) = \frac{5,13}{30,68} = 0,17$$

$$I_V(z_{min}) = 0,27$$

- iii. Valor da pressão dinâmica de pico à altura de referência ($q_p(z_e)$)

A pressão dinâmica de pico resulta das flutuações de curta duração da velocidade do vento e é dada pela expressão (4.8):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_V(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,167] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 10^{-3} \times 30,68^2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

O conhecimento destes parâmetros constitui apenas o ponto de partida para a determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies.

7.5.2 Cálculo das pressões exteriores exercidas pelo vento (w_e)

i. Cálculo do coeficiente de pressão exterior (c_{pe})

Os coeficientes de pressão exterior dependem da área carregada, sendo indicados os coeficientes locais $c_{pe,1}$ para superfícies carregadas de 1 m^2 e coeficientes globais $c_{pe,10}$ para superfícies com 10 m^2 . Os valores de $c_{pe,1}$ destinam-se ao dimensionamento de elementos de revestimento e cobertura, e $c_{pe,10}$ são usados no cálculo da estrutura resistente principal de edifícios.

- Alçados

Uma vez que “as bases” da nossa construção são superiores à altura da mesma ($19,8 \leq (66,5 \text{ e } 34)$), em ambas as direcções do vento (0° e 90°), a altura de referência z_e é igual à altura do pavilhão ($z_e=h$), sendo o valor da pressão dinâmica constante, desde a base até ao topo da estrutura (Figura 7.3).

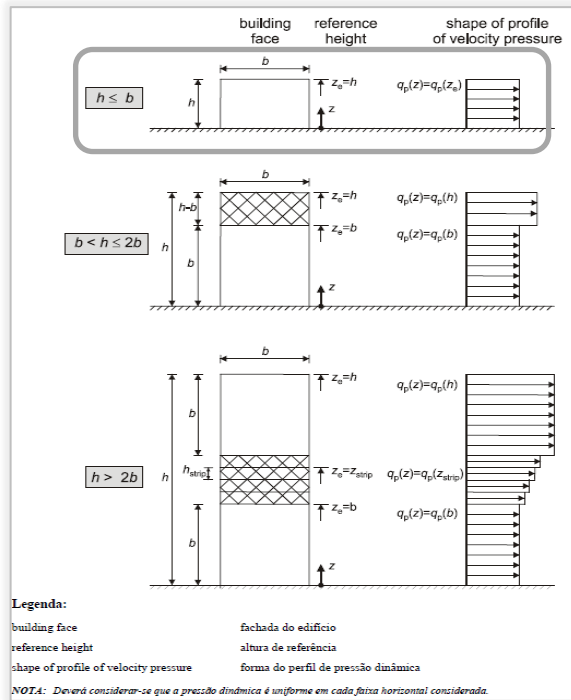


Figura 7.3 – Altura de referência z_e em função da h e b (EN 1991-1-4).

O cálculo dos vários coeficientes de pressão foram realizados para as duas direcções do vento (0° e 90°), através de uma interpolação linear.

- Na direcção 0° (caso de vento transversal ao pavilhão, perpendicular à maior dimensão de planta do edifício):

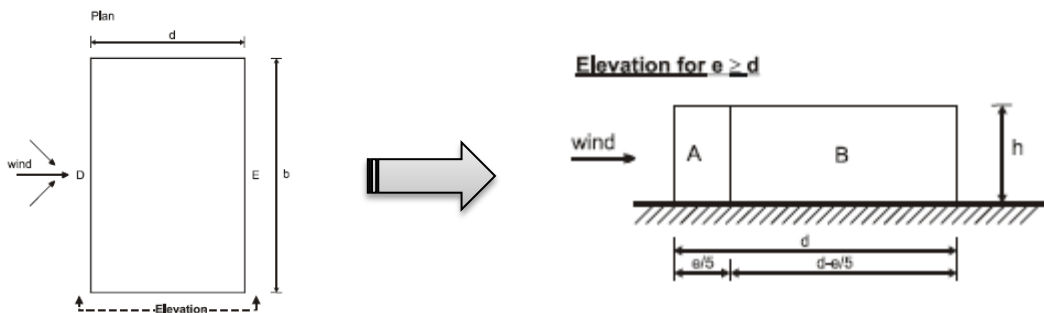


Tabela 7.2 - Valores dos coeficientes de pressão (exterior) na direcção 0° .

$z_e=h$	b	e	d	h/d	Valores dos coeficientes de pressão									
					A		B		C		D		E	
					$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
19,8m*	66,5m*	39,6m*	34m*	0,58	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,74	1	-0,39		

*Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção transversal.

- Na direcção 90° (caso de vento longitudinal, ou seja, paralelo à direcção da parede de maior dimensão do pavilhão):

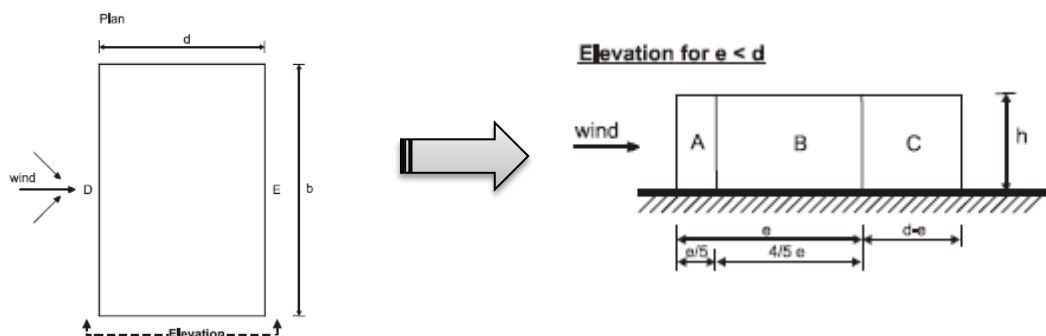


Tabela 7.3 - Valores dos coeficientes de pressão (exterior) na direcção 90°.

$z_e=h$	b	e	d	h/d	Valores dos coeficientes de pressão													
					A		B		C		D		E					
					$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$				
19,8*m	34*m	39,6*m	66,5*m	0,3	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,71	1	-0,31						

*Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção longitudinal.

- Cobertura

A cobertura da estrutura em estudo é em abóbada de base rectangular, com uma altura de referência ($z_e = f+h$) a rondar os 19,8 metros ($19,8 = 4,65 + 15,15$), sendo os valores dos coeficientes de pressão (c_{pe}) calculados através do seguinte ábaco (Figura 7.4), por interpolação linear.

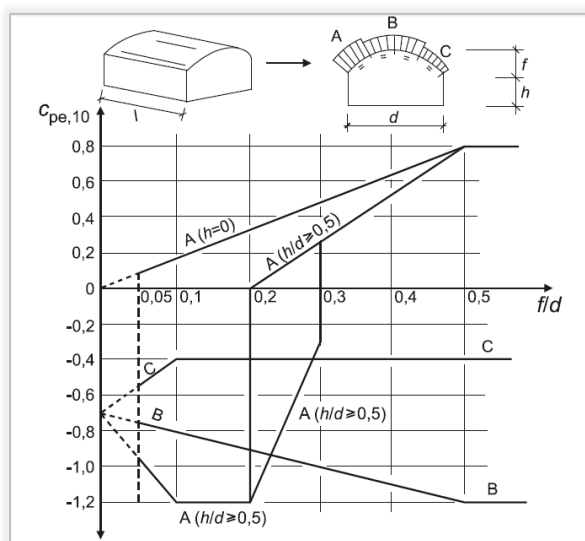


Figura 7.4 – Altura de referência z_e em função da h e b (EN 1991-1-4).

Tabela 7.4 - Valores dos coeficientes de pressão (cobertura) na direcção 0°.

l	d	f	h	f/d	h/d	Valores dos coeficientes de pressão		
						A	B	C
66,5m	34m	4,65m	15,15m	0,14	0,45	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
						-1,2	-0,86	-0,4

Para o caso da acção do vento na cobertura, a uma direcção de 90°, foi considerado valor de $c_{pe,10} = -0,7$, retirado de manual da especialidade.

ii. *Valores das pressões exteriores exercidas pelo vento em superfícies (w_e)*

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores (w_e) é obtida através da expressão (5.1):

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

Tabela 7.5 – Cálculo da pressão (exterior) exercida pelo vento nos alçados.

Alçados (direcção 0°)					
Zonas	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,74	-0,39
q_p	1,28				
w_e	-1,53	-1,02	-0,64	0,95	-0,5

Tabela 7.6 - Cálculo da pressão (exterior) exercida pelo vento nos alçados.

Alçados (direcção 90°)					
Zonas	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,31
q_p	1,28				
w_e	-1,53	-1,02	-0,64	0,9	-0,4

Tabela 7.7 - Cálculo da pressão (exterior) exercida pelo vento na cobertura.

Cobertura (direcção 0°)			
Zonas	A	B	C
c_{pe}	-1,2	-0,86	-0,4
q_p	1,28		
w_e	-1,53	-1,1	-0,51

Tabela 7.8 - Cálculo da pressão (exterior) exercida pelo vento na cobertura.

Cobertura (direcção 90°)	
Zonas	A
c_{pe}	-0,7
q_p	1,28
w_e	-0,9

7.5.3 Cálculo da força exercida pelo vento na construção (F_w)

i. Cálculo do coeficiente estrutural ($c_s c_d$)

Para as forças exteriores define-se o coeficiente estrutural $c_s c_d$ que engloba o efeito da não simultaneidade de ocorrência das pressões de pico em conjunto com o efeito da turbulência.

O cálculo deste coeficiente engloba a determinação de um conjunto de elementos e foi calculado com ajuda uma folha de cálculo (Excel) de forma a simplificar e acelerar o cálculo do mesmo.

A tabela seguinte resume vários parâmetros, que achei de maior relevância, necessários ao cálculo do coeficiente estrutural ($c_s c_d$).

Tabela 7.9 – Parâmetros para o cálculo do coeficiente estrutural ($c_s c_d$).

Parâmetro	Símbolo	Valor
Decremento Logarítmico de amortecimento	δ	19,3
Função de densidade espectral de potência adimensional	$S_L(z,n)$	0,0086
Funções de admitância aerodinâmica	R_h	0,28
	R_b	0,095
Coefficiente de resposta quase-estática	B^2	1
Coefficiente de resposta em ressonância	R^2	0,022
Frequência de passagens ascendentes	v	0,15
Duração de integração da velocidade média do vento (segundos)	T	600
Factor de pico	k_p	3,20

A expressão final é pois (6.1):

$$c_s c_d = \frac{1+2 \times k_p \times I_V(z_s) \times \sqrt{B^2 \times R^2}}{1+7 \times I_V(z_s)} = 0,96$$

ii. *Determinação da força exercida pelo vento - F_w*

A partir dos coeficientes calculados anteriormente conduziram para a determinação da força devida ao vento, através das expressões acima assinaladas (5.5) e (5.6).

Tabela 7.10 - Cálculo da força exercida pelo vento nos alçados.

Alçados (direcção 0°)					
Zonas	A	B	C	D	E
w_e	-1,53	-1,02	-0,64	0,95	-0,5
$c_s c_d$	0,96				
Fw_e (kN/m ²)	-1,47	-0,98	-0,61	0,91	-0,48

Tabela 7.11 - Cálculo da força exercida pelo vento nos alçados.

Alçados (direcção 90°)					
Zonas	A	B	C	D	E
w_e	-1,53	-1,02	-0,64	0,9	-0,4
$c_s c_d$	0,96				
Fw_e (kN/m ²)	-1,47	-0,98	-0,61	0,86	-0,38

Tabela 7.12 - Cálculo da força exercida pelo vento na cobertura.

Cobertura (direcção 0°)			
Zonas	A	B	C
w_e	-1,53	-1,1	-0,51
$c_s c_d$	0,96		
Fw_e (kN/m ²)	-1,47	-1,05	-0,49

Tabela 7.13 - Cálculo da força exercida pelo vento na cobertura.

Cobertura (direcção 90°)	
Zonas	A
w_e	-0,9
$c_s c_d$	0,96
Fw_e (kN/m ²)	-0,86

Os valores reduzidos considerados foram os seguintes:

$$\Psi_0 = 0,6; \quad \Psi_1 = 0,2; \quad \Psi_2 = 0,0.$$

7.6 Acção Sísmica (E)

A acção sísmica resulta de um conjunto de vibrações do solo, que por sua vez são transmitidas à estrutura durante a ocorrência de um sismo. Com isto, contrariamente ao que se verifica no caso da acção do vento, a estrutura não responde a forças aplicadas directamente sobre si, mas sim aos movimentos impostos na sua base. A análise efectuada tem em conta o facto das forças de inércia juntamente com os efeitos resultantes da distribuição da massa e rigidez da estrutura, poderem não se encontrar sincronizados com o movimento da base em termos de tempo e intensidade.

De acordo com a EN 1998-1 (Cláusula 2.1), as estruturas nas regiões sísmicas deverem ser projectadas e construídas satisfazendo dois níveis de exigência, com um grau adequado de fiabilidade:

- Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último): em caso de acção sísmica rara a estrutura deve ser concebida e construída para não colapsar local ou totalmente, garantindo-se a integridade estrutural e uma resistência após o sismo;
- Requisito de limitação de danos (Estado Limite de Utilização): a estrutura deve ser concebida e construída para resistir às acções sísmicas e para minimizar danos estruturais.

A quantificação da acção sísmica foi efectuada de acordo com a NP EN 1998-1 – Projecto de estruturas para resistências aos sismos, considerando dois tipos de acção sísmica, acção sísmica tipo 1 e acção sísmica tipo 2. De acordo com a cláusula 3.2.2 da mesma norma, esta acção é representada por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno para os dois tipos de acção sísmica (tipo 1 e tipo 2). Segue-se toda a metodologia de cálculo utilizada para a determinação dos espectros de resposta para os respectivos tipos de acção sísmica, contemplando todos os passos.

i. *Tipo de terreno*

Uma vez que a resposta das estruturas a uma solicitação sísmica está intimamente ligada às propriedades do solo, devem ser seguidas investigações ao solo ou estudos geológicos para determinar as acções sísmicas, isto, conforme o grau de importância da construção e das condições gerais do projecto. De acordo com o quadro apresentado em baixo (Figura 7.5) da NP EN 1998-1, considerou-se o terreno onde se localiza o pavilhão do tipo A.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPR} (puncadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Kocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 7.5 – Definição do tipo de terreno (EN 1998-1).

ii. *Classe de importância e coeficiente de importância*

Segundo a norma em cima referida, os edifícios podem ser classificados em 4 classes de importância, em função das consequências do seu colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após a ocorrência do sismo e também das consequências sociais e económicas do colapso. Assim, em termos de classe de importância, considerou-se que o pavilhão em estudo se enquadra na classe II do seguinte quadro (Figura 7.6):

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 7.6 – Definição da classe de importância (EN 1998-1).

Os coeficientes de importância a adoptar (γ_I), encontram-se no Quadro NA.II da mesma norma (Figura 7.7), onde obtemos os seguintes valores:

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 7.7 – Coeficientes de importância adoptados (EN 1998-1).

iii. Zonamento sísmico

O nosso território situa-se numa região com uma actividade sísmica de alguma relevância, associada à fractura que se desenvolve desde os Açores prolongando-se além do estreito de Gibraltar, que separa as placas Euro-Asiática e Africana, que por sua vez se encontram em colisão, originando essencialmente dois tipos de sismos que afectam o continente (os já referidos Tipo 1 e Tipo 2). Um tipo de sismo a que corresponde uma acção sísmica afastada (Acção Tipo 1), sendo caracterizado por uma forte sismicidade e grandes distâncias focais, e um outro tipo de sismo a que corresponde uma acção sísmica próxima (Acção Tipo 2), representando uma sismicidade moderada e, ao contrário do anterior, pequenas distancias focais.

A definição das zonas sísmicas e respectivos valores de acelerações máximas de referência, para ambos os tipos de acções sísmicas, foi realizada através do anexo NA.I da norma mencionada neste tópico (NP EN 1998-1), havendo duas possibilidades para a obtenção dos valores de acelerações máximas de referência, como se verifica nas seguintes figuras (Figura 7.8):

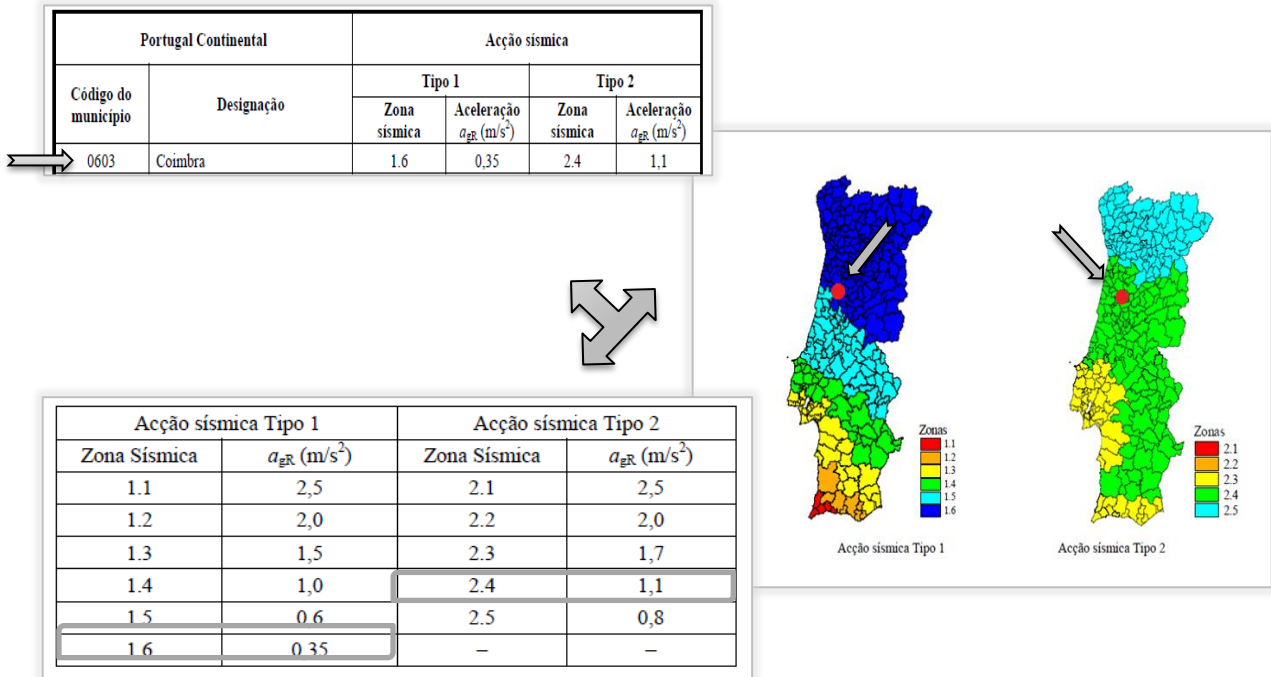


Figura 7.8 – Valores de acelerações máximas de referência (EN 1998-1).

iv. *Cálculo dos parâmetros necessários para a definição dos espectros de resposta elásticos horizontais para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2*

- Cálculo do valor da aceleração (a_g) à superfície de um terreno do tipo A

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR}$$

Tabela 7.14 – Cálculo da Aceleração à superfície.

Acção sísmica	Tipo 1	Tipo 2
a_{gR}	0,35	1,1
γ_I	1	1
a_g	0,35	1,1

- Definição do coeficiente de comportamento (q), classe de ductilidade e amortecimento viscoso

Considerando um comportamento estrutural de baixa dissipação, por consequência a classe de ductilidade estrutural é baixa (DCL), sendo possível obter o valor do coeficiente de comportamento (q), a partir da seguinte tabela (Figura 7.9), retirada da norma (NP EN 1998-1):

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

Figura 7.9 – Coeficientes de comportamento adoptado (EN 1998-1).

O valor do coeficiente de comportamento adoptado foi $q = 1,5$. O amortecimento viscoso considerado foi o de 5%. Considerou-se o Pavilhão “regular”, tanto em planta como em altura.

- Determinação dos parâmetros S_{max} , T_B , T_C e T_D para os dois tipos de acção sísmica

Estes parâmetros, que definem os espectros de resposta elásticos horizontais para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2, em função do tipo de terreno, são definidos através dos quadros NA-3.2 e NA-3.3 da NP EN 1998-1 (Figura 7.10).

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 7.10 – Parâmetros para os dois tipos de acção sísmica (EN 1998-1).

Tabela 7.15 – Parâmetros para ambos os tipos de acção sísmica.

	Terreno Tipo A	
	Tipo 1	Tipo 2
S_{\max}	1	1
T_B (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2	2

- Determinação do coeficiente de solo, parâmetro S

Este parâmetro é necessário para a definição do espectro de resposta elástica, segundo o ponto NA-3.2.2.2(2) da norma já referida neste tópico (EN 1998-1). Este depende do valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) e é calculado a partir das expressões em baixo indicadas:

$$\begin{aligned}
 & \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2, \quad S = S_{\max} \\
 & \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2, \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \\
 & \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2, \quad S = 1,0
 \end{aligned}$$

No caso de estudo, o valor do S será igual em ambos os tipos de acção sísmica.

Tabela 7.16 – Valores do parâmetro S

	Acção Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
a_g	0,35	1,1
S	1	1

v. *Definição dos espectros de resposta elásticos horizontais para as acções sísmicas tipo 1 e tipo 2 ($S_d(T)$)*

O espectro de cálculo permite, de acordo com o disposto no ponto 3.2.2.5 da EN 1998-1, retractor o comportamento de uma determinada estrutura em termos de capacidade de dissipação de energia, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou outros mecanismos. A determinação destes espectros é feita através de uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em que se introduz o coeficiente de comportamento (q). Este coeficiente (já definido em *iv*) é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5% e as forças sísmicas que podem ser utilizadas aquando da concepção e do dimensionamento, através de um modelo linear convencional.

Em seguida apresenta-se as fórmulas utilizadas para o cálculo dos espectros, preconizadas no EN 1998-1 (3.13, 3.14, 3.15 e 3.16 respectivamente):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

Aplicando as fórmulas, considerando o valor recomendado para β (0,2) e os parâmetros já definidos anteriormente, foi possível definir os seguintes espectros de resposta elásticos horizontais (Figura 7.11):

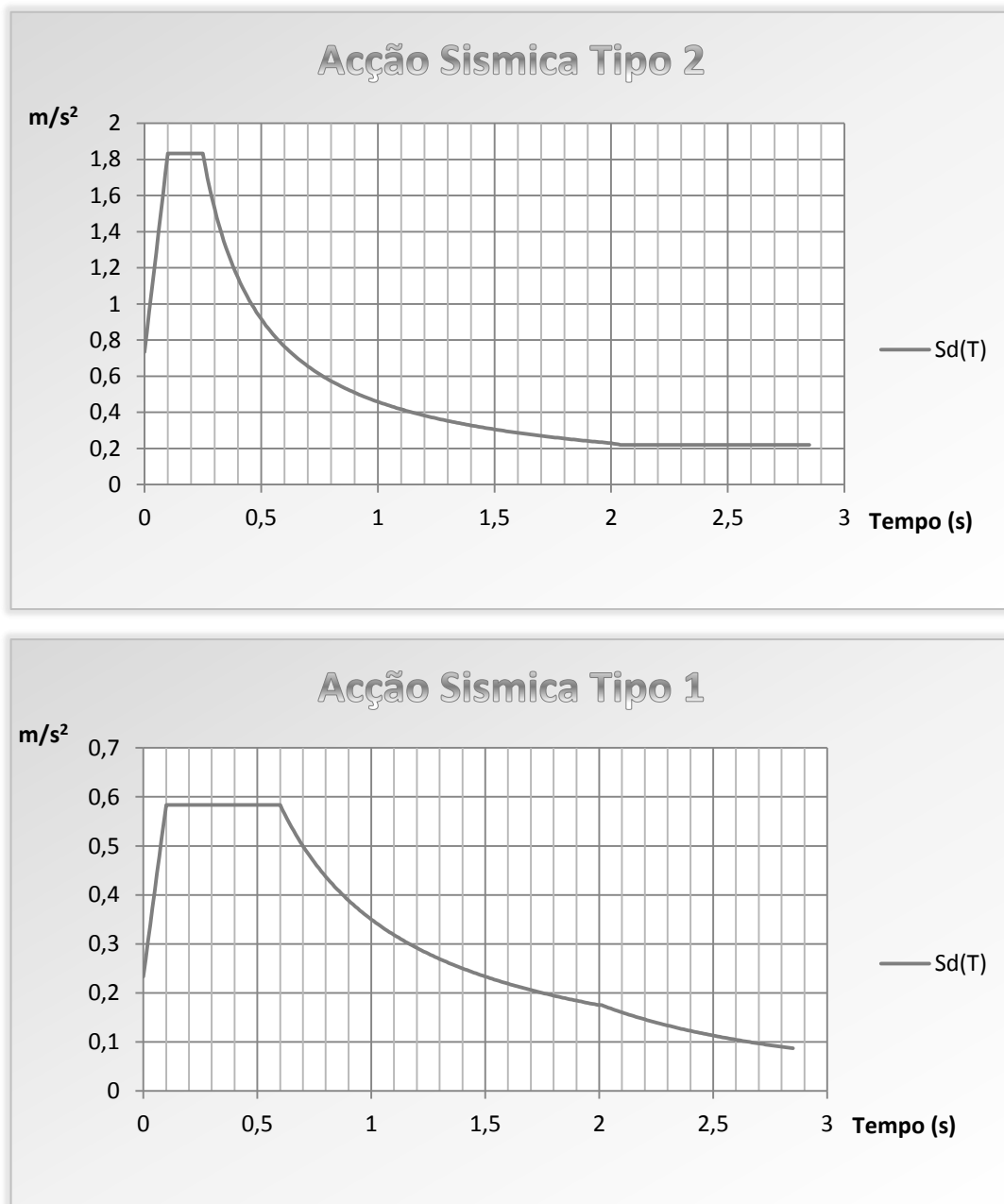


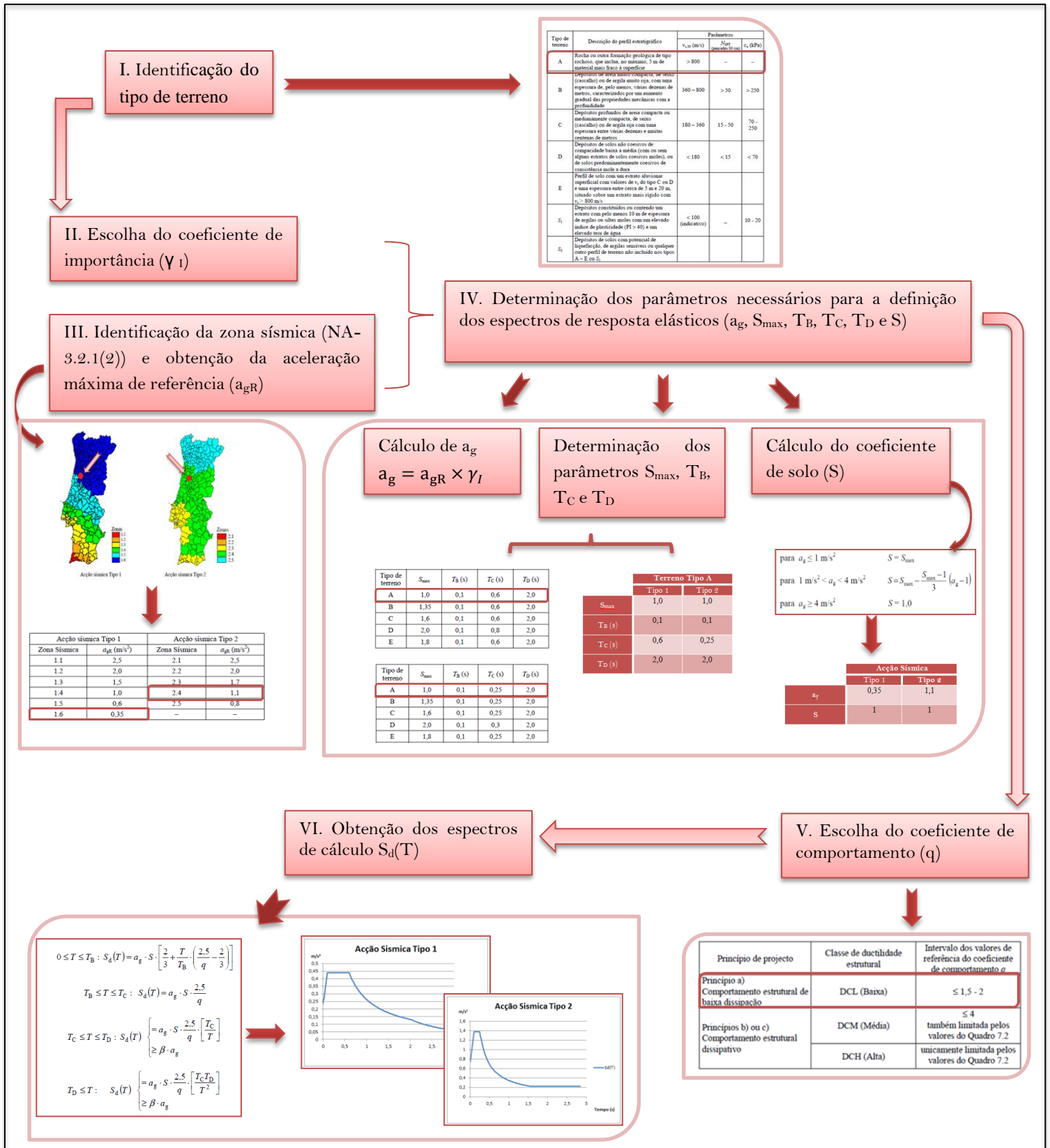
Figura 7.11 – Espectros de resposta elásticos horizontais obtidos.

Nota: As tabelas com os valores dos espectros de cálculo obtidos para as respectivas acções sísmicas encontram-se na secção dos Cálculos Justificativos.

vi. *Espectro de cálculo para as componentes verticais da acção sísmica*

A análise segundo a componente vertical da acção sísmica não foi considerada, de acordo com o disposto no ponto 4.3.3.5.2 da NP EN 1998-1.

De modo a sintetizar os conceitos abordados para o sismo nas páginas anteriores, juntamos um pequeno resumo dos procedimentos efectuados.



7.7 Impulso do material armazenado (I)

Para o cálculo do impulso nos muros de contenção (Figura 7.12), recorreu-se à NP EN 1991-1-1 – Acções em estruturas da NP EN 1997-1 – Projecto Geotécnico, a partir da qual se retiraram os seguintes parâmetros:

- Peso Volúmico: $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$;
- Ângulo de talude natural: $\varphi = 35^\circ$;
- Ângulo de atrito no contacto terreno-estrutura: $\delta = 25^\circ$;
- Inclinação da superfície do talude: $\beta = 20^\circ$;

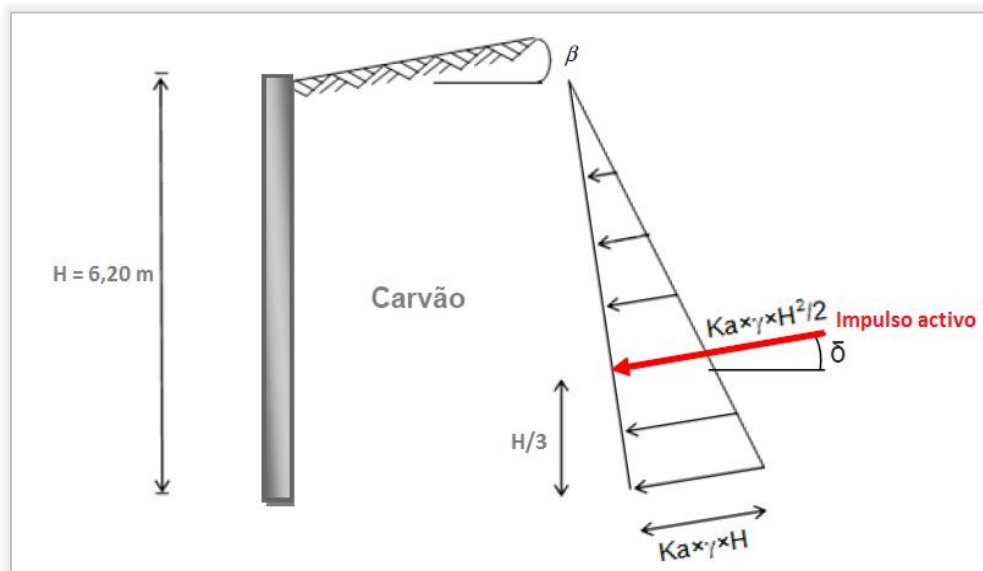


Figura 7.12 – Impulso provocado pelo carvão sobre o muro.

O coeficiente de impulso activo (k_a), foi determinado a partir da seguinte expressão:

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

Os valores reduzidos considerados foram os seguintes:

$$\Psi_0 = 1,0; \quad \Psi_1 = 0,9; \quad \Psi_2 = 0,8.$$

8 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A quantificação e combinação de acções foram efectuadas de acordo com a NP EN1990 – Bases para o projecto de estruturas.

De acordo com o disposto nesta Norma, as estruturas devem ser projectadas de forma a garantir adequadamente não só a sua resistência estrutural, como também a sua utilização e durabilidade.

A verificação da segurança das estruturas é efectuada em relação a determinados estados limites, sendo que se consideram os seguintes dois tipos:

- **Estados Limites Últimos** – Referem-se essencialmente à segurança das pessoas e/ou à segurança da própria estrutura;
- **Estados Limites de Utilização** – Referem-se essencialmente ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspecto da construção.

8.1 Estados Limites Últimos

Em relação aos Estados Limites Últimos (E.L.U.), a segurança é garantida através do *método dos coeficientes parciais*, calculando os esforços de dimensionamento resultantes das combinações a seguir indicadas e comparando-as com os esforços resistentes de cálculo.

Combinações de acções para verificação da resistência aos E.L.U.:

- Combinação fundamental (6.9a):

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \varphi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$

- Combinação de acções para situações de projecto sísmicas (6.12a):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \varphi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$

8.2 Estados Limites de Utilização

No caso de verificações da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização (E.T.Ut.), segundo o disposto na NP EN1990, as combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas deverão ser adequadas tanto aos critérios de desempenho a verificar como aos requisitos de utilização.

Existem três tipos de combinações de ações para verificação da resistência aos E.L.Ut.:

- Combinação característica (6.14a):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \varphi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

- Combinação frequente (6.15a):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \varphi_{1,1} Q_{k,1}; \varphi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

- Combinação quase-permanente (6.16a):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \varphi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

No caso de estudo será utilizada a combinação característica (6.14a).

Quadro resumo das Combinações de Acções e os respectivos coeficientes de segurança e de redução.

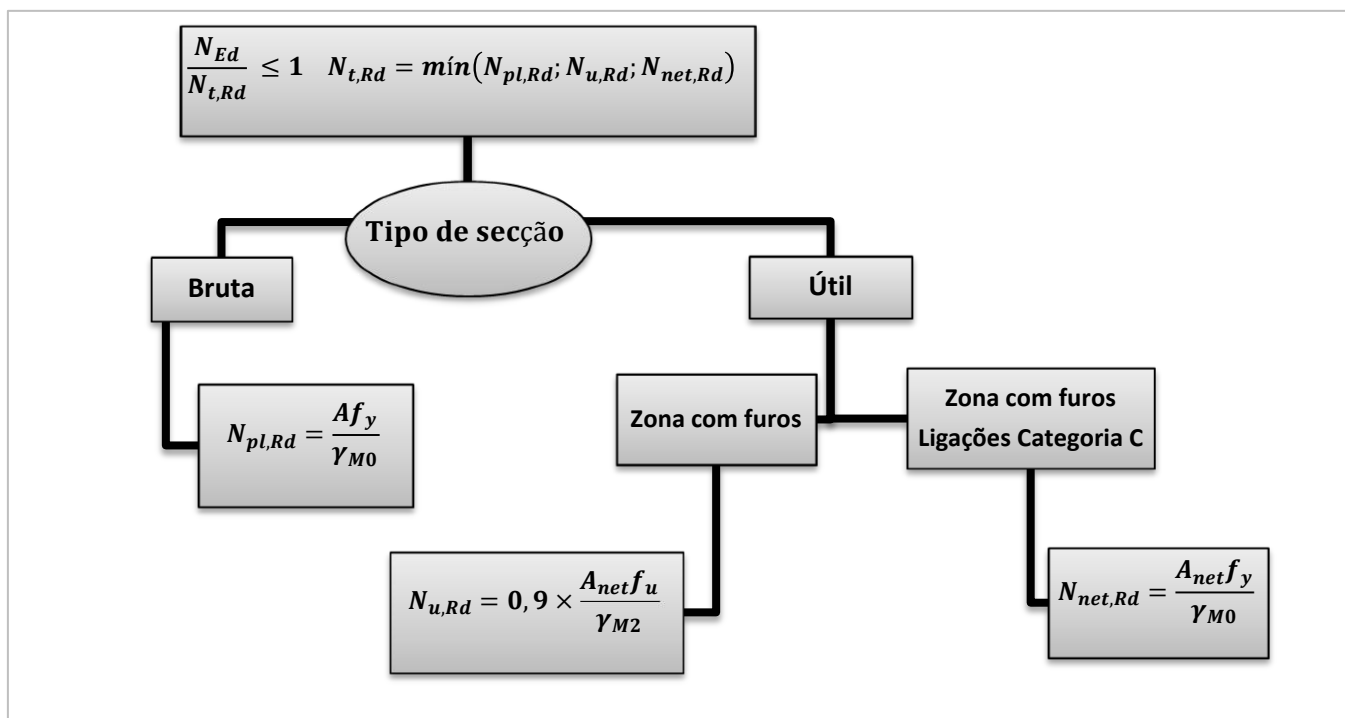
	Combinações	G	RCP	SOB		T+		T-		W		IMP		ET1	ET2
		γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ		
Estados Limites Últimos	ELUSOB(T+)	1,35	1,35	1,5	1	1,5	0,6	0	0	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUT+	1,35	1,35	1,5	0	1,5	1	0	0	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUW(T+)	1,35	1,35	1,5	0	1,5	0,6	0	0	1,5	1	1,5	1	-	-
	ELUIIMP(T+)	1,35	1,35	1,5	0	1,5	0,6	0	0	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUSOB(T-)	1,35	1,35	1,5	1	0	0	1,5	0,6	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUT-	1,35	1,35	1,5	0	0	0	1,5	1	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUW(T-)	1,35	1,35	1,5	0	0	0	1,5	0,6	1,5	1	1,5	1	-	-
	ELUIIMP(T-)	1,35	1,35	1,5	0	0	0	1,5	0,6	1,5	0,6	1,5	1	-	-
	ELUET1x	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0,8	1	0
	ELUET1y	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0,8	1	0
	ELUET2x	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0,8	0	1
ELUET2y	1	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0,8	0	1	
Estados Limites de Utilização	CAR.SOB(T+)	1	1	1	1	1	0,6	0	0	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.T+	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.W(T+)	1	1	1	0	1	0,6	0	0	1	1	1	1	-	-
	CAR.IMP(T+)	1	1	1	0	1	0,6	0	0	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.SOB(T-)	1	1	1	1	0	0	1	0,6	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.T-	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.IMP(T-)	1	1	1	0	0	0	1	0,6	1	0,6	1	1	-	-
	CAR.W(T-)	1	1	1	0	0	0	1	0,6	1	1	1	1	-	-

9 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO – ESTRUTURAS METÁLICAS

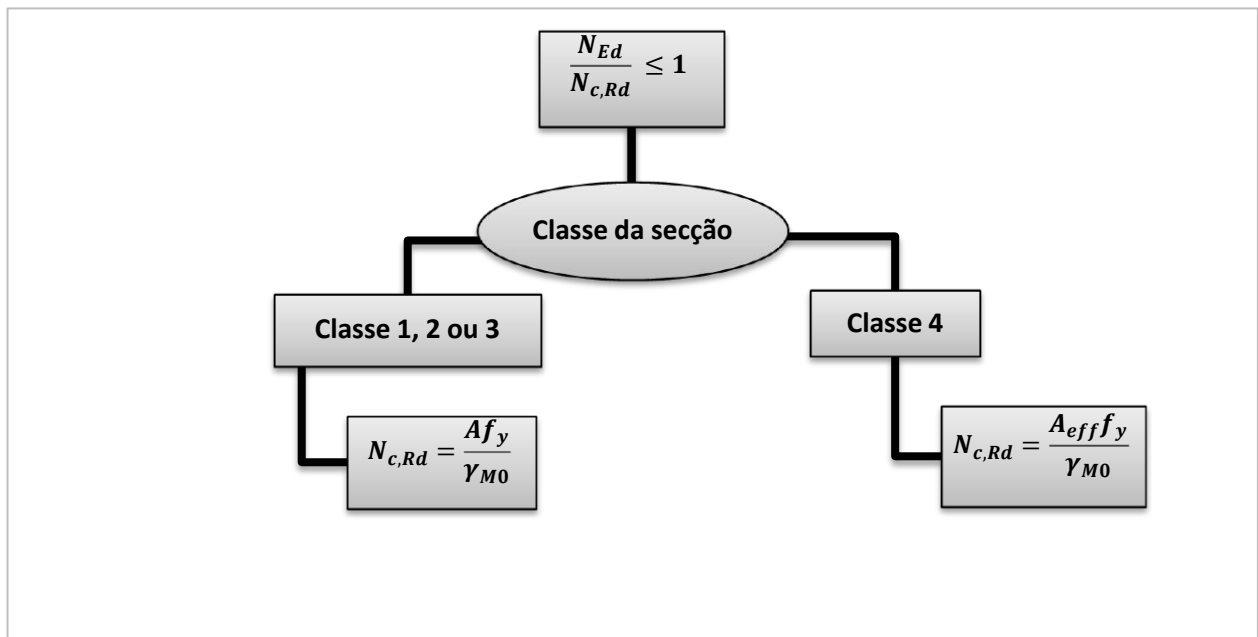
De acordo com o preconizado na EN 1993, as principais expressões de dimensionamento referentes a secções e de elementos estão resumidas nos fluxogramas a seguir indicados.

9.1 Resistência das Secções Transversais

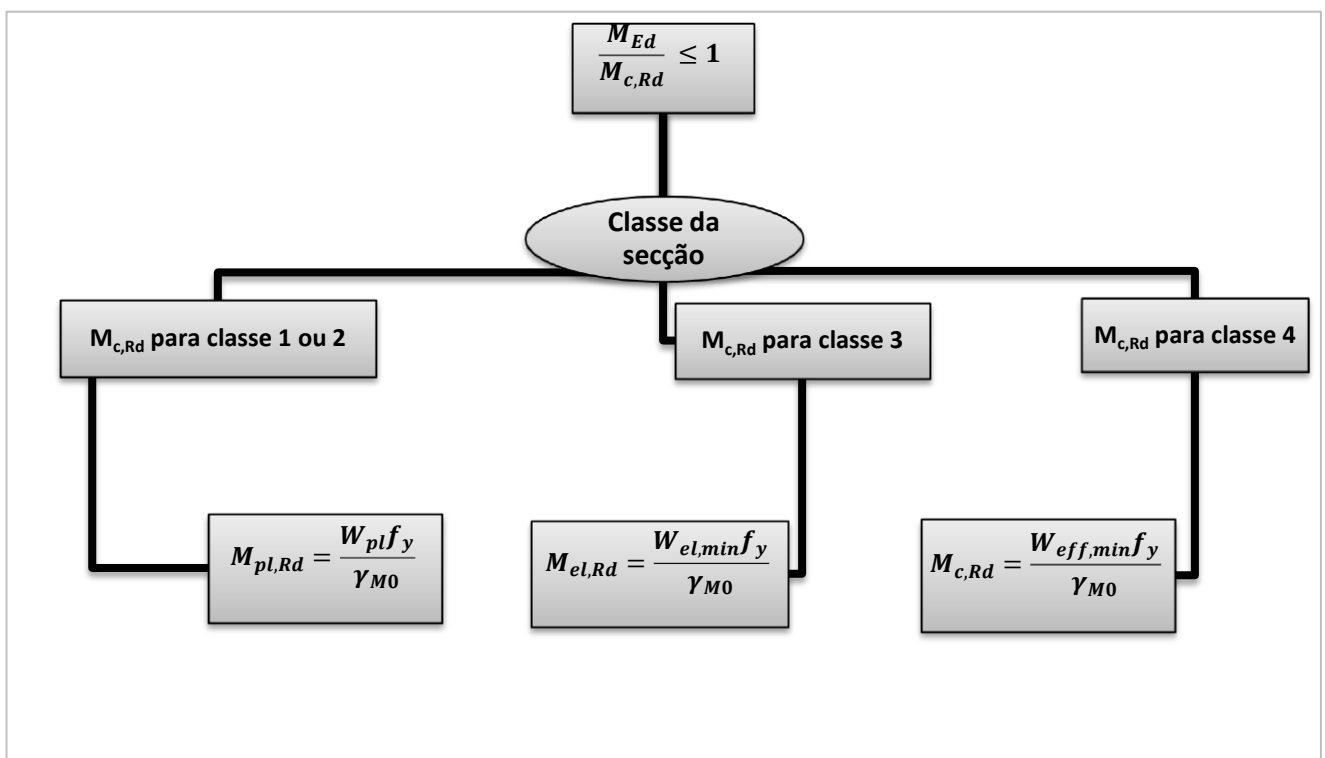
Esforço Axial de Tracção (N)



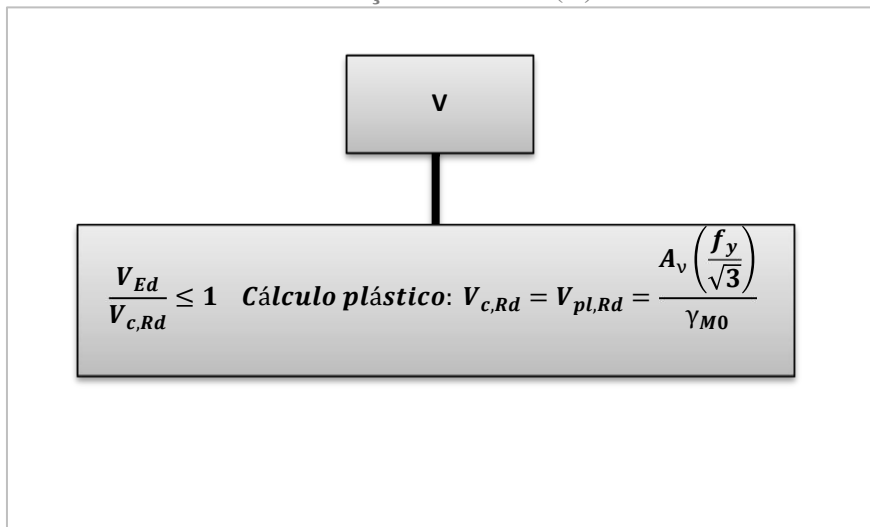
Esforço Axial de Compressão (N)



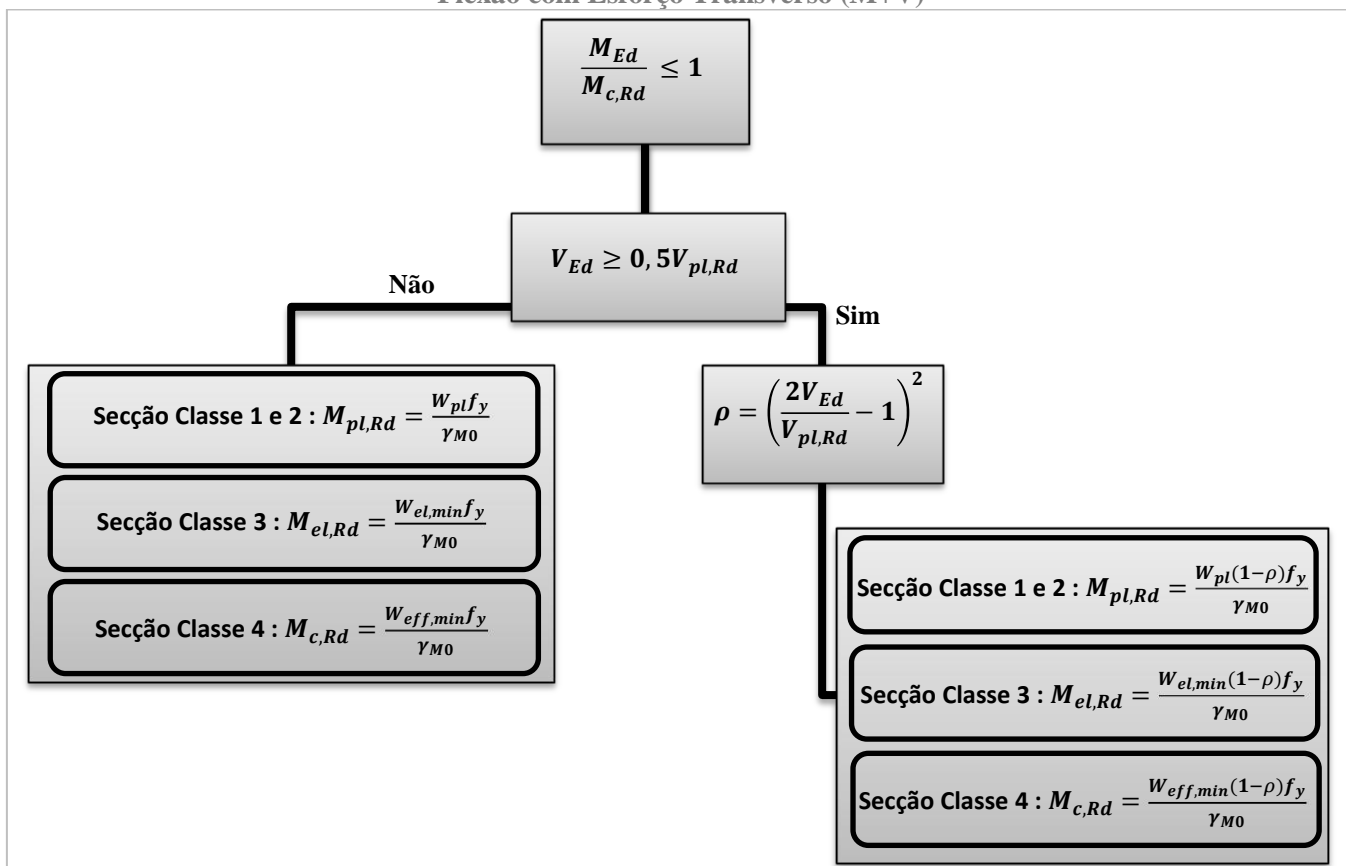
Momento Flector (M)



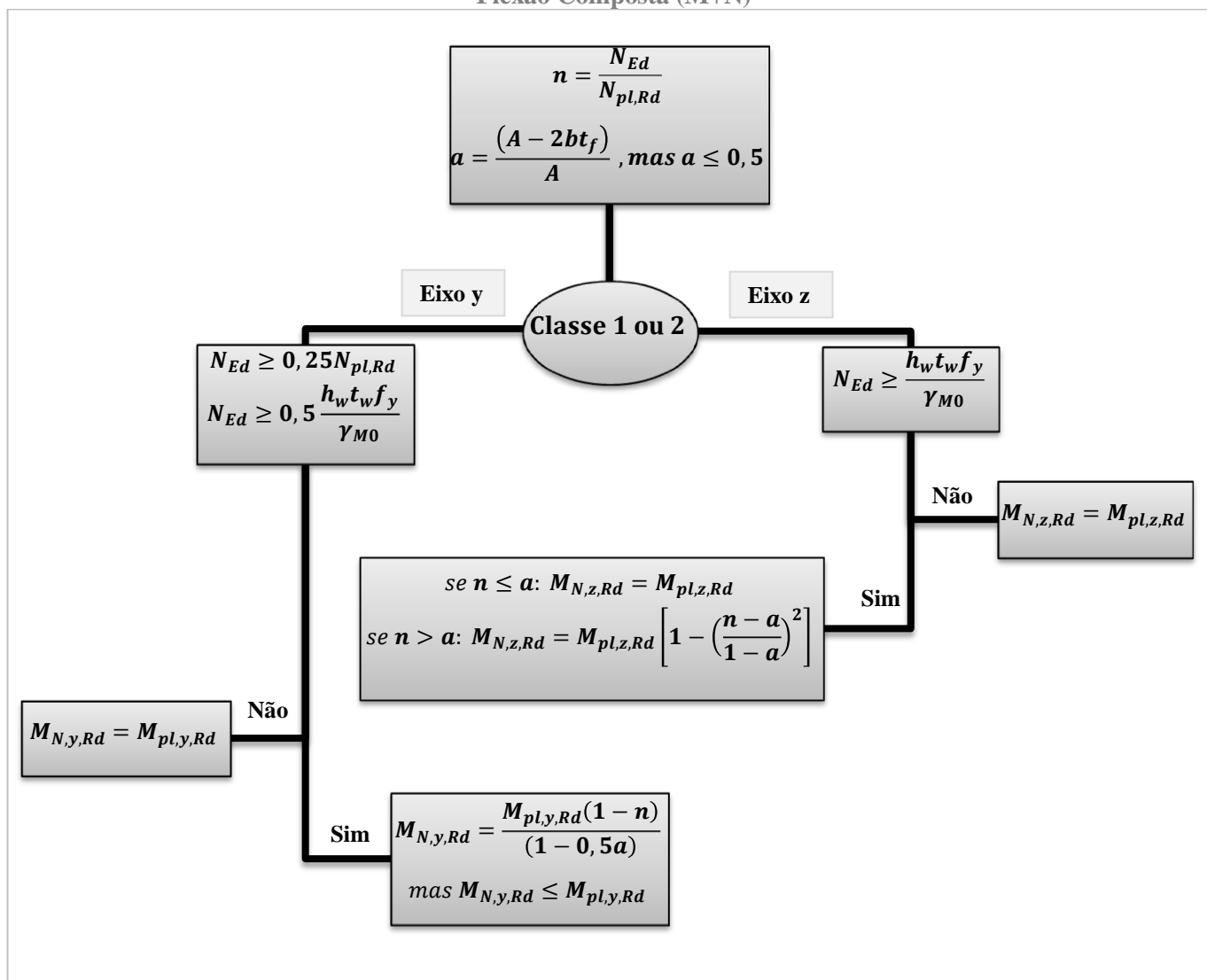
Esforço Transverso (V)



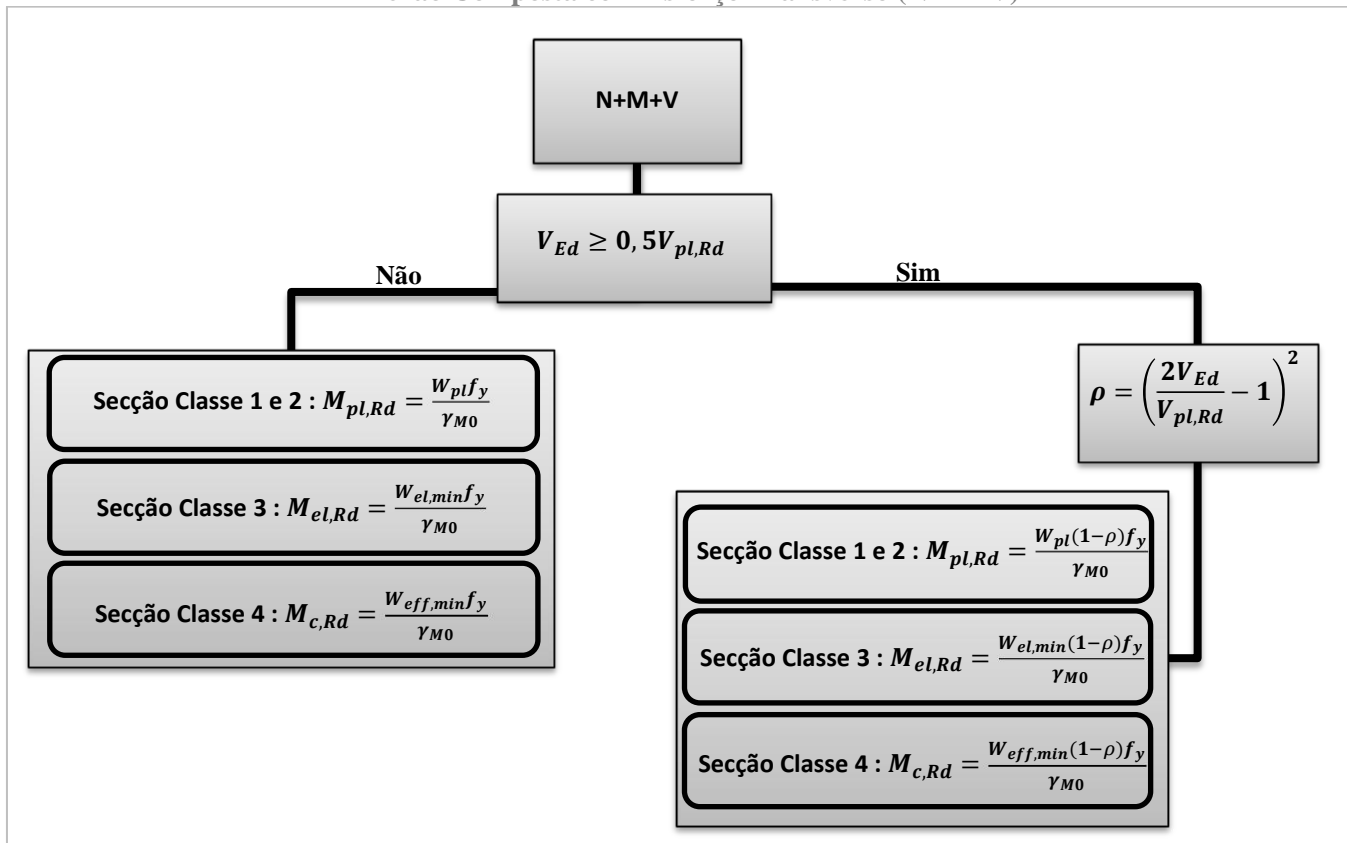
Flexão com Esforço Transverso (M+V)



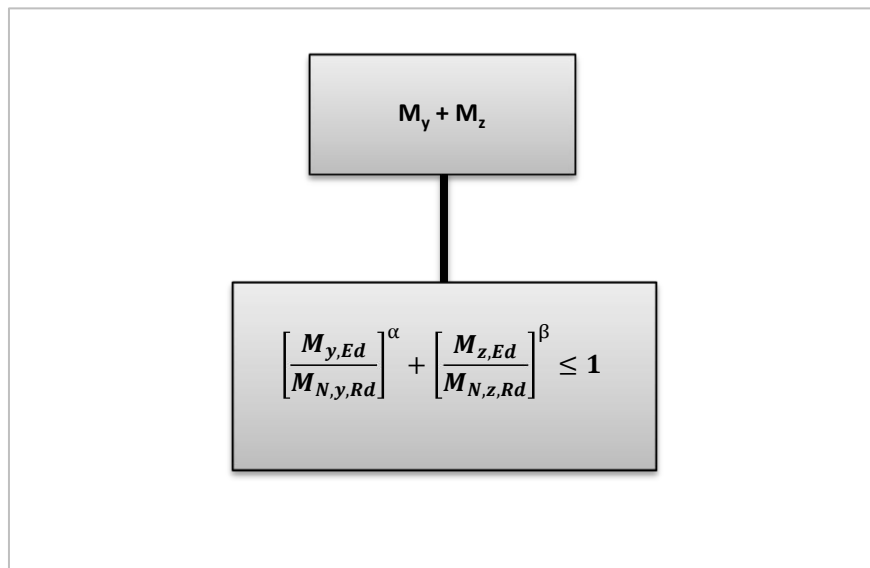
Flexão Composta (M+N)



Flexão Composta com Esforço Transverso (N+M+V)

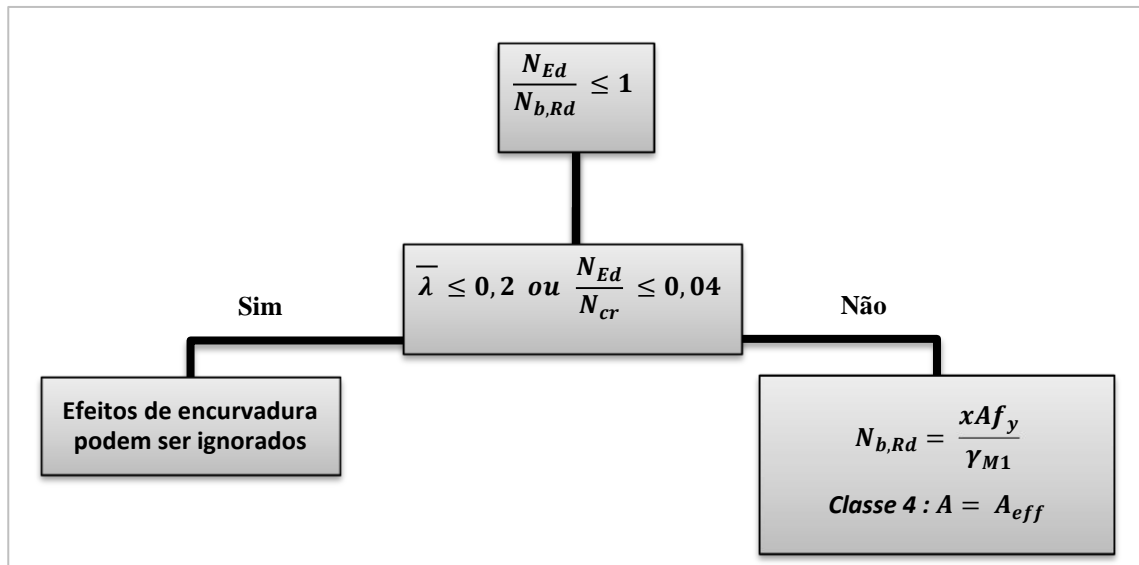


Flexão Desviada (My+Mz)

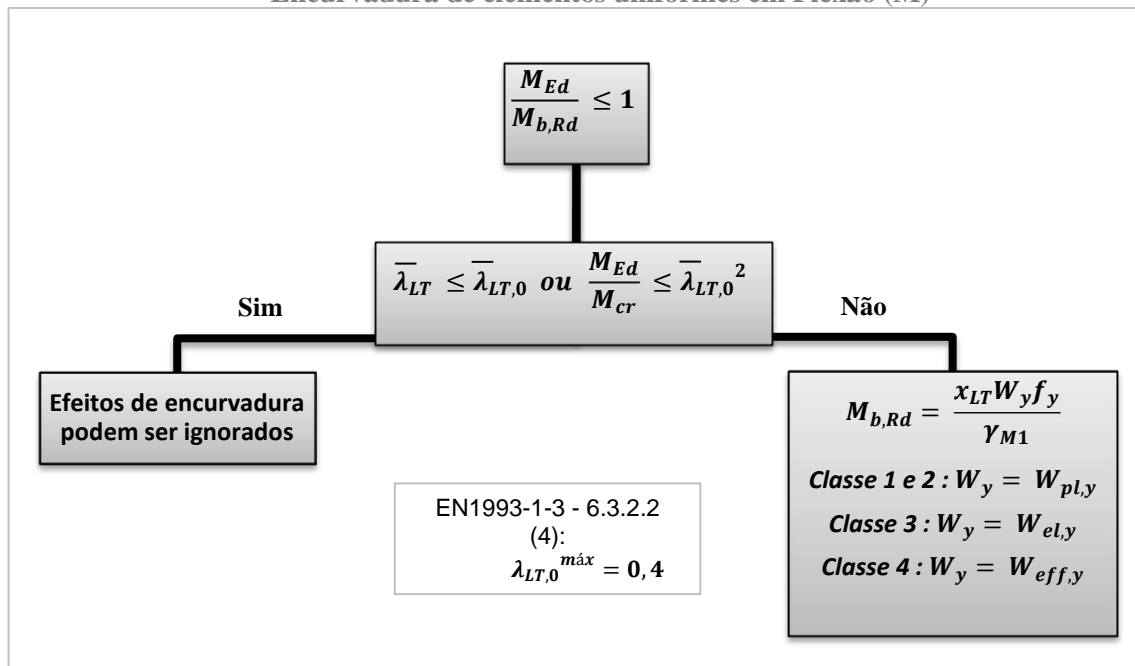


9.2 Resistência dos Elementos relativamente a fenómenos de encurvadura

Encurvadura de elementos Comprimidos (N)



Encurvadura de elementos uniformes em Flexão (M)



Encurvadura de elementos uniformes em Flexão Composta com Compressão (N+M)

N + M

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{yz} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Encurvadura de elementos uniformes em Flexão Composta com Tracção (N+M)

N + M

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

10 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO – BETÃO ARMADO

10.1 Vigas

O dimensionamento das vigas foi feito segundo o EN 1992, em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, a partir dos esforços e deformações de cálculo obtidos da estrutura analisada no programa de elementos finitos, *Robot Structural Analysis*.

Segundo o EN 1992 (Cláusula 5.3.1 (3)), considera-se como viga, um elemento cujo vão é superior a 3 vezes a altura da sua secção transversal, sendo no caso contrário considerada como uma viga-parede. No Pavilhão em estudo, todas as vigas (de fundação) cumprem este requisito.

- Estados Limites Últimos

- a) *Resistência à Flexão*

O dimensionamento das armaduras longitudinais foi feito com base no modelo “parábola – rectângulo” (Figura 9.1) para as tensões no betão (Cláusula 3.1.7 (1) do EC2).

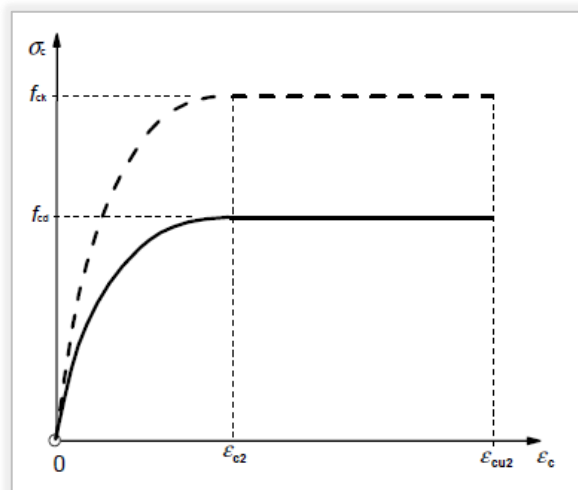


Figura 9.1 – Diagrama Parábola-Rectângulo para o betão.

Para o aço (Cláusula 3.2.7 (2) do EC2), considerou-se o diagrama Tensões-Extensões com ramo superior horizontal (Figura 9.2).

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

Onde,

A_c – Área total da secção de betão.

b) Esforço Transverso

O dimensionamento das vigas ao estado limite de resistência ao esforço transverso foi feito com base no modelo de treliça (Figura 9.3). Para a situação em projecto considerou-se os estribos perpendiculares ao eixo (estribos verticais, $\alpha=90^\circ$).

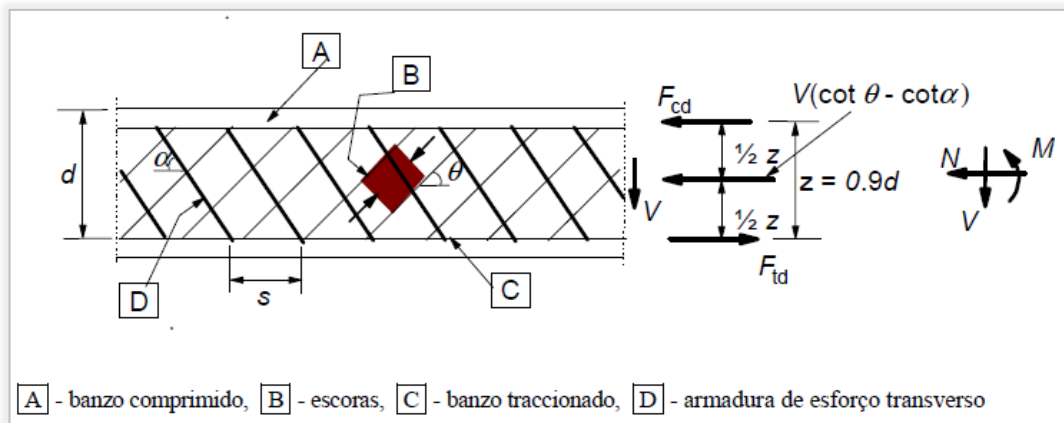


Figura 9.3 – Modelo de treliça para elementos com armaduras de Esforço Transverso.

Armadura Transversal

A área de armadura transversal necessária para garantir a segurança, á luz do funcionamento da treliça, é calculada através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta}$$

Onde,

V_{Ed} – Valor do esforço transverso actuante;

θ – Ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo da viga;

$z = 0,9 \times d$ (altura útil) – Braço do binário das forças interiores;

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras do esforço transverso.

O cálculo do esforço transversal resistente é realizado através da seguinte equação (Cláusula 6.2.3 (3)):

$$V_{rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Onde,

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (valor unitário para estruturas não pré-esforçadas);

b_w – Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido;

$z = 0,9 \times d$ (altura útil) – Braço do binário das forças interiores;

v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura por compressão;

θ – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com eixo da viga (neste caso adoptou-se 45°).

Armaduras mínimas e máximas (Cláusula 9.2.2 (5) (1) e 6.2.3 (3) – EN 1992, respectivamente)

A armadura mínima foi determinada com base na taxa mínima de armadura de esforço transversal, que é dada através da seguinte equação:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}}$$

Onde,

$\rho_{w,min}$ – Taxa mínima de armadura de esforço transversal;

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão;

f_{ywk} – Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais ($f_{ywd} = f_{yd}$).

Utilizando depois a seguinte expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha}$$

Onde,

ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;

A_{sw} – Área de armadura transversal;

b_w – Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido;

α – Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal da viga (90°);

s – Espaçamento longitudinal entre estribos.

Deste modo é possível calcular a área de armaduras mínimas e máximas para o Esforço Transverso, respectivamente, através das seguintes expressões:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} \leq 0,5 \times \alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times \frac{f_{cd}}{f_{ywd}}$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso é dado pela expressão (Cláusula 9.2.2 (6)):

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha)$$

O espaçamento transversal entre os ramos de estribos (Cláusula 9.2.2 (8)) não deverá ser superior a:

$$s_{t,max} = 0,75 \times d \leq 600 \text{ mm}$$

- Estados Limites de Utilização

- a) *Controlo da Fendilhação*

A limitação da fendilhação tem como principal objectivo evitar os fenómenos de corrosão de armaduras e evitar a sensação desagradável de olhar um elemento com fissuras aparentes.

Optou-se por fazer a verificação de forma indirecta (Tabela 9.1), ou seja, sem cálculo de abertura de fendas, tendo como base as tabelas 7.2N e 7.3N do EN 1992 que relacionam as tensões no aço com os diâmetros e espaçamento máximos de varões (Cláusula 7.3.3 (2)).

Tabela 9.1 – Diâmetros máximos e espaçamento máximo, para controlo da fendilhação.

Tensão no aço [MPa]	Máximo diâmetro do varão (mm)			Máximo espaçamento entre varões (mm)		
	$w_k=0,40$ mm	$w_k=0,30$ mm	$w_k=0,20$ mm	$w_k=0,40$ mm	$w_k=0,30$ mm	$w_k=0,20$ mm
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100
280	16	12	8	200	150	50
320	12	10	6	150	100	---
360	10	8	5	100	50	---
400	8	6	4	50	---	---
450	6	5	---	---	---	---

Uma vez que o betão utilizado nas vigas pertence a uma classe de exposição XC2 (ver Tabela 6.1 no capítulo “Materiais”), considerou-se um limite de abertura de fendas ($w_{m\acute{a}x}$) de 0,3 mm (Tabela 9.2).

Tabela 9.2 – Valores de abertura de fendas recomendados (EN 1992).

Quadro 7.1N – Valores recomendados de w_{max} (mm)

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

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

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

A verificação foi realizada através da seguinte expressão, que se baseia num método aproximado, considerando o momento actuante (M_{sd}) condicionante nas secções em estudo.

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{z \times A_s}$$

Em que,

$$z = 0,9 \times d.$$

Armadura mínima de fendilhação (Cláusula 7.3.2 (2) – EN 1992)

$$A_{s,min} = \frac{k \times k_c \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s}$$

Onde,

$A_{s,min}$ – Área mínima das armaduras para betão na zona traccionada;

σ_s – Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Poderá ser igual ao f_{yk} .

k – Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção;

k_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e tomar o valor de 0,4 para flexão simples;

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência à tracção do betão;

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço;

A_{ct} – Área de betão traccionado antes da formação da primeira fenda.

b) Controlo da deformação

De modo a verificar o estado limite de deformação nas vigas, para garantir a aparência e condições de utilização, a flecha máxima deve ser inferior a “ $L/250$ ”, onde L é o comprimento do vão (Cláusula 7.4.1 (4) – EN 1992).

10.2 Pilares

O cálculo dos pilares foi feito segundo o EN 1992, em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, com base nos esforços e deformações de cálculo mais desfavoráveis.

Segundo o EN 1992 (Cláusula 5.3.1 (7)), considera-se como pilar, um elemento cuja secção tem uma altura que não excede 4 vezes a sua largura e cujo comprimento é pelo menos 3 vezes a altura da secção, sendo no caso contrário considerado como uma parede.

Os varões da armadura longitudinal que constituem os pilares devem possuir um diâmetro superior a 8 mm (Cláusula 9.5.2(1) – EN 1992).

- Estados Limites Últimos

- a) *Resistência à Flexão*

Armaduras mínimas e máximas (Cláusula 9.5.2 (2) e 9.5.2 (3) – EN 1992, respectivamente)

$$A_{s,min} = 0,10 \times \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ mas não inferior a } 0,002 \times A_c$$

Onde,

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

A_c – Área total da secção de betão.

Em termos de área máxima de armadura longitudinal, a norma define um valor limite de $A_{s,max}$. No caso dos locais fora das zonas de emendas por sobreposição, o valor máximo de armadura longitudinal deve ser 4% da área do pilar ($0,04A_c$), enquanto nas zonas de emendas por sobreposição o valor aumenta para 8% da área do pilar ($0,08A_c$).

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \text{ ou } A_{s,max} = 0,08 \times A_c$$

Em que,

A_c – Área total da secção de betão.

b) *Esforço Transverso*

Armadura Transversal (Cláusula 9.5.3 - EN 1992)

A armadura transversal nos pilares, de acordo com a respectiva norma, deve possuir um diâmetro superior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

Cada varão longitudinal ou conjunto de varões colocado num canto do pilar deve ser travado por meio de armaduras transversais. Nas zonas comprimidas não devem existir varões longitudinais a uma distância superior a 150 mm de um varão travado.

O cálculo da área de armadura transversal necessária é semelhante ao das vigas, através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta}$$

Em relação ao espaçamento das armaduras transversais, o valor máximo deste é obtido através da seguinte expressão (Cláusula 9.5.3 (3) – EN 1992):

$$s_{cl,max} = \min\{20\phi_{long,min}; b; 400mm\}$$

Onde,

$\Phi_{long,min}$ – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

b – Menor dimensão do pilar.

- Estados Limites de Utilização

a) *Controlo da Fendilhação*

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento das vigas de fundação.

10.3 Muros de suporte

Por imposição do Dono de Obra, devido à instalação de futuros equipamentos mecânicos no interior da Nave, destinados às operações de empilhamento e do material a *stockar*, os muros terão de ter faces planas e uma espessura mínima de 0,50m em toda a altura, devendo ficar ligados unicamente aos plintos de suporte dos pilares metálicos da estrutura.

O cálculo dos muros de suporte foi feito segundo o EN 1992, em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, com base nos esforços de cálculo determinados a partir do programa de elementos finitos, *Robot Structural Analysis*.

De referir que os muros de suporte em estudo vão comportar-se como vigas-parede, pelo que, segundo a norma, devem dispor junto de cada face lateral, de uma armadura de rede ortogonal de armaduras com um mínimo de:

$$A_{s,dbmin} = 0,1\% \text{ ou } 150 \text{ mm}^2/\text{m em cada face e em cada direcção}$$

A distância entre dois varões adjacentes da rede não deverá ser superior a 300mm ou a 2 vezes a espessura da viga-parede.

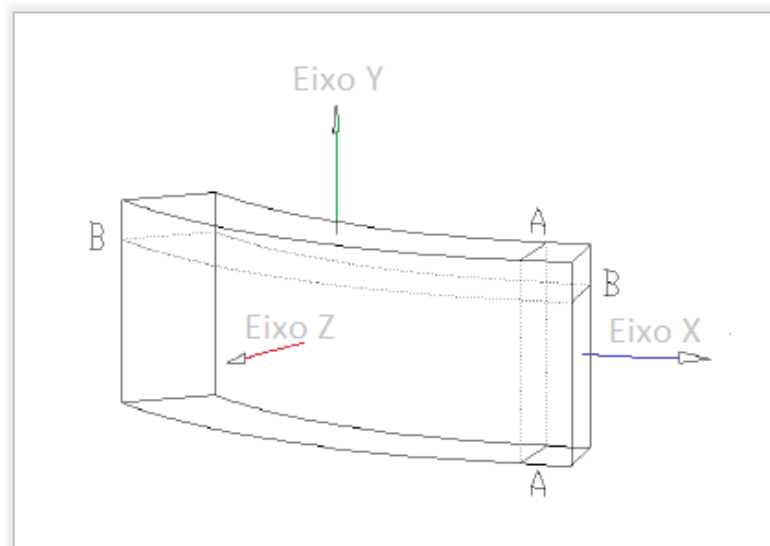


Figura 9.4 – Eixos locais de um elemento “panel” tipo.

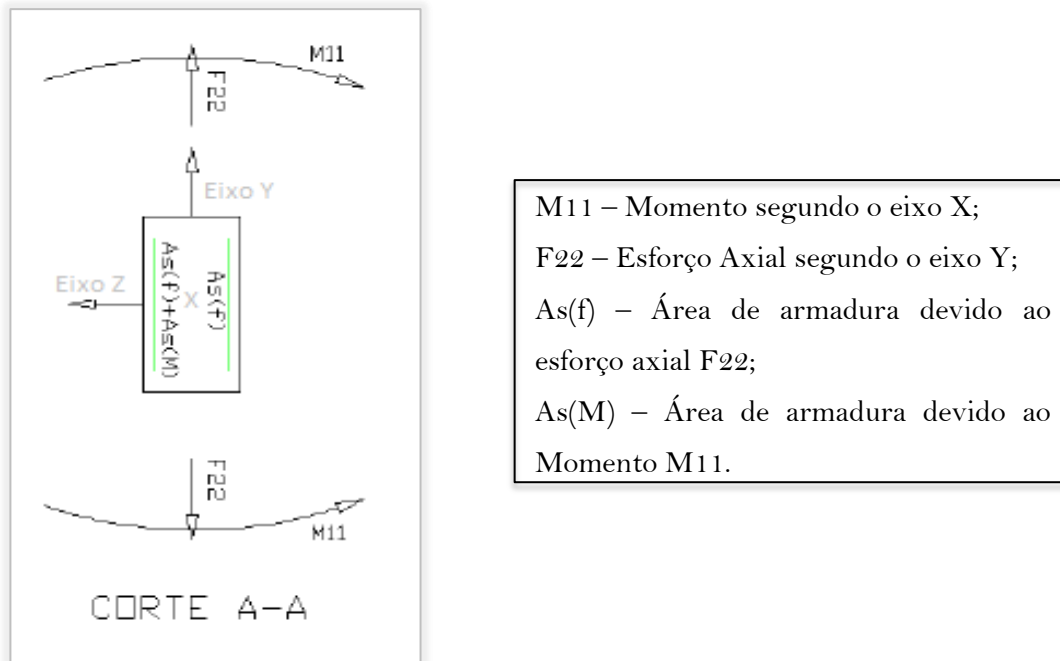
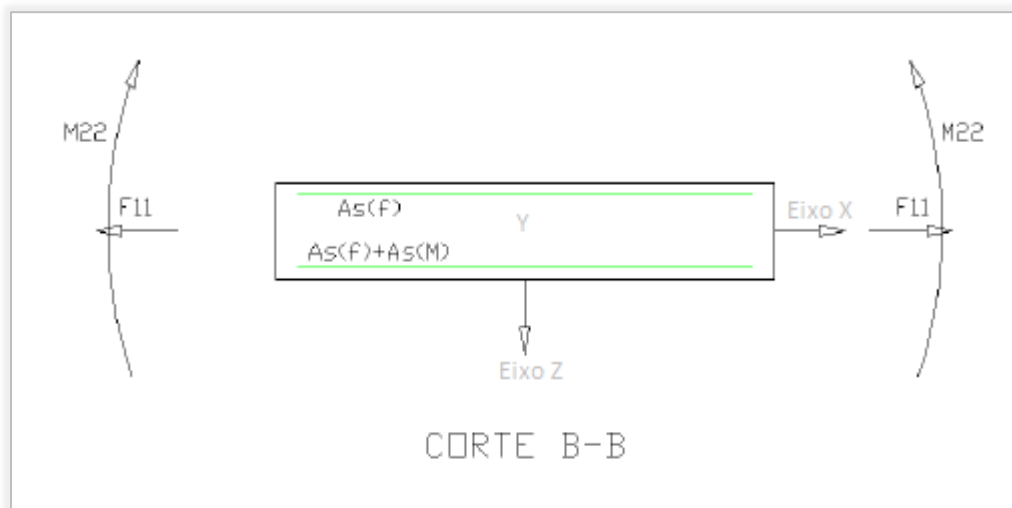


Figura 9.5 – Corte A-A, Armaduras verticais.



M_{22} – Momento segundo o eixo Y;
 F_{11} – Esforço Axial segundo o eixo X;
 $A_s(f)$ – Área de armadura devido ao esforço axial F_{11} ;
 $A_s(M)$ – Área de armadura devido ao Momento M_{22} .

Figura 9.6 – Corte B-B, Armaduras horizontais.

- Estados Limites Últimos

Armaduras mínimas e máximas verticais (Cláusula 9.6.2 (1) – EN 1992)

$$A_{s,vmin} = 0,002 \times A_c$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 \times A_c$$

Onde,

A_c – Área total da secção de betão.

A distância entre dois varões verticais adjacentes não deverá ser superior ao menor dos valores: 3 vezes a espessura da parede ou 400 mm.

Armadura mínima horizontal (Cláusula 9.6.3 (1) – EN 1992)

Segundo a norma, as armaduras horizontais deverão ser dispostas paralelas aos paramentos da parede (e aos bordos livres) em cada face.

A secção dessas armaduras deverá respeitar o seguinte:

$$A_{s,hmin} = 25\%A_{s,vmin} \text{ ou } 0,001 \times A_c \quad (\text{o maior dos valores})$$

A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm.

- Estados Limites de Utilização

a) *Controlo da Fendilhação*

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de fendilhação são idênticos aos considerados no dimensionamento das vigas de fundação. Contudo optou-se por calcular a abertura das fendas através do *software Gala*.

10.4 Fundações

O dimensionamento e consequente verificação da segurança de uma sapata de fundação deve ser feito tendo em conta dois aspectos fundamentais:

- Solo de fundação;
- Sapata como elemento de betão armado.

O cálculo das sapatas foi feito segundo o EN 1992, em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização, determinando os esforços de cálculo (reacções) a partir do programa de elementos finitos, *Robot Structural Analysis*, recorrendo a folhas de cálculo em *Excel* para o dimensionamento orgânico (armaduras).

Os varões da armadura principal que constituem as sapatas devem possuir um diâmetro superior a 8 mm (Cláusula 9.8.2.1(1) – EN 1992).

- Verificação da segurança do Solo de Fundação - Estados Limites Últimos

a) *Rotura por Corte ou Punçoamento do Solo*

O pré-dimensionamento das sapatas tem como principal objectivo garantir que o terreno tem as condições suficientes para suportar as tensões transmitidas pela estrutura. No caso em estudo determinou-se a área de contacto mínima da base da sapata pela seguinte expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}}$$

A verificação da segurança para este estado limite último será então expressa por:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{solo}$$

Recorreu-se às tabelas de Montoya para a determinação das tensões no solo (σ_{solo}) a partir dos esforços combinados (N+Hy+Mx).

O valor da tensão admissível do terreno (σ_{adm}) considerado foi de 500 kPa.

- Verificação da segurança do solo de fundação - Estados Limites de Utilização

A verificação destes estados limites no solo consiste no controlo de assentamentos provocados por deformações instantâneas ou lentas (diferidas). Estes assentamentos podem provocar danos severos nas estruturas que suportam.

No caso de estudo, o solo é tem uma boa capacidade resistente pelo que não existirão qualquer tipo de assentamentos das sapatas.

- Verificação da segurança da Sapata - Estados Limites Últimos

Critérios de pré-dimensionamento utilizados para as sapatas.

Uma vez que se consideraram sapatas rígidas, a altura das mesmas terá de obedecer ao seguinte critério (Figura 9.7):

$$H \geq \frac{a'}{2}$$

Sendo,

a' – Maior distância entre a face do elemento vertical e a face da sapata.

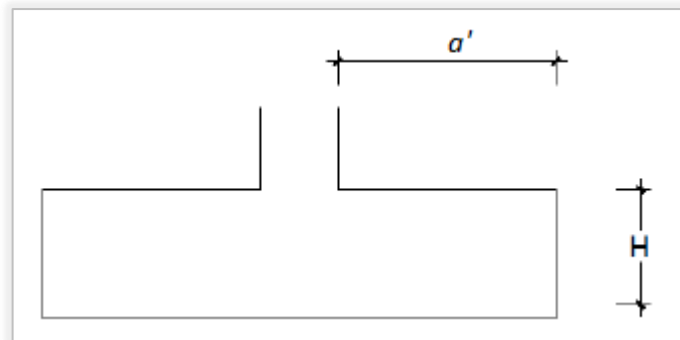


Figura 9.7 – Geometria da sapata com funcionamento rígido.

Para o cálculo das armaduras, recorreu-se ao programa de cálculo *Robot*.

Nota: Os critérios definidos para os recobrimentos, indicados nas peças desenhadas, para os diferentes elementos estruturais (vigas, pilares, muros e sapatas) foram definidos de acordo com a EN 1992 e estão enunciadas nos desenhos referentes ao dimensionamento de Betão Armado.

11 REGULAMENTAÇÃO

Na análise e dimensionamento das Estruturas adoptaram-se os critérios de verificação de segurança estabelecidos na Regulamentação seguinte:

Tabela 11.1 – Tabela com a regulamentação utilizada

Norma Europeia	Título	Parte	Subtítulo
NP EN1990	Eurocódigo 0: Bases para projecto de estruturas		
NP EN1991	Eurocódigo 1: Acções em estruturas	1-1: Acções Gerais	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios
		1-4: Acções Gerais	Acções do vento
		1-5: Acções Gerais	Acções térmicas
NP EN1992	Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão	1-1: Regras gerais e regras para edifícios	
NP EN1993	Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço	1-1: Regras gerais e regras para edifícios	
		1-8: Projecto de ligações	
NP EN1997	Eurocódigo 7: Projecto geotécnico	1: Regras gerais	
NP EN1998	Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos	1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios	

12 SEGURANÇA

A segurança assume uma particular relevância neste tipo de obras, nomeadamente neste ambiente fabril, pelo que deverá ser feita uma identificação dos riscos inerentes aos trabalhos a executar, de modo a reduzir os mesmos. Entre os variados riscos que possam existir durante a construção, destacam-se os seguintes:

- Risco de soterramento;
- Risco de queda em altura;
- Risco de queda de objectos;
- Risco de atropelamento.

Com isto, todos os procedimentos internos e normas de segurança deverão ser consideradas, nomeadamente no que diz respeito:

- À aquisição, distribuição e controlo de equipamentos de protecção individual;
- À aquisição de equipamentos de protecção colectiva;
- À manutenção das necessárias condições de ordem, arrumação, limpeza e das condições de salubridade, no estaleiro;
- À garantia de condições de acesso, deslocação e circulação necessárias à segurança de todos os postos de trabalho, definindo áreas de trabalho, de circulação (seja de viaturas ou de trabalhadores) e de armazenagens temporárias;
- À garantia da correcta movimentação dos materiais;
- À delimitação e organização das zonas destinadas à armazenagem de materiais.

13 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Antes de mais, referir que a estrutura estudada possui um potencial de melhoria em termos de concepção e constituição.

Tendo em conta o que foi realizado neste trabalho, julgamos que os objectivos definidos foram alcançados, uma vez que:

- Foi conseguida a aplicação dos conhecimentos adquiridos;
- Sempre que possível, foi feita a aplicação dos Eurocódigos;
- As Folhas de Cálculo desenvolvidas com base nas expressões preconizadas nas normas (EN) confirmaram os resultados obtidos através do *software* de cálculo escolhido.

As ligações aparafusadas foram estudadas muito superficialmente, pelo que se justifica, *a posteriori*, uma detalhada análise. De modo a poder responder mais afirmativamente na actividade futura como projectista, aprofundar-se-á o conhecimento relativo ao dimensionamento e concepção dos vários tipos de ligações correntes.