U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO DE UM ARMAZÉM DE GRANDES DIMENSÕES PARA A PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

MIGUEL DOS REIS CABELEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Azevedo

JANEIRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu avô Manuel Cabeleira

A mente do homem perfeito é como um espelho. Ele não distorce a sua resposta às coisas. Ele responde às coisas mas não penetra na sua existência. Deste modo ele pode lidar com essas coisas sem se magoar.

Tchuang-Tseu

AGRADECIMENTOS

Para que a uma dissertação seja concluída, não foi nem nunca será o trabalho de uma pessoa só. Parte de qualquer dissertação, trabalho ou projecto, tem um pouco de todos os seus intervenientes, quer sejam familiares, amigos ou colegas.

Considero esta página como sendo uma das mais importantes. Em primeiro lugar agradeço aos meus pais, Rui António das Neves Cabeleira e Maria Ana Rosa dos Reis por todo o apoio incondicional que me deram, não só nesta etapa como em todas as outras que me levaram a atingir este ponto, como estudante e como pessoa. Fica o agradecimento aos restantes familiares em especial à irmã Mariana Cabeleira.

Não obstante, ninguém vive feliz sem amigos, quero agradecer-lhes muito porque neste tema também fui abençoado. Agradeço a todos os que me ajudaram nas verificações, nos detalhes e na força para continuar, alguns deles são João Sousa, Helena Soromenho, André Silva, António Guedes, Maria Paulino, Bruno Jesus, entre todos os outros quem peço desculpa por não nomear, são muitos.

Em seguida quero agradecer não a uma pessoa em particular mas sim a um grupo delas, um grande grupo que faz parte de uma grande instituição, o Orfeão Universitário do Porto. O orfeão sempre me acolheu com a sua qualidade, disponibilidade e amizade. Muitas vezes estive nas suas instalações, como outros orfeonistas, a desenvolver a dissertação num ambiente perfeito. Apelo ao leitor estudante que se informe e tenha o privilégio de se juntar a esta grande casa.

Quero agradecer especialmente às entidades consultadas pela sua disponibilidade e vontade de ajudar um estudante que, sendo 'verdinho', tinha muitas dúvidas a colocar e questões a debater. O agradecimento vai para o Sr. Eng. Carlos Teixeira, Sr. Eng. Marco Duarte, o Sr. Eng. Pedro Paula Pinto e o Sr. Eng. Luís Machado das demais empresas consultadas.

Como não poderia deixar de ser, o meu grande agradecimento para o Orientador desta dissertação Prof. Álvaro Azevedo que se mostrou sempre interessado e me deu forças para procurar e explorar cada vez mais neste tema por si sugerido.

RESUMO

Em Engenharia Civil sempre foi importante fazer referência ao dever e ao objectivo de satisfazer as necessidades na construção relativamente à sua segurança e estabilidade assim como ao custo a ela associado. O primordial objectivo deste projecto é o estudo de várias soluções de dimensionamento de um armazém focando um caso prático em actual desenvolvimento, neste caso, a construção da nova Plataforma Logística do Poceirão, que aposta na criação de soluções logísticas, dotadas de infra-estruturas e serviços necessários às empresas, pessoas e transportes. A sua localização estratégica irá ter um grande impacto no desenvolvimento de novas actividades e no emprego na região da Península de Setúbal, pois localiza-se junto aos portos de Lisboa, Setúbal e Sines, e irá ser incluída nas redes de transportes rodo e ferroviárias. Torna-se então necessário, como fora supracitado, um estudo de viabilidade e conformidade na solução adoptada para cobrir todos os hectares pretendidos no projecto, particularmente nesta dissertação, o estudo comparativo de soluções de dimensionamento de um armazém com as dimensões, parâmetros e pormenores técnicos do caso prático em questão. As várias soluções deste dimensionamento passam pela escolha de diferentes materiais na construção da estrutura e cobertura, fazendo uso de programas de cálculo estrutural e na verificação de preços unitários dos materiais a usar nas diferentes soluções, obtendo-se assim a solução mais económica que cumpra os requisitos de segurança definidos para o projecto, assim como a viabilidade de execução das mesmas. No âmbito desta dissertação, foram consultadas várias empresas associadas ao projecto que resultaram em reuniões e discussões com os demais representantes e intervenientes na Plataforma Logística do Poceirão.

PALAVRAS-CHAVE: DIMENSIONAMENTO, ARMAZÉM, POCEIRÃO, SOLUÇÕES, ECONOMIA

ABSTRACT

In Civil Engineering, it has always been important to make reference to the obligation and the purpose of meeting the needs in construction safety and stability as well as the costs associated with it. The primary objective of this project is the study of various design solutions of a warehouse, a case study focusing on current real developments. In this case, the construction of a new logistic platform on Poceirão, that backs the creation of logistic solutions through their infrastructure and services, which are needed by the companies, people and transports. Its strategic location will have a major impact on the development of new activities and jobs in the region of the Setúbal peninsula, which is located next to the ports of Lisbon, Setúbal and Sines, and will be included in the networks of road and railway transport. It then becomes necessary, as indicated above, a feasible study and compliance in the solution adopted to cover the large area intended for the project, particularly in this thesis, the comparative study of design solutions of a warehouse with the dimensions, parameters and details of the practical case in question. The designing of the various solutions comes from the choice of different materials in the building structure and roof, using programs of structural analysis and verification of material prices to apply in the solution, thus obtaining the most economical solution that meets the security requirements defined for the project as well as the feasibility of implementing them. In this thesis several companies associated with the project were consulted by means of meetings and discussions with the representatives of the Poceirão Logistic Platform.

KEYWORDS: DESIGN, WAREHOUSE, POCEIRÃO, SOLUTIONS, ECONOMY

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO 1

1.1. DESCRIÇÃO E OBJECTIVOS DA PLATAFORMA LOGÍSTICA 1

1.2. LOCALIZAÇÃO DA PLATAFORMA LOGÍSTICA 2

1.3. PARCERIAS E EMPRESAS CONSULTADAS 4

2. CARACTERÍSTICAS E RESTRIÇÕES DO PROJECTO 7

2.1. GEOMETRIA 7

2.2. MATERIAIS 8

3. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO 9

3.1. MODELO ESTRUTURAL 9

3.1.1. DIMENSÕES DO MODELO DE CÁLCULO DA ESTRUTURA GLOBAL 9

3.1.2. JUNTAS DE DILATAÇÃO E ESCOLHA DO MODELO 10

3.1.3. DEFINIÇÃO DE CARGAS ACTUANTES 11

3.1.3.1. COBERTURA 11

3.1.3.1.1. Metodologia na obtenção de custos da cobertura 12

3.1.3.1.2. Escolha da cobertura e da respectiva carga para cálculo 13

3.1.3.2. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA 16

3.1.3.3. ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO 17

3.1.3.4. ACÇÃO SÍSMICA 23

3.1.3.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES 25

3.1.4. CONTRAVENTAMENTO DA ESTRUTURA 27

3.1.4.1. SISTEMA DE BIELAS/TIRANTES 27

3.1.4.2. PILARES DE MAIOR INÉRCIA 28

3.1.4.3. LÂMINAS DE BETÃO 28

3.1.4.4. CONCLUSÕES E CONTROLO DO CONTRAVENTAMENTO 29

3.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA 33

3.2.1. DESCRIÇÃO DAS FAMÍLIAS DE ELEMENTOS DA ESTRUTURA 33
3.2.2.PILAR DE BORDO DE CONTRAVENTAMENTO 36
3.2.2.1. DIMENSIONAMENTO EM BETÃO ARMADO 36
3.2.2.1.1. Esforços Actuantes 36
3.2.2.1.2. Encurvadura 37
3.2.2.1.3. Imperfeições Geométricas 40
3.2.2.1.4. Cálculo da Armadura 41
3.2.2.1.5. Conclusões 43
3.2.3. PILAR DE CANTO 44
3.2.3.1. DIMENSIONAMENTO EM BETÃO ARMADO 44
3.2.3.1.1. Esforços Actuantes 44
3.2.3.1.2. Encurvadura 45
3.2.3.1.3. Imperfeições Geométricas 47
3.2.3.1.4. Cálculo da Armadura 48
3.2.3.1.5. Conclusões 50
3.2.4. PILAR DE BORDO 51
3.2.4.1. DIMENSIONAMENTO EM BETÃO ARMADO 51
3.2.4.1.1. Esforços Actuantes 51
3.2.4.1.2. Encurvadura 52
3.2.4.1.3. Imperfeições Geométricas 56
3.2.4.1.4. Cálculo da Armadura 57
3.2.4.1.5. Conclusões 59
3.2.5. PILAR INTERIOR 60
3.2.5.1. DIMENSIONAMENTO EM BETÃO ARMADO 60
3.2.5.1.1. Esforços Actuantes 60
3.2.5.1.2. Encurvadura 61
3.2.5.1.3. Imperfeições Geométricas 65
3.2.5.1.4. Cálculo da Armadura 67
3.2.5.1.5. Conclusões 68
3.2.6. NORMAS E MODOS DE CONSTRUÇÃO DOS PILARES 68
3.2.7. VIGA SECUNDÁRIA DE BORDO 69
3.2.7.1. BETÃO ARMADO 69
3.2.7.1.1. Controlo da Deformação 70

3.2.7.1.2. Cálculo da Armadura Principal Longitudinal 71
3.2.7.1.3. Cálculo da Armadura de Esforço Transverso 72
3.2.7.1.4. Controlo da Fendilhação 73
3.2.7.1.5. Cálculo da dispensa de armadura longitudinal 75
3.2.7.1.6. Normas e modos de construção de vigas em betão armado 76
3.2.7.2. PRÉ-FABRICADA 77
3.2.7.3. PERFIL METÁLICO 77
3.2.7.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral 79
3.2.7.3.2. Verificação da Flexão Simples 80
3.2.7.3.3. Verificação ao Esforço Transverso 80
3.2.7.3.4. Verificação da Classe 81
3.2.7.3.5. Verificação para o estado limite de deformação 81
3.2.7.4. CONCLUSÕES 82
3.2.8. VIGA SECUNDÁRIA DE BORDO 83
3.2.8.1. BETÃO ARMADO 83
3.2.8.1.1. Controlo da Deformação 84
3.2.8.1.2. Cálculo da Armadura Principal Longitudinal 85
3.2.8.1.3. Cálculo da Armadura de Esforço Transverso 86
3.2.8.1.4. Controlo da Fendilhação 87
3.2.8.1.5. Cálculo da dispensa de armadura longitudinal 89
3.2.8.2. PRÉ-FABRICADA 90
3.2.8.3. PERFIL METÁLICO 91
3.2.8.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral 92
3.2.8.3.2. Verificação da Flexão Simples 93
3.2.8.3.3. Verificação ao Esforço Transverso 93
3.2.8.3.4. Verificação da Classe 94
3.2.8.3.5. Verificação para o estado limite de deformação 95
3.2.8.3.6. Normas e modos de instalação do perfil metálico 95
3.2.8.4. CONCLUSÕES 96
3.2.9. VIGA PRINCIPAL 97
3.2.9.1. BETÃO ARMADO 97
3.2.9.1.1. Controlo da Deformação 98
3.2.9.2. BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO 99

3.2.9.2.1. Verificação regulamentar de tensões 100
3.2.9.2.2. Cálculo da função do cabo de pré-esforço 101
3.2.9.2.3. Cálculo da carga distribuída constante provocada pelo cabo 102
3.2.9.2.4. Cálculo do número de cordões necessário 102
3.2.9.2.5. Cálculo das Perdas 103
3.2.9.2.6. Verificação da necessidade de adição de armadura 107
3.2.9.2.7. Determinação da Armadura de esforço transverso 107
3.2.9.3. PERFIL METÁLICO 109
3.2.9.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral 110
3.2.9.3.2. Verificação da Flexão Simples 111
3.2.9.3.3. Verificação ao Esforço Transverso 111
3.2.9.3.4. Verificação da Classe 112
3.2.9.3.5. Verificação para o estado limite de deformação 112
3.2.9.3.6. Normas e modos de instalação do perfil metálico 113
3.2.9.4. CONCLUSÕES 114

4. APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA 115
4.1. CÁLCULO DO CUSTO APROXIMADO DA ESTRUTURA 115
4.2. APRESENTAÇÃO GRÁFICA 116
4.3. NOTA GERAL DE APRECIAÇÃO PESSOAL 120

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Planta geral preliminar e diferenciação de lotes [1] 1
Fig.2 – Reprodução tridimensional da futura Plataforma Logística [1] 2
Fig.3 – Reprodução tridimensional de zonas de prestação de serviços [1] 3
Fig.4 – Localização da Plataforma Logística na Península Ibérica [2] 4
Fig.5 – Vista aérea da envolvente do Poceirão [2] 4
Fig.6 – Instalações da *LOGZ* na antiga estação ferroviária de Pinhal Novo [3] 5
Fig.7 – Logótipo da empresa *LOGZ-Atlantic Hub* [1] 5
Fig.8 – Logótipo da empresa SOPSEC [4] 6
Fig.9 – Logótipo da empresa Prefabricados CASTELO [5] 6
Fig.10 – Vista geral do modelo de cálculo [8] 7
Fig.11 – Modelo de cálculo do armazém no seu total [8] 9
Fig.12 – Módulo padrão de cálculo do armazém [8] 10
Fig.13 – Exemplo de opções associadas a coberturas no software *CYPE* [6] 12
Fig.14 – Exemplo de chapa de aço *Sandwich* [6] 14
Fig.15 – "Madre 25.20" com medidas em metros [5] 14
Fig.16 – Modelo representativo da aplicação das cargas de cobertura [8] 16
Fig.17 – Modelo representativo da aplicação das cargas de variação de temperatura [8] 16
Fig.18 – Exemplo de circulação do vento e pressões exercidas [7] 18
Fig.19 – Distribuição de cargas aplicadas de vento na direcção positiva de X [8] 22
Fig.20 – Distribuição de cargas aplicadas de vento na direcção positiva de Y [8] 22
Fig.21 – Zonamento sísmico no território nacional [7] 23
Fig.22 – Tipos de solos relacionados com a sua natureza [7] 24
Fig.23 – Definição dos Parâmetros da acção sísmica [8] 24
Fig.24 – Definição da acção sísmica [8] 25
Fig.25 – Exemplo da definição das combinações sísmicas [8] 25
Fig.26 – Exemplo da descrição dos tipos de cargas [8] 25
Fig.27 – Factores de carga e apresentação de algumas combinações [8] 26
Fig.28 – Opções de selecção do número de combinações a calcular [8] 26
Fig.29 – Sistema de contraventamento através de bielas inclinadas [8] 27
Fig.30 – Sistema de contraventamento através de pilares de maior Inércia [8] 28
Fig.31 – Sistema de contraventamento através de pilares de lâminas de betão [8] 29

Fig.32 – Sistema de entrada e saída de carga a ser usado no armazém [1] 30
Fig.33 – Módulo estrutural e identificação dos elementos de contraventamento [8] 32
Fig.34 – Localização no módulo dos pilares de canto [8] 34
Fig.35 – Localização no módulo dos pilares de bordo de contraventamento [8] 34
Fig.36 – Localização no módulo dos pilares interiores [8] 34
Fig.37 – Localização no módulo dos pilares de bordo [8] 35
Fig.38 – Localização no módulo das vigas principais [8] 35
Fig.39 – Localização no módulo das vigas secundárias [8] 35
Fig.40 – Localização no módulo das vigas secundárias de bordo [8] 36
Fig.41 – Secção do pilar de contraventamento [9] 44
Fig.42 – Secção do pilar de canto [9] 50
Fig.43 – Secção do pilar de bordo [9] 59
Fig.44 – Secção do pilar interior [9] 68
Fig.45 – Secção da viga secundária de bordo – *Erandio* 110 [9] 77
Fig.46 – Secção da viga secundária – *Erandio* 120 [9] 90
Fig.47 – Diagrama de Esforço transverso na viga principal pré-esforçada – [11] 108
Fig.48 – Secção a meio vão da viga principal pré-esforçada – [9] 108
Fig.49 – Módulo estrutural do armazém final – [10] 116
Fig.50 – Estrutura do armazém final – [10] 117
Fig.51 – Juntas de dilatação – [10] 117
Fig.52 – Utilização da fachada para entrada e saída de carga – [10] 118
Fig.53 – Representação do pilar de bordo – [10] 118
Fig.54 – Representação do pilar de bordo de contraventamento – [10] 119
Fig.55 – Representação do pilar de canto – [10] 119
Fig.56 – Representação do pilar interior – [10] 119

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Avaliação de critérios de custo/execução em obra de diferentes materiais 8

Quadro 2 – Avaliação quantitativa de custo aproximado de coberturas por metro quadrado [8].....11

Quadro 2 – Exemplo da tabela fornecida pelo programa CYPE de preço composto (€/m2) aproximado [8].....13

Quadro 4 – Determinação do valor característico de w_k – Pressão dinâmica do Vento [11] 17

Quadro 5 – Determinação do Coeficiente de Pressão exterior nas fachadas [7].....18

Quadro 5.1 – Determinação do Coeficiente de Pressão exterior nas fachadas [7].....19

Quadro 6 – Acção do vento reproduzida por uma Carga Uniformemente Distribuída Total vertical (kN/m) em cada fachada. 20

Quadro 7 – Acção do vento reproduzida por uma Carga Uniformemente Distribuída vertical por pilar (kN/m) em cada fachada. 21

Quadro 8 – Determinação do Coeficiente de Pressão exterior na cobertura, d_{pe} [12] 21

Quadro 9 – Acção do vento reproduzida por uma carga uniformemente distribuída por viga aecundária (kN/m) em cada troço de cobertura.....21

Quadro 10 – Esforços Axiais (kN) máximos para as diferentes famílias de pilares 31

Quadro 11 – Esforços Axiais (kN) e Momentos actuantes (kN.m) máximos para os pilares de bordo de contraventamento.....37

Quadro 12 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de bordo de contraventamento.....42

Quadro 13 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de bordo de contraventamento.....43

Quadro 14 – Esforços Axiais (kN) e Momentos actuantes (kN.m) máximos nos pilares de canto 45

Quadro 15 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de canto 48

Quadro 16 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de canto 49

Quadro 17 – Esforços Axiais (kN) e Momentos actuantes (kN.m) máximos nos pilares de bordo 51

Quadro 18 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de canto 57

Quadro 19 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de bordo.....58

Quadro 20 – Esforços Axiais (kN) e Momentos actuantes (kN.m) máximos nos pilares interiores 60

Quadro 21 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar interior 66

Quadro 22 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar interior.....67

Quadro 23 – Esforços obtidos para a família viga secundária de bordo [8].....70

Quadro 24 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização da viga secundária de bordo 72

Quadro 25 – Avaliação de soluções para a viga secundária de bordo.....83

Quadro 26 – Esforços obtidos para a família viga secundária [8] 84

Quadro 27 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização da viga secundária 86

Quadro 28 – Avaliação de soluções para a viga secundária 96

Quadro 29 – Esforços obtidos para a família viga principal [8] 97

Quadro 30 – Soluções de armadura transversal possíveis para realização da viga principal pré-esforçada 108

Quadro 31 – Avaliação de soluções para a viga principal 114

Quadro 32 – Cálculo do preço total aproximado da estrutura 115

1
ENQUADRAMENTO DO PROJECTO

1.1. DESCRIÇÃO E OBJECTIVOS DA PLATAFORMA LOGÍSTICA

Este projecto é ambicioso e é desenvolvido por entidades privadas experientes na realização de infra-estruturas impulsionadoras do desenvolvimento económico. Este projecto, *LOGZ – Atlantic-Hub*, baseia-se na criação de uma Plataforma Logística que desenvolva a multi-mobilidade dos diferentes meios de Transporte (Rodoviário, Ferroviário, Aéreo e Marítimo), dotando a região e a Economia Portuguesa de um impulsionador importante para a sua competitividade numa economia global e estruturando uma 'porta' Atlântica para a península e Europa. Possibilita então a que fluxos de longa distância sejam consolidados/desconsolidados e manuseados, permitindo a sua redistribuição e aumentando a sua eficiência logística. Como referido, será uma porta de excelência para o tráfego de mercadorias dos continentes Africano e Americano que pretendam aceder à Europa. Será uma plataforma urbana nacional da Região da grande Lisboa (margem sul) e será o *Hub* logístico mais Ocidental da Europa, funcionando como uma referência do transporte Atlântico. A plataforma Logística do Poceirão consistirá em cobrir cerca de 600 hectares subdivididos em vários lotes [1]

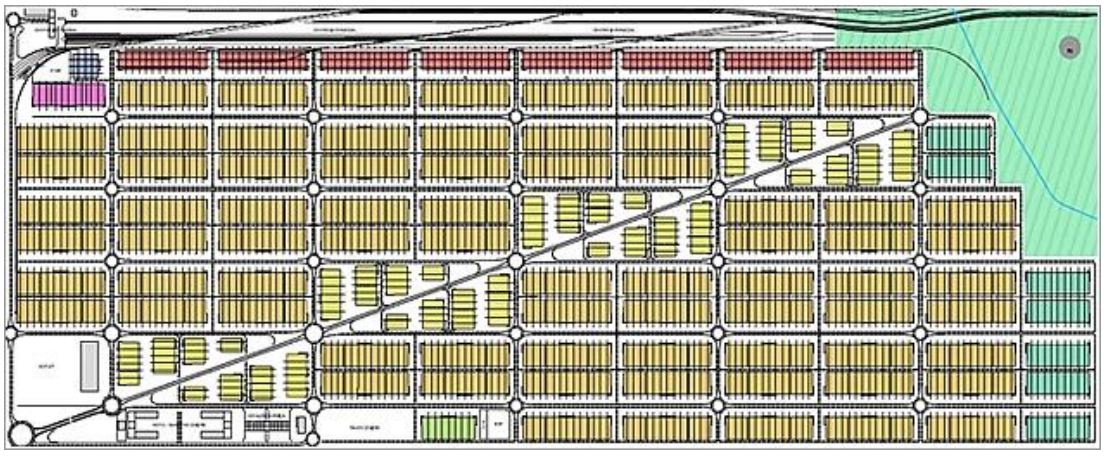


Fig.1 – Planta geral preliminar e diferenciação de lotes [1]

O complexo será complementado por várias vias de acesso bem estruturadas, locais de repouso, de serviços, de recreação, de alimentação e de hotelaria. Será criado um bom ambiente urbano provido de muitos espaços verdes, criando um clima ecológico confortável. O acesso poderá ser feito e complementado através de transporte rodoviário. Com uma localização privilegiada, a LOGZ tem ligações directas à A-12 e à EN-252. As excelentes acessibilidades rodoviárias transformam os 35 quilómetros que dista da cidade de Lisboa em escassos minutos. Localizado junto à intercepção de duas auto-estradas, é o ponto de entrada por excelência para o tráfego proveniente de Espanha, permitindo rápidas ligações a Lisboa, ao Algarve e ao Norte de Portugal. Também por transporte ferroviário, localizado junto ao nó ferroviário do Poceirão será servida por *shuttles* regulares aos portos de Sines, Setúbal e Lisboa, e fará a consolidação do tráfego portuário nacional destinado a Espanha e restante Europa, utilizando para o efeito a rede ferroviária existente em bitola ibérica. Será também na LOGZ que será realizada a articulação entre a actual rede ferroviária com a projectada rede em bitola europeia destinada também ao tráfego de alta velocidade. Ainda por transporte Aeroportuário, com o Aeroporto de Lisboa a apenas 35 km (sendo o principal aeroporto de passageiros de Portugal e um dos principais em carga) sendo que a LOGZ é a Plataforma Logística mais próxima desta importante infra-estrutura. O futuro Aeroporto de Beja a 150 km que será uma alternativa a Lisboa ou Faro. Por fim o transporte Marítimo Portuário, no qual, a localização do projecto torna-o único quanto às ligações a portos. Fruto da proximidade geográfica e dos excelentes acessos rodoviários e ferroviários, uma empresa localizada na LOGZ pode escolher entre três portos para receber ou enviar as suas mercadorias, o que lhe dá uma maior flexibilidade e segurança pela maior diversidade de ligações marítimas disponíveis. Acresce ainda o facto de estes portos reunirem, de uma forma complementar, todas as necessidades que qualquer empresa possa desejar.

Fig.2 – Reprodução tridimensional da futura Plataforma Logística [1]

A Plataforma Logística do Poceirão estará provida de diversos serviços destinados aos demais fins. Estes serviços estão associados à necessidade de qualidade e diversidade procuradas e de carácter exigente. Terá um centro intermodal, sendo uma área de excelência (com 10 ramais internos) onde será assegurada a ligação ferroviária à actual rede de bitola Ibérica, bem como à projectada rede de Alta Velocidade que ligará Lisboa a Madrid. Também um Centro de Serviços Integrados que será um espaço destinado à instalação de empresas que não necessitem de área de armazenagem para a sua actividade. Será aqui que serão instalados os vários serviços de apoio a todas as empresas instaladas na Plataforma. Será provido um Centro de Apoio ao Transporte Rodoviário onde será feita a gestão dos meios rodoviários, combinando todos os serviços de apoio necessários para garantir a harmonia social e de tráfego na plataforma. O centro de Actividade Logística será uma área destinada a actividades logísticas que requeiram espaços cobertos para a execução das diversas tarefas, assegurando a máxima flexibilidade na formatação dos lotes, possibilitando a edificação de armazéns destinados à armazenagem, transformação, desconsolidação e distribuição urbana, variando a tipologia dos armazéns de acordo com a actividade e sua respectiva dimensão. Será neste espaço que incidirá o desenvolvimento de soluções estruturais relativas ao objectivo da dissertação. Terá também uma Actividade Logística Intermodal, sendo uma área destinada a actividades/produtos que não exijam espaços cobertos para o seu armazenamento, ou que estes se limitem a uma área reduzida. Considerando que para o transporte deste tipo de produtos é relevante a existência de transporte ferroviário, todos os lotes serão servidos por acessos ferroviários dedicados. Para a vertente comercial, a plataforma logística será dotada de vários *Show Room*. Para além de áreas destinadas à armazenagem haverá, em cada fracção, espaços onde será possível realizar a exposição de produtos. Para o conforto e repouso haverá um Parque de Lazer onde se pode desfrutar dos tempos livres, permitindo e convidando ao convívio e ao relaxamento. Por fim está prevista uma Zona Comercial destinada à instalação de espaços comerciais que complementarão as ofertas existentes no interior do Centro de Serviços Integrados, de forma a garantir a quem trabalha na Plataforma Logística, todos os serviços que necessitem.

Fig.3 – Reprodução tridimensional de zonas de prestação de serviços [1]

1.2. LOCALIZAÇÃO DA PLATAFORMA LOGÍSTICA

Estará situada do concelho de Palmela, em Poceirão, a 35km de Lisboa (Margem sul). O facto de se localizar aproximadamente no centro de Portugal, torna a Plataforma ideal para a distribuição nacional ou para a península Ibérica, suportados pela Multi-Mobilidade e prestação de serviços já mencionada na descrição e objectivos do projecto.

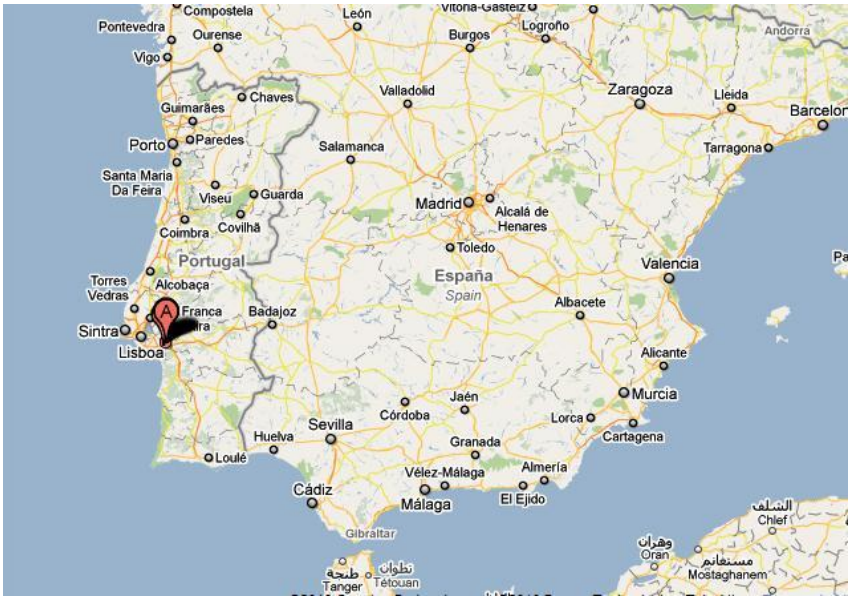


Fig.4 – Localização da Plataforma Logística na Península Ibérica [2]

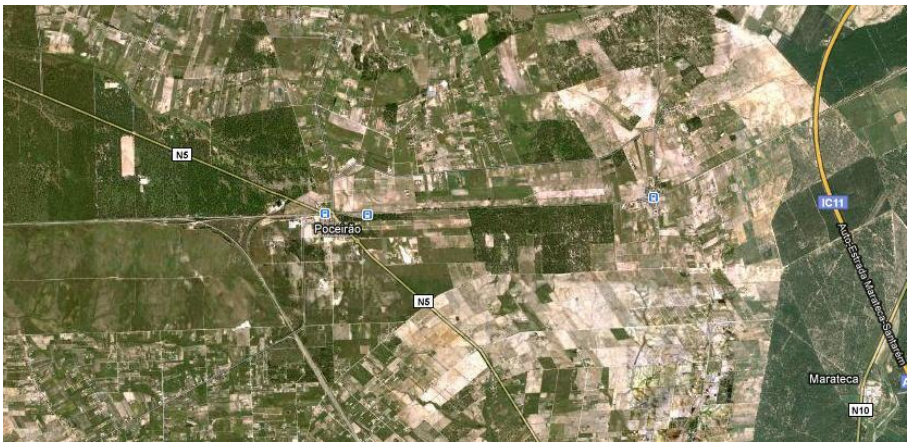


Fig.5 – Vista aérea da envolvente do Poceirão [2]

1.3. PARCERIAS E EMPRESAS CONSULTADAS

No desenvolvimento do tema desta dissertação, foi imprescindível e necessário o contacto e posterior progresso nas discussões, opiniões e autorizações de empresas associadas à construção e em particular ao estudo comparativo de soluções de dimensionamento de um armazém de grandes dimensões, incomum e desafiante. Para tornar possível o estudo do caso prático em causa, assim como o desenvolvimento das diferentes vertentes associadas ao projecto, foi necessária a autorização do dono de obra, neste caso a empresa *LOGZ*, para a obtenção de dados, informações importantes ao desenvolvimento de soluções, e posteriores contactos . Nas instalações da *LOGZ*, localizada na antiga estação ferroviária de Pinhal-Novo, Margem sul do Tejo, discutiram-se soluções, objectivos a atingir, propostas, apresentações da Plataforma Logística e ideias na sua concepção. Isto foi possível após o contacto com esta entidade via internet que mais tarde resultou numa reunião com o Exmo. Sr. Eng. Carlos Teixeira nas instalações da *LOGZ*, como referido anteriormente. Obteve-se após a reunião com a *LOGZ* a devida autorização e apoio total na obtenção de recursos e "luz verde" para a consulta de dados, com o objectivo de solucionar e desenvolver o estudo estrutural de um armazém de grandes dimensões.

Fig.6 – Instalações da *LOGZ* na antiga estação ferroviária de Pinhal Novo [3]

Fig.7 – Logótipo da empresa LOGZ-Atlantic Hub [1]

Como se irá ver no desenvolvimento da dissertação, existem algumas restrições e condições relacionadas com a logística do armazém que condicionam a escolha de uma solução da respectiva estrutura. Com o estudo de ideias, soluções e apresentação dos objectivos do projecto, e a pedido do autor, foi ainda durante a reunião que se estabeleceu e identificou o modelo do armazém a estudar. Foi então o dimensionamento e estudo de soluções comparativas de um armazém que ocuparia múltiplos lotes, de grandes dimensões, proposto por um cliente da *LOGZ* interessado em adquirir um armazém na nova Plataforma Logística. Após a reunião, e todos os pedidos de autorização deferidos, passa-se ao

contacto com a empresa de Engenharia Civil *SOPSEC*. A *SOPSEC*, Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil, ficou incumbida de realizar o projecto destes armazéns, informação prestada pela *LOGZ* e que aqui encaminhou o posterior desenvolvimento e auxílio na obtenção de dados para o desenvolvimento do modelo de cálculo. A *SOPSEC* foi informada da intenção do autor de requisitar informações, plantas e elementos informativos referentes ao armazém em causa. Esta empresa situa-se em Vila Nova de Gaia, rua do Emissor. Na sede da *SOPSEC*, teve lugar a reunião com Exmo. Sr. Eng. Marco Duarte, Engenheiro Civil responsável pelo estudo estrutural e estabilidade do armazém em causa. Aqui foram fornecidos pormenores técnicos, restrições, geometria e outras notas gerais que condicionavam e definiam o modelo estrutural. Como forma de auxílio e referência no trabalho desenvolvido nesta dissertação, após autorização aprovada pela *LOGZ*, foram facilitadas as plantas de arquitectura e respectivos cortes com toda a geometria e aspectos logísticos importantes que condicionam o desenvolvimento da solução final. Estas estão presentes nos anexos desta dissertação.

Fig.8 – Logótipo da empresa *SOPSEC* [4]

Na fase de cálculo e dimensionamento da estrutura e atendendo a que o estudo seria feito em várias vertentes consolidando soluções, foi também contactada a empresa de Pré-fabricados *CASTELO*. Esta empresa, durante esta fase, manteve contacto e disponibilizou bastante informação e propôs-se a efectuar o estudo do caso a desenvolver sem nenhuma restrição e com toda a prontidão, mais especificamente o Sr. Eng. Pedro Paula Pinto. No caso prático, para o estudo de soluções das vigas, foi feita a análise através de cálculos automáticos que se adaptam ao caso requisitado. Com a *CASTELO* foi possível alargar o estudo de possíveis soluções e de, pela experiência prática da empresa, entrar em discussões e troca de opiniões bastante eficazes para o desenvolvimento da dissertação.

Fig.9 – Logótipo da empresa *Prefabricados CASTELO* [5]

Estas foram as empresas que prestaram os seus serviços e foram importantíssimas no correcto desenvolvimento e estudo do projecto em causa, tanto em fornecimento de dados como em auxílio prático de experiência adquirida neste ramo da construção civil. Todos os seus intervenientes foram cuidadosos e sempre dispostos a desenvolver parcerias e consultas práticas para o projecto.

2
CARACTERÍSTICAS E RESTRIÇÕES DO PROJECTO

2.1. GEOMETRIA

Como referido previamente, durante as reuniões cumpridas com a *SOPSEC*, começa o desenvolvimento prático do projecto do Armazém da Plataforma Logística do Poceirão. Através da discussão e referências requisitadas pelo cliente, tomaram-se várias condicionantes em consideração. A geometria exigida toma, como será claro, o papel mais importante na definição do modelo de cálculo a adoptar. Devido à logística, modo de operar e transportar mercadorias dentro e fora do armazém, assim como acessos e armazenamento, foram condicionantes da geometria. As condições de exigência elevada e desafiante tornaram o dimensionamento dificultado, provenientes da estrutura a adoptar. De entre várias informações, as restrições impostas são o pé-direito livre de 12 metros, a distância mínima entre pilares de 20 metros, e respeito pelas entradas e saídas de carga, presente no projecto de arquitectura. A área de implantação será de 55104,48 metros quadrados, que resultam das medidas de largura e comprimento do armazém de 144 metros e 382,67 metros correspondentemente. De forma a manter a distância de pilares regular, achou-se conveniente manter a malha de pilares distando, cada um do outro, cerca de 24 metros. A restrição da malha com grandes distâncias entre pilares foi definir que as vigas principais iriam ter aproximadamente 24 metros de vão. Definiu-se também que as vigas secundárias, que se apoiariam nas principais seriam espaçadas de 6 em 6 metros, dispostas na direcção perpendicular à das vigas principais. As madres, espaçadas de 6 metros, apoiam-se na direcção perpendicular às vigas secundárias. A cobertura é apoiada nestas madres, com uma inclinação aproximada de 7%. A cobertura será descrita em maior detalhe na definição das cargas actuantes, no capítulo três.

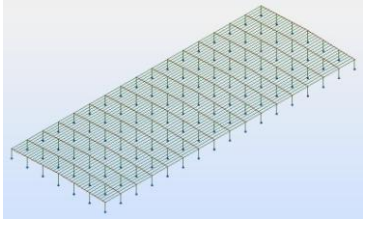


Fig.10 – Vista geral do modelo de cálculo [8]

2.2. MATERIAIS

Um dos objectivos deste projecto é a definição e dimensionamento das peças desta estrutura. Como tal, as peças podem ser dimensionadas em diferentes geometrias e materiais. Os materiais utilizados na concepção das peças são o betão, o aço para armaduras principais e de disposições construtivas, cordões de pré-esforço, e aço maciço para os perfis metálicos. Nas diferentes peças utilizadas na estrutura do armazém, no cálculo das mesmas em betão armado, são utilizados dois tipos de classe de resistência, o C 25/30 e o C40/50 dependendo da solução adoptada e da sua necessidade como estará descrito no terceiro capítulo. Relativamente ao aço para as armaduras, também nas peças de betão armado e peças pré-esforçadas, tem-se a classe de resistência A500 NR (alta ductilidade – LNEC E 450-1998). Um objectivo importante é a definição do material, na medida em que cada material tem o seu custo associado na construção e concepção e comporta também custos de manutenção e/ou normas de segurança a respeitar. De uma forma geral, e tendo em conta a consulta de mercados neste tipo de materiais de construção, o betão armado como solução comporta menos custos a longo prazo e de normas de segurança menos exigentes que os perfis metálicos. Isto dá-se pois apesar de o aço actualmente ser mais caro, a sua manutenção e aplicação regular de um revestimento intumescente torna o processo muito mais dispendioso. A madeira, como qualquer outro material também foi tida em causa para possível escolha estrutural. Mas no seu caso, a madeira, aplicada a edifícios de armazenamento e possível contacto com perigos de combustão, não será a melhor escolha, apesar das normas de segurança e manutenção respeitadas. Isto ainda associado ao facto de ser necessário vencer grandes vãos, tornaria a obtenção deste material e posterior dimensionamento de secções bastante fora do termo viável. Daí, à partida, ficou definido que a madeira não seria um material a ser utilizado estruturalmente. Ainda assim, no Quadro 1, está presente na comparação de materiais para definir outras características.

Quadro 1 – Avaliação de critérios de custo/execução em obra de diferentes materiais

	Preço aprox. €/m^3	Execução em Obra
Perfis Metálicos	11000	Rápida
Betão Armado	260	Média
Madeira	1120	Rápida

Refere-se ainda que a avaliação dos preços teve como base a consulta das empresas sondadas durante as reuniões assistidas pelo autor. Neste caso, foi feita uma avaliação qualitativa dos preços de carácter geral para a pré-escolha de materiais a utilizar.

3

MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

3.1. MODELO ESTRUTURAL

3.1.1. DIMENSÕES DO MODELO DE CÁLCULO DA ESTRUTURA GLOBAL

Para o dimensionamento da estrutura, primeiramente foi necessário o cálculo de esforços instalados nas diferentes peças, que neste caso, foram divididas por famílias. Isto é, no desenvolvimento do dimensionamento foi considerado que pela simetria da estrutura, tanto no eixo longitudinal como transversal da estrutura e pelas características semelhantes, as peças iriam ser incluídas em diferentes grupos de estudo. Os pilares são dissociados, assim como as vigas, pelas suas características, em bases de estudo que se aplicam a todos os elementos da mesma família. Tal como referido no capítulo dois, a geometria exigida pelo cliente para o armazém em causa tornou o dimensionamento desafiante e dificultado. A adopção do modelo de cálculo inicial para a obtenção de esforços de dimensionamento e verificações, era um modelo cujas dimensões tinham as exactas medidas do armazém referidas no subcapítulo 2.1 - Geometria. Ou seja, foi elaborado o modelo em que a estrutura a ser estudada era composta por todos os elementos devidamente alocados, com as respectivas cargas, na total dimensão do armazém.

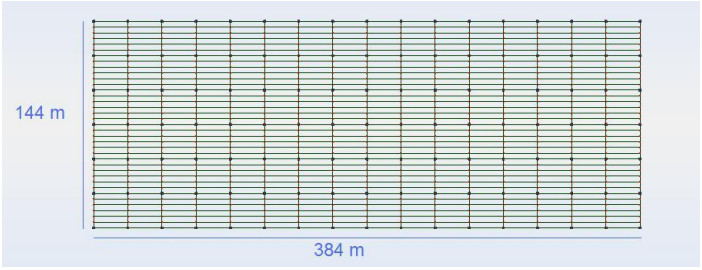


Fig.11 – Modelo de cálculo do armazém no seu total [8]

A opção de tomar a estrutura global para o modelo de cálculo de esforços revela-se pouco viável na medida em que a estrutura com as ligações todas entre as suas peças, torna a estrutura interdependente em toda a sua extensão. Torna-se então necessária uma nova abordagem a este tema de escolha do modelo a adoptar porque os esforços instalados na estrutura, ao manter esta estrutura global interdependente em toda a sua dimensão, através de pequenas deformações, assentamentos de apoio ou variações temperatura provocam grandes esforços. Remete-se então para uma nova abordagem que será apresentada no seguinte subcapítulo.

3.1.2. JUNTAS DE DILATAÇÃO E ESCOLHA DE MODELO

Como referido anteriormente, tem-se então em conta a importante aplicação e uso das juntas de dilatação. A junta de dilatação pode ser definida como sendo uma separação entre duas partes de uma estrutura para que estas partes possam movimentar-se, uma em relação à outra, sem que hajam grandes transmissões de esforço entre elas. Normalmente é observável uma separação entre dois blocos de um prédio ou entre elementos de uma ponte. Entretanto, são também juntas aquelas que separam placas de pavimentação, panos de revestimento de elementos pré-fabricados, etc. As juntas diferenciam-se pela amplitude do movimento, e o tratamento que recebem para vedá-las em função da ordem de amplitude desses movimentos. É um assunto importante que merece total atenção durante todo o processo de construção. A falta ou falha numa junta de dilatação pode provocar sérias lesões ao edifício. Neste caso prático em estudo, toma-se então a estrutura global subdividida em partes independentes cujas cargas de variação de temperatura, assentamentos de apoio e pequenas oscilações não estejam interdependentes com as outras subdivisões da estrutura. A estrutura será então dividida por juntas de 96 em 96 metros. Chame-se a esta parte independente "módulo padrão". Este irá ser autónomo e tem as medidas de 144 metros de largura, a mesma largura da estrutura global, e 96 metros de comprimento. O módulo padrão será avaliado e subdividido em peças por famílias, que logicamente, repetir-se-á outras 3 vezes.

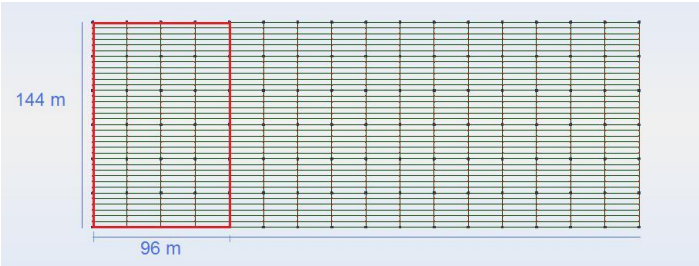


Fig.12 – Módulo padrão de cálculo do armazém [8]

Normalmente seria aconselhável uma medida inferior no espaçamento entre as juntas, ainda assim é tomada a decisão de partir deste caso na medida em que será simplificado o seu cálculo, a sua execução será mais rápida, e com a devida dimensão da junta, não haverá problema apesar do grande espaçamento. A largura da junta será aproximadamente de 5cm com dilatação e retracção máxima de 2 cm. É um perfil especial em borracha resistente aos agentes atmosféricos e a altas temperaturas, a óleo, ao ácido e a todas as substâncias betuminosas em geral. Este produto foi procurado via internet e seleccionado através das suas especificações e dimensões de estrutura associados a ela, neste caso, o armazém de grandes dimensões.

3.1.3. DEFINIÇÃO DE CARGAS ACTUANTES

Para a definição das cargas foi utilizado o documento "*Tabelas Técnicas*" [7] e o "*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*", isto porque encerra várias tabelas com as forças aplicadas unitárias por área dos diferentes constituintes assim como sobrecargas regulamentares correspondentes. Como se saberá à partida, para além das forças dinâmicas do vento e da acção sísmica, as forças estáticas gravíticas serão apenas as da cobertura e madres que se apoiaram nas vigas secundárias, apoiando-se estas nas vigas principais e consequentemente, estas, nos diferentes pilares distribuídos na malha de pilares referida no subcapítulo 2.1 - Geometria. Para além das restrições geométricas impostas pelo cliente, foi também pedido um incremento de carga permanente de cobertura de 0,20 kN/m^2, isto para reproduzir uma carga pontual aplicada aleatoriamente em qualquer ponto da estrutura, segundo o próprio cliente.

3.1.3.1 Cobertura

Na escolha da cobertura é tomada em consideração a distância máxima a que lhe seja possível de se instalar nos pontos de apoio, neste caso 6 metros, pois esta é a distância entre madres. Também é importante a definição do tipo de cobertura a utilizar bem como o seu material. No Quadro 2 apresentam-se os custos aproximados dos tipos de cobertura admitidos para a instalação no armazém deste projecto.

Quadro 2 – Avaliação quantitativa de custo aproximado de coberturas por metro quadrado [8]

Cobertura	Com Isolamento térmico	Sem Isolamento térmico
Inclinada de zincotitânio	110 €/m^2	-
Inclinada de Placas	52 €/m^2	26 €/m^2
Chapas de Aço *Sandwich*	77 €/m^2	50 €/m^2

A aquisição da cobertura a estes preços tem como base a consulta das empresas sondadas durante as reuniões assistidas pelo autor e também com o auxílio de *software* de cálculo aproximado de custos. Com maior pormenor no seguinte subcapítulo.

3.1.3.1.1. Metodologia na obtenção de custos da cobertura

O software utilizado neste caso é o programa "*CYPE, Software para Engenharia e Construção".* Transcreve-se seguidamente, da configuração do próprio programa, a justificação para o cálculo aproximado destes preços:

"O valor económico de cada um dos artigos que aparecem no Gerador de Preços da Construção da CYPE Ingenieros é um preço de referência, no qual se tem em conta uma série de condicionantes que se podem conhecer antecipadamente à realização de uma obra. Estas condicionantes conseguem oferecer a melhor aproximação ao preço real, e são as seguintes: Localidade; Superfície construída e superfície de piso; Número de pisos acima e abaixo da rasante; Acessibilidade; Topografia; Situação do mercado imobiliário; Tipo de edificação; Situação em relação a outras construções.

Existem outras condicionantes que nunca poderão prever-se a priori pois dependem de relações particulares entre o fabricante e o construtor, como descontos, formas de pagamento, fidelidade, incrementos de descontos por volume de compra, etc. Por outro lado, embora os preços dos produtos de casas comerciais sejam fornecidos pelo próprio fabricante, isto não supõe pela sua parte um compromisso de manutenção dos seus preços, nem uma política geral de distribuição. O utilizador deve ter em conta que as condicionantes não previsíveis podem fazer variar ligeiramente os preços fornecidos. Recordamos que as condicionantes previsíveis podem definir-se na secção 'Preços compostos' que pode observar no esquema em árvore que existe à esquerda da janela." [6]

Refere-se ainda que este programa oferece a possibilidade, como referido na citação em cima, de personalizar a cobertura (espessura, tipo de isolante, tipo de remate, etc.) aproximando o preço à real necessidade prática. Neste tema foram seleccionadas as características do armazém em causa e assim se realizou o quadro 2 [subcapítulo 3.1.3.1]. Posteriormente na figura 13 encontra-se um exemplo das possibilidades da cobertura (ex. zincotitânio) e tabela de custos apresentado (ex. Placas) via *CYPE.*

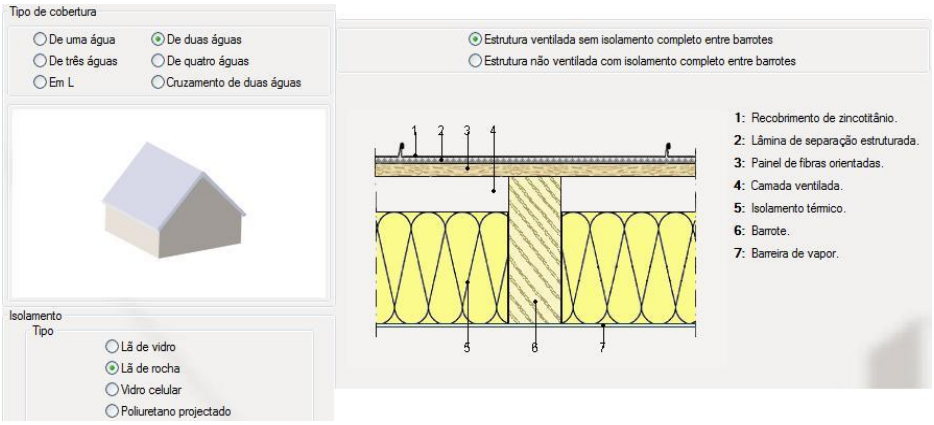


Fig.13 – Exemplo de opções associadas a coberturas no *software CYPE* [6]

Quadro 3 – Exemplo da tabela fornecida pelo programa *CYPE* de preço composto (€/m^2) aproximado [8]

Composto	Unidade	Composição	Utilização	Preço unitário	Preço Artigo
mt13pfg020aa	m^2	Placa de fibrocimento sem amianto, com isolamento incorporado na face interior da placa, acabamento interior superficial de alumínio estampado como barreira anti-vapor, cor, perfil misto. Segundo EN 494.	1,2	32,76	39,31
mt13pfg011a	m	Cumeeira articulada de fibrocimento sem amianto, cor. Segundo EN 494.	0,1	14,65	1,465
mt13pfg013a	unidade	Cantoneira de remate de fibrocimento sem amianto, cor. Segundo EN 494	0,2	13,34	2,67
mt13pfg012a	m	Cumeeira articulada de ventilação, de fibrocimento sem amianto, cor. Segundo EN 494	0,020	16,85	0,34
mt13pfg100a	unidade	Parafuso auto-perfurante, 6,3x120 mm, para fixação de placas	1,600	0,84	1,34
mo011	Horas	Oficial de 1ª construção	0,151	15,33	2,31
mo048	Horas	Ajudante construção	0,151	14,91	2,25
	%	Meios auxiliares	2,000	49,69	0,99
	%	Custos indirectos	3,000	50,68	1,52
				Total:	**52,20**

3.1.3.1.2. Escolha da cobertura e da respectiva carga para cálculo.

A opção seleccionada para a realização da cobertura do caso de estudo deste armazém é a chapa de aço *Sandwich*. Esta opção apesar de não ser a mais barata, oferece, para além do já previamente identificado isolamento térmico incluído no preço apresentado, a possibilidade de variação e personalização da sua espessura. Isto torna a cobertura a utilizar de fácil aplicação e com a possibilidade de a poder variar, se assim for necessário, dadas determinadas circunstâncias de instalação, de geometria da estrutura e necessidade de reforço em locais mais específicos onde o isolamento pode tomar uma importante componente em espaços sociais ou segurança em manter o material armazenado a temperaturas e humidade mais controladas. Seguidamente apresenta-se uma secção da uma chapa de aço *Sandwich* com isolamento.

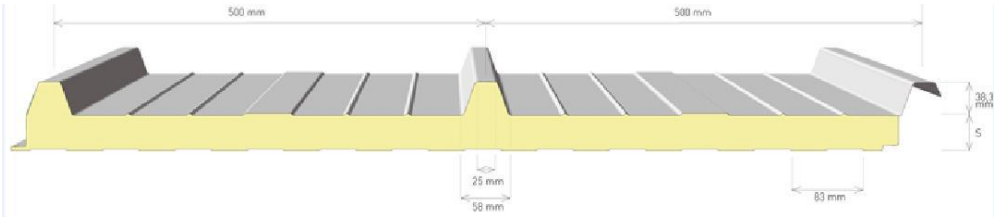


Fig.14 – Exemplo de Chapa de Aço *Sandwich* [6]

O produto seleccionado será apoiado em madres que são projectadas pela empresa CASTELO. A empresa disponibilizou a lista de possíveis soluções para as madres, que depois de discussão, resultou na escolha do produto "Madre 25.20". Esta madre tem a sua secção definida pelas medidas 0,25 metros e 0,20 metros, altura e largura correspondentemente. Tem capacidade de deformação e resistência, assim como a de vencer o vão necessário (6 metros) aplicado á estrutura em estudo. O seu peso próprio é de 0,25 kN/m^2.

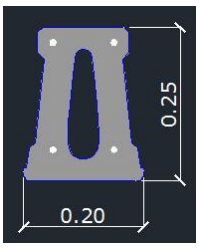


Fig.15 – "Madre 25.20" com medidas em metros [5]

No modelo de cálculo não foram definidas as madres de apoio da cobertura, apenas as peças principais estruturais, como pilares e vigas principais/secundárias. Toma-se como 'Cobertura' o conjunto de madres e chapa de aço *sandwich*. Com a cobertura definida, segue-se para a determinação da carga permanente associada a este conjunto.

- Chapa de Aço *Sandwich* – 0,20 kN/m^2
- "Madre 25.20" – 0,25 kN/m^2
- Carga permanente adicional do Dono de Obra – 0,20 kN/m^2 (*referido em 3.1.3.*)

A resultante destas cargas permanentes será então de 0,65 kN/m^2. As cargas definidas na lista em cima foram obtidas, como já referido, através da consulta do documento "*Tabelas Técnicas*" e também da pesquisa com a empresa de pré-fabricados CASTELO que forneceu dados acerca das cargas aproximadas dos constituintes de coberturas e especificamente dos seus produtos, a já referida madre. Para definir a Sobrecarga associada à cobertura foi consultado o documento "*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*" que através dos artigos próprios a este modelo estrutural e objectivos pretendidos, resultou na aplicação citada no seguinte parágrafo.

"PARTE SEGUNDA - Quantificação das acções; CAPÍTULO VIII - Acções específicas de edifícios

Artigo 34.º - Sobrecargas em coberturas

34.1 - Para os efeitos do presente artigo definem-se os seguintes tipos de coberturas:

a) Coberturas ordinárias - coberturas que, em virtude da sua forma (curvatura ou inclinação) ou pela natureza dos elementos de construção que as constituem, não permitem a fácil circulação de pessoas;

A sobrecarga concentrada indicada em 34.2, a), para as coberturas ordinárias destina-se a representar o peso de um operário ou de materiais durante a construção ou reparação da cobertura. A sobrecarga distribuída de 0,3 kN/m2 considera-se o mínimo admissível para o dimensionamento de qualquer tipo de cobertura, de modo a garantir a estas estruturas uma conveniente reserva de resistência." – [Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes]

Como referido pelo artigo 34º, a sobrecarga a utilizar será então:

- Sobrecarga na cobertura – 0,30 kN/m^2

Com as cargas actuantes da cobertura sobre as vigas secundárias já definidas, sendo a carga permanente 0,65 kN/m^2 e sobrecarga 0,30 kN/m^2, passa-se à sua aplicação prática no programa informático de cálculo *ROBOT - Structural Analysis*. A carga permanente da cobertura multiplicada pelo comprimento de influência da viga secundária (6 metros) resulta na definição da carga uniformemente distribuída de 3,9 kN/m. A sobrecarga da cobertura multiplicada pelo comprimento de influência da viga secundária (6 metros) resulta na definição da carga uniformemente distribuída de 1,8 kN/m. Sendo assim, sobre cada viga secundária são aplicadas as cargas referidas ao longo de todo o vão da viga, independentes e diferenciadas em permanente e sobrecargas, para futuras combinações de acções. Refere-se ainda uma excepção, o caso das vigas secundárias de bordo que apenas têm o comprimento de influência de 3 metros, pois sendo de bordo apenas suportam de um dos lados, neste caso, as acções citadas passam para metade. Sendo então para as vigas secundárias de bordo, 1,95 kN/m e 0,9 kN/m, carga permanente e sobrecarga respectivamente. De seguida apresenta-se na figura 16, retirada do próprio programa de cálculo "*ROBOT Structural Analysis"*, em que é perceptível a distribuição e disposição das cargas da cobertura ao longo das vigas secundárias normais e das vigas secundárias de bordo. Note-se nesta diferença. Esta figura para além de apresentar a disposição das cargas, é uma imagem do modelo representativa de ambas as acções, permanentes e sobrecargas, ou seja, para estas diferentes cargas, o modelo e disposição será idêntica, apenas variando no valor numérico efectivo da carga distribuída já referida em cima.

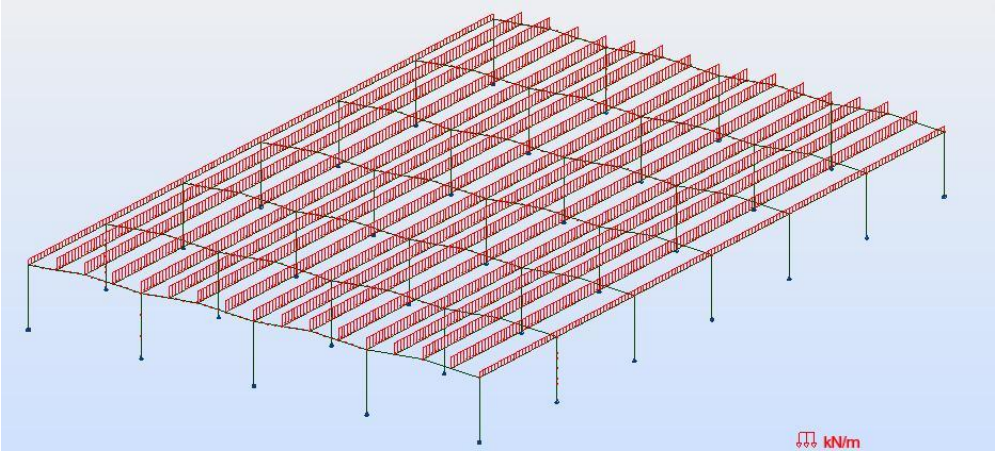


Fig.16 – Modelo representativo da aplicação das cargas de cobertura [*8*]

3.1.3.2. Variação da Temperatura

Uma das condições referidas que levou à escolha de uma solução com uma divisão da estrutura em módulos de cálculo, através de aplicação de juntas de dilatação (referidas no subcapítulo 3.1.2.), foi a variação da temperatura e consequentes esforços instalados. De uma forma muito simples, foi adicionada, no programa de cálculo, a acção de variação de temperatura, 20ºC, a todas as peças do modelo, para assim avaliar a estrutura na sua condição global garantindo a segurança do mesmo. Quando submetidos a um aumento de temperatura, os sólidos sofrem um aumento de volume, expandindo-se. No caso de elementos como pilares e vigas, há um alongamento do comprimento. Já quando ocorre uma diminuição da temperatura, os sólidos contraem-se, diminuindo o seu volume, havendo encurtamento longitudinal. Um exemplo deste tema, bastante comum, verifica-se em qualquer edifício com ar condicionado em que, nos dias quentes, terá uma diferença de temperatura entre as faces internas e externas nas peças expostas ao sol. Dependendo da quão exposta estiver a estrutura, os esforços surgidos poderão comprometer a segurança se este efeito, no projecto, não tiver sido levado em conta. Seguidamente apresenta-se uma figura identificativa, retirada do próprio programa de cálculo "*ROBOT Structural Analysis",* em que é perceptível a aplicação da variação de temperatura a toda as peças deste modelo estrutural.

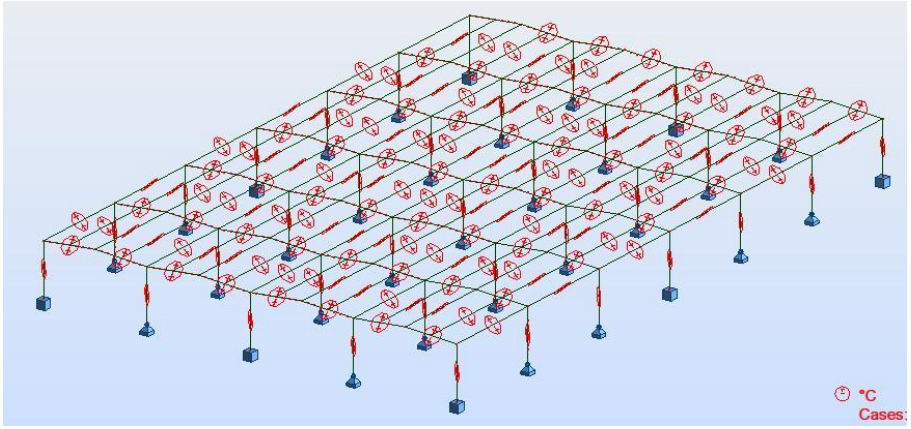


Fig.17 – Modelo representativo da aplicação das cargas de variação de temperatura [*8*]

3.1.3.3. Acção Dinâmica do Vento

Em prática, na natureza que nos envolve, os fenómenos dinâmicos variam com o tempo. Interpretar estes fenómenos em toda a sua complexidade institui um grande desafio para o projectista de uma estrutura. Devido às dificuldades existentes para proceder à quantificação de carregamentos variáveis no tempo e subsequente verificação das respostas estruturais, várias hipóteses simplificativas são geralmente assumidas. Para descrever os efeitos provocados pelo vento, é usual admitirem-se carregamentos estáticos equivalentes. O cálculo destes é definido através da consulta do documento "*Tabelas técnicas*" – Capítulo 4.5 "*Acção do vento*"[7]. A primeira condição a avaliar é a zona em que a estrutura será realizada:

- Zona A - A generalidade do território, excepto regiões apresentadas na Zona B.
- Zona B - Arquipélagos dos Açores e Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou a altitudes superiores a 600m.

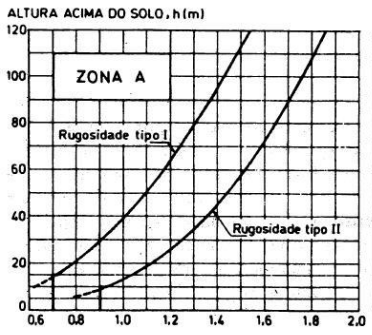
Como apresentado no capítulo 1.2, a sua localização situa o armazém sob a condição de que pertence à Zona A.

Outra das condições a avaliar será a rugosidade aerodinâmica do solo:

- Rugosidade Tipo I – Locais interiores de zonas urbanas em que predominem edifícios de grande e médio porte.
- Rugosidade Tipo II – Restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

A rugosidade seleccionada é então a do Tipo II, pois nas imediações do local de implantação da plataforma logística não se encontram grandes edifícios e a envolvente pertence a uma zona rural como já demonstrado no capítulo 'Localização'. Seguidamente calcula-se a pressão dinâmica do vento, 'w_k' *(kN/m^2)*, que depende do tipo de zona, do tipo de rugosidade e da altura do edifício. Neste caso a altura será de 12 metros aproximadamente. Neste excerto do documento "Tabelas Técnicas" encontra-se o gráfico que se usou para a determinação deste valor.

Quadro 4 – Determinação do valor característico de w_k – pressão dinâmica do vento [11]



h (m)	w_k (kN/m^2) I	II
0	0.70	0.90
10	0.70	0.90
15	0.70	1.04
20	0.79	1.12
25	0.85	1.19
30	0.91	1.25
35	0.96	1.30
40	1.01	1.35
50	1.09	1.44
60	1.17	1.52
70	1.24	1.59
80	1.31	1.65
100	1.43	1.76
120	1.54	1.86

Avaliando o quadro precedente conclui-se que para a zona A, rugosidade do Tipo 2, a pressão dinâmica do vento toma o valor de 1,04 kN/m^2. Este valor poderia ser interpolado pela tabela no quadro anterior, ainda assim foi tomado o valor descrito para desta forma estar a garantir a segurança. De seguida calcula-se o valor da pressão exercida pelo vento tendo em conta as especificações geométricas e de construção da estrutura. A pressão exercida é calculada com os coeficientes de pressão (exterior e interior) que são afectados de sinal positivo ou negativo consoante se trate de pressões ou sucções exercidas nas superfícies dos elementos em estudo, sendo a resultante das pressões correspondente à soma vectorial das pressões exercidas numa e noutra das suas faces. De um modo geral as pressões em cada uma das superfícies da envolvente dos edifícios são consideradas uniformes.

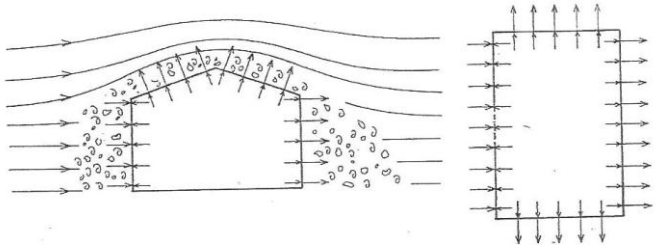
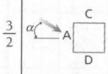


Fig.18 – Exemplo de circulação do vento e pressões exercidas [7]

Os coeficientes de pressão exterior (δ_{pe}) dependem da forma geométrica da construção e da direcção e sentido do vento. Em seguida apresenta-se o quadro de correlações geométricas e de direcção do vento que define o coeficiente de pressão exterior a utilizar nas diferentes faces da estrutura em planta.

Quadro 5 – Determinação do coeficiente de pressão exterior nas fachadas [7]

Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	0,25 *b*
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+ 0,7	− 0,2	− 0,5	− 0,5	− 0,8
			90	− 0,5	− 0,5	+ 0,7	− 0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+ 0,7	− 0,25	− 0,6	− 0,6	− 1,0
			90	− 0,5	− 0,5	+ 0,7	− 0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+ 0,7	− 0,25	− 0,6	− 0,6	− 1,1
			90	− 0,6	− 0,6	+ 0,7	− 0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+ 0,7	− 0,3	− 0,7	− 0,7	− 1,1
			90	− 0,5	− 0,5	+ 0,7	− 0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+ 0,8	− 0,25	− 0,8	− 0,8	− 1,2
			90	− 0,8	− 0,8	+ 0,8	− 0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+ 0,7	− 0,4	− 0,7	− 0,7	− 1,2
			90	− 0,5	− 0,5	+ 0,8	− 0,1	

(*) *h* representa a altura do edifício; *a* e *b* representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta.

O quadro anterior está presente, como já referido, no documento "*Tabelas Técnicas* – capítulo 4.5.6.3." [7]. Calculam-se então as correlações geométricas necessárias à identificação dos coeficientes das diferentes faces para diferentes direcções de vento.

$$\frac{h}{b} = \frac{12}{97} = 0{,}124 < \frac{1}{2} \qquad (1)$$

$$\frac{a}{b} = \frac{144}{97} = 1{,}485 \geq \frac{3}{2} \qquad (2)$$

Naturalmente o valor seleccionado para 'b' não é 96m como referido anteriormente na geometria do modelo, mas como se saberá, a definição desta corresponde à identificação das distâncias que separam os eixos da estrutura, sendo que a estrutura será de certo maior que 96m no seu comprimento. Logo optou-se pela adição de 1m á largura para melhor representar a realidade prática aplicada à selecção dos coeficientes de pressão nas paredes. Posto isto, e observando o quadro anterior os coeficientes serão os indicados no Quadro 5.1:

Quadro 5.1 – Determinação do coeficiente de pressão exterior nas fachadas [7]

Direcção do vento, *α*, em graus	Acções Globais sobre as superfícies			
	A	**B**	**C**	**D**
0	+0,70	-0,25	-0,6	-0,6
90	-0,50	-0,50	+0,70	-0,10

Perante estes valores, resultará a definição das cargas actuantes do vento nas paredes do armazém. A pressão do vento, 'p' (kN/m^2), será igual ao produto dos anteriores coeficientes, 'δ_p', pelo da já definida pressão dinâmica, 'w_k' (kN/m^2). Então, multiplicando este valor resultante de 'p' pelo desenvolvimento em planta de cada fachada respectivamente, têm-se a carga distribuída vertical total correspondente. Ou seja, calcula-se assim a carga vertical total por fachada de armazém que se utiliza na definição das cargas no programa de cálculo. Este produto está representado no Quadro 6.

Quadro 6 – Acção do vento reproduzida por uma carga uniformemente distribuída total vertical (*kN/m*) em cada fachada.

Direcção do vento, *α*, em graus	**A**	**B**	**C**	**D**
0	+104,83	-37,44	-59,90	-59,90
90	-74,88	-74,88	+69,89	-9,98

No quadro anterior apresentam-se então as cargas distribuídas verticais totais em cada fachada provocadas pela acção do vento. Para a aplicação prática destas cargas ao modelo do programa de cálculo, dividiram-se as mesmas pelo número de pilares da correspondente fachada. Seguidamente apresenta-se o quadro que inclui as cargas distribuídas por cada um dos pilares de cada fachada. Refere-se ainda que a maior fachada, 144m (A e B no quadro), engloba 7 pilares, e que a menor fachada, 96m (C e D no quadro), engloba 5 pilares.

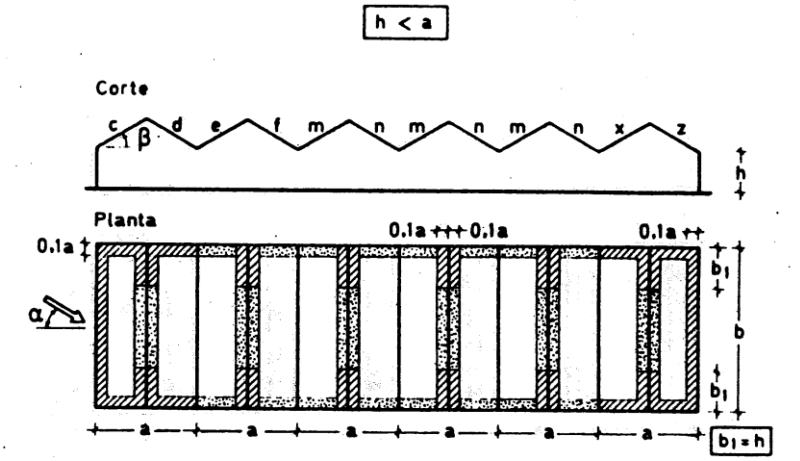
Quadro 7 – Acção do vento reproduzida por uma Carga Uniformemente Distribuída vertical por pilar (*kN/m*) em cada fachada.

Direcção do vento, *α*, em graus	**A**	**B**	**C**	**D**
0	+14,98	-5,35	-11,98	-11,98
90	-10,70	-10,70	+13,98	-2,00

Após a determinação das cargas verticais actuantes a colocar no programa de cálculo, em cada pilar, determinam-se em seguida as cargas resultantes da acção do vento na cobertura da estrutura. Analogamente ao cálculo realizado para determinar a carga uniformemente distribuída por pilar, realiza-se também o cálculo mas para a determinação de cargas uniformemente distribuídas para as vigas secundárias, que estão a suportar a cobertura. Consultou-se, como o cálculo anterior, o mesmo documento "*Tabelas Técnicas*" [7]. De entre as várias coberturas, utiliza-se a que se adequa ao caso do armazém. Como referido na geometria e definição da cobertura, esta tem uma inclinação de 7%. Tem duas águas entre cada pilar, ou seja, exactamente como está descrito no seguinte Quadro 8.

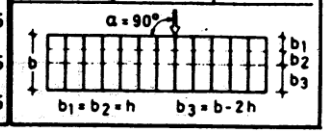
Quadro 8 – Determinação do Coeficiente de Pressão exterior na cobertura, δ_{pe} [12]

Coeficiente de pressão δ_{pe} para coberturas múltiplas de duas vertentes



1 - Acções globais

Direcção do vento α = 0°									Direcção do vento α = 90°		
Inclinação das vertentes β (graus)	Coeficientes δ_{pe} nas vertentes								Coeficientes δ_{pe} nas bandas		
	c	d	e	f	m	n	x	z	b_1	b_2	b_3
5 a 10	-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,8	-0,6	-0,2
20	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5			
30	-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5			
45	+0,3	-0,6	-0,6	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5			



A inclinação β é de 7%, ou seja, 4 graus. Neste caso adoptou-se o valor mais próximo no quadro precedente de 5 graus. Como anteriormente, multiplicando o coeficiente de pressão 'δ_{pe}', pelo da já definida pressão dinâmica, 'w_k' (kN/m^2), obtêm-se as pressões do vento em cada troço de cobertura. Multiplicando o valor resultante pela distância de influência de cada viga secundária (6 metros), obtêm-se a carga uniformemente distribuída a aplicar a cada viga secundária.

Quadro 9 – Acção do vento reproduzida por uma carga uniformemente distribuída por viga secundária (*kN/m*) em cada troço de cobertura

	c	d	e	f	m	n	x	z
δ_{pe}	-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4
Carga por Viga [kN/m]	-6,86	-3,74	-2,50	-1,87	-1,87	-1,87	-1,87	-2,50

Finalmente com todas as cargas uniformemente distribuídas determinadas provocadas pelo vento em ambas as direcções, podem-se então adicionar ao programa de cálculo as mesmas. Nas fachadas aplicadas aos pilares, e na cobertura aplicadas às vigas secundárias.

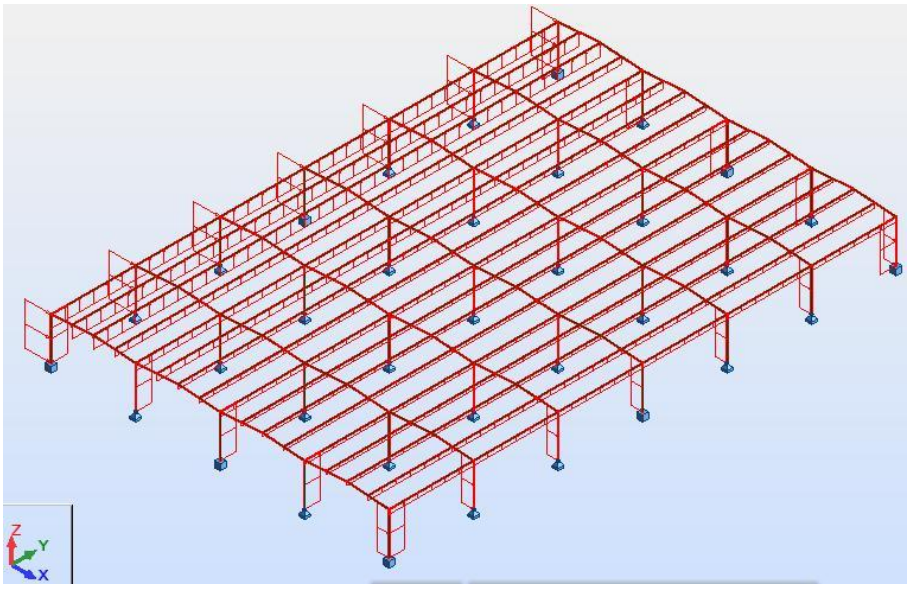


Fig.19 – Distribuição de cargas aplicadas de vento na direcção positiva de X [8]

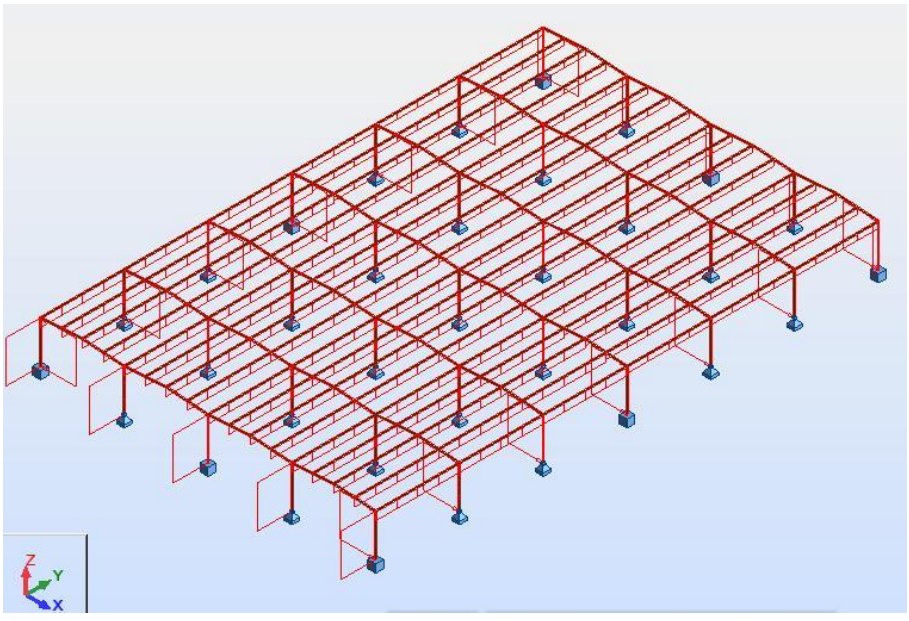


Fig.20 – Distribuição de cargas aplicadas de vento na direcção positiva de Y [8]

3.1.3.4. Acção Sísmica

Portugal localiza-se em regiões de média actividade sísmica. Portugal continental situa-se a norte da fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana. Os Açores situam-se na crista média do Atlântico, na proximidade da junção das placas Euro-Asiática, Africana e Americana. Os dados históricos do continente referem a ocorrência em Lisboa de sismos catastróficos em 1009, 1344, 1531 e 1755. Este último é considerado como o maior sismo da era pré-instrumental de que há notícia histórica. A magnitude deste sismo, das maiores observadas, é suposta situar-se entre 8.5 e 9. Esta breve notação histórica remete-nos para que a ocorrência de sismos é sempre um risco a ter em consideração assim como a sua imprevisibilidade e intensidade. De forma a manter a segurança no dimensionamento da estrutura em estudo, foi então tida em conta a acção sísmica. Esta acção resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas á estrutura durante a sua ocorrência. Para quantificar a acção, primeiro é necessária a identificação da zona em que se encontra em Portugal continental, estando a ordem das letras de 'A' até 'D' por ordem decrescente de sismicidade.

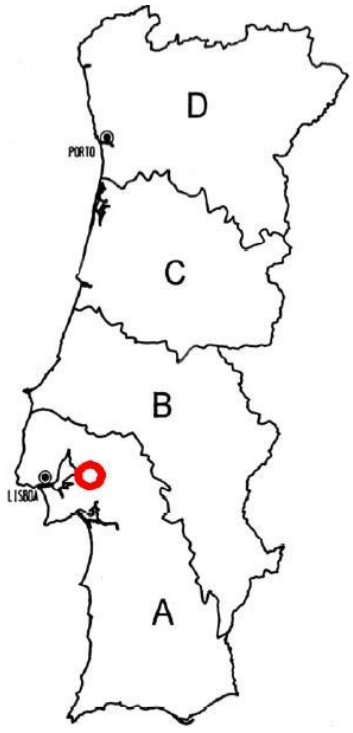


Fig.21 – Zonamento sísmico no território nacional [1]

Neste caso, como referido no subcapítulo 1.2. – [Localização], a estrutura realizar-se-á na margem sul do Tejo em Poceirão, situando-a assim na Zona de sismicidade 'A'. Esta forma de determinação das acções está presente no documento "*Tabelas Técnicas*" – [Capítulo 4.7] [7]. Outra componente que define a sua quantificação é o tipo de solo, ou seja, a natureza do terreno em que a obra vai ser realizada. Neste aspecto, os solos para esta quantificação, dividem-se em três tipos.

Tipo I — Rochas e solos coerentes rijos;
Tipo II — Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
Tipo III — Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos

Fig.22 – Tipos de solos relacionados com a sua natureza [7]

Para a definição do tipo de solo foi consultado o Sr.Pedro Almeida que pertence à empresa LOGZ e enviou o documento de reconhecimento geotécnico elaborada pela Mota-Engil. Ficaram assim obtidos os ensaios e testes necessários à definição do solo na localização da construção da Plataforma Logística no Poceirão. Através da avaliação dos documentos cedidos, conclui-se que o tipo de solo a considerar será o tipo II.

O cálculo da acção sísmica é realizado através de uma funcionalidade automática do *software* "*ROBOT - Structural analysis*". Nesta funcionalidade introduzem-se os dados já referidos relativamente ao zonamento e tipologia da natureza do terreno do local da realização da obra.

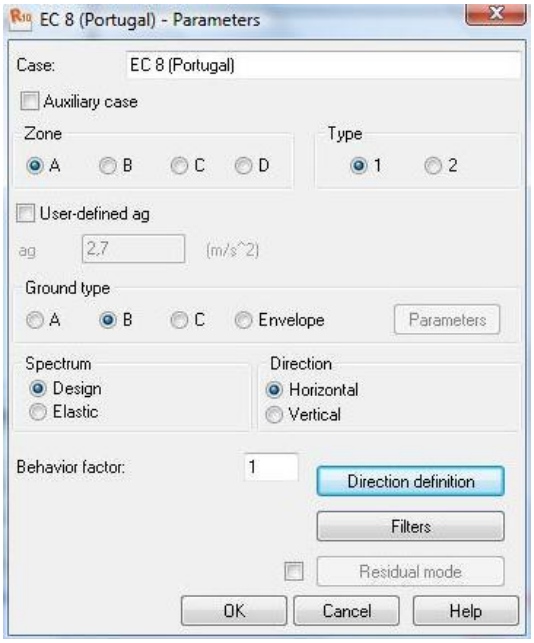


Fig.23 – Definição dos Parâmetros da acção sísmica [*8*]

Na precedente figura 23 é identificável a definição do caso em que são utilizadas as normas de Euro-Código 8 (também identificável em – [fig.24]) assim como a definição da zona de sismicidade e o tipo de Solo. Está também definida, para o dimensionamento, a direcção. Ambas as direcções foram tomadas em diferentes casos de carga associados à definição das cargas sísmicas para combinações.

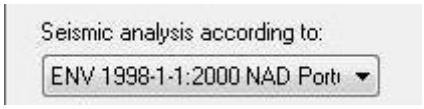


Fig.24 – Definição da acção sísmica [*8*]

O cálculo é automático e realizado em pormenor, o que facilitou a determinação dos esforços instalados devido a esta acção dinâmica. Seguidamente apresenta-se uma figura que mostra exemplos das diferentes combinações associadas e automaticamente calculadas pelo programa referido.

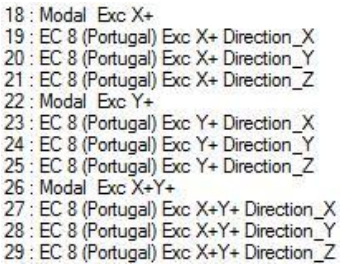


Fig.25 – Exemplo da definição das combinações sísmicas [*8*]

3.1.3.5. Combinações de Acções

Ficam então assim definidas as cargas actuantes a dispor pelos pilares e vigas secundárias no módulo estrutural de cálculo, utilizando o programa ROBOT. Para as diferentes combinações, do EC-1 [15], foi utilizada a funcionalidade de combinações automáticas que, para diferentes tipos, ajusta os factores que convertem os valores característicos da acção em valor representativo. Isto é, o programa, definindo o tipo de carga e a norma a utilizar (EC1 [15]), automaticamente aplica os factores de carga para as combinações utilizadas para as condições de Estado Limite Último ou de Serviço, ainda dividindo-as em redistribuições que torna os diagramas mais esforçados positivamente ou negativamente conforme desejado. Para uma melhor percepção, apresentam-se algumas figuras retiradas da utilização do programa Robot em que se identificam as especificações acima referidas.

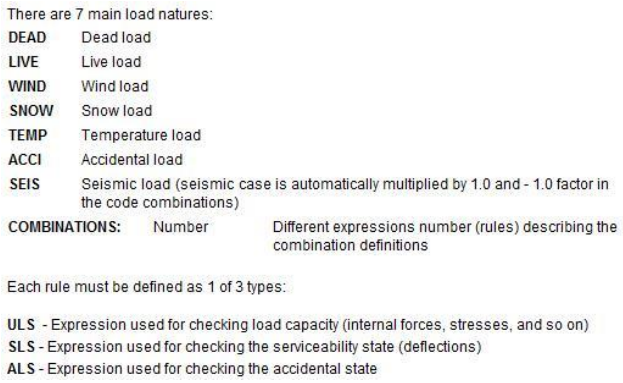


Fig.26 – Exemplo da descrição dos tipos de cargas [*8*]

		Combination type	User-defined type	Loads			
				Dead	Live	Ac	
1	ULS	STD		(4) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \begin{cases} \gamma_{\max}^{(i)} \\ \gamma_{\min}^{(i)} \end{cases}$	(19) $Q_i \cdot \gamma_{\max}^{(i)} + \sum_{j\geq 1, i\neq j} Q_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) ———	(0) ———
2	ULS	SEI		(5) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	(22) $\sum_{i\geq 1} Q_i \cdot \Psi_{2,1}^{(i)}$	(0) ———	(17) $\sum_{i\geq 1} S_i \cdot \begin{cases} \gamma_a^{(i)} \\ -\gamma_a^{(i)} \end{cases}$
3	SLS	RAR		(1) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_S^{(i)}$	(21) $Q_i + \sum_{j\geq 1, i\neq j} Q_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) ———	(0) ———
4	SLS	FRE		(1) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_S^{(i)}$	(20) $Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j\geq 1, i\neq j} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	(0) ———	(0) ———
5	SLS	QPR		(1) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_S^{(i)}$	(22) $\sum_{i\geq 1} Q_i \cdot \Psi_{2,1}^{(i)}$	(0) ———	(0) ———
6	ACC	ACC		(5) $\sum_{i\geq 1} G_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	(20) $Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j\geq 1, i\neq j} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	(18) $\sum_{i\geq 1} A_i \cdot \gamma_a^{(i)}$	(0) ———

	Nature	Subnature	γmax	γmin	γs	γa	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{0,2}$	$\Psi_{0,3}$	$\Psi_{0,n}$	Ψ_1	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{2,n}$	Ψ_K	ξ_1	ξ_2
1	Dead		1.35	1	1	1										
2	Live		1.5		1		0.7				0.8	0.4				
3	Wind		1.5		1		0.6				0.5					
4	Snow		1.5		1		0.7				0.2					
5	Temperature		1.5		1		0.6				0.5					
6	Accidental					1										
7	Seismic					1.5										
8																

Fig.27 – Factores de carga e apresentação de combinações [*8*]

Fig.28 – Opções de selecção do número de combinações a calcular [*8*]

3.1.4. CONTRAVENTAMENTO DA ESTRUTURA

Como referido no Capítulo anterior [3.1.3 – *Definição das Cargas Actuantes*], a acção dinâmica do vento e do sismo provoca forças horizontais. Para que estas forças horizontais sejam absorvidas pela estrutura é necessária uma escolha de um sistema de contraventamento eficaz. Para a definição do modelo estrutural é necessária a verificação e definição desse processo. Para este estudo foram tidas em conta algumas soluções base e posterior estudo comparativo para assumir então um sistema adequado de contraventamento ao caso do armazém em estudo. Seguidamente apresentam-se as formas possíveis que se consideram apropriadas.

3.1.4.1. Sistema de Bielas/Tirantes

Este sistema de contraventamento refere-se ao uso de bielas/tirantes inclinadas(os), dispostas nos cantos da estrutura, funcionando axialmente impedindo as deformações tanto numa direcção como noutra, ou seja, na direcção de ambos os eixos de simetria da estrutura em planta. Estas peças poderiam ser realizadas em diferentes materiais e soluções. Estão colocados na direcção da própria fachada e dispostos com ângulos de 26,6º unindo extremidades de pilares consecutivos. Poderiam ser em betão armado, funcionando melhor à compressão, e assim no modelo, desprezavam-se as bielas que estariam em tracção para cálculo efectivo de esforços instalados nestas peças. Também poderiam ser perfis metálicos, o que seria o inverso, os que estariam à compressão seriam desprezados e os cálculos de esforços eram feitos para as restantes bielas. Para descrever este sistema segue-se uma figura identificativa de um estudo preliminar no programa de cálculo, em que é visível a disposição geométrica no módulo da estrutura base.

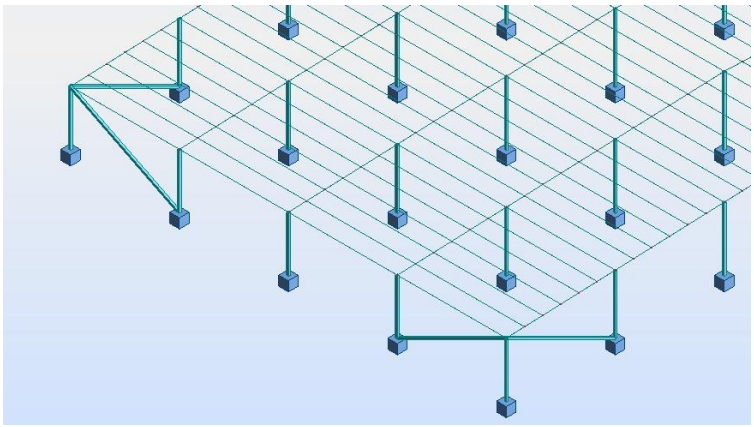


Fig.29 – Sistema de contraventamento através de bielas inclinadas [8]

Avaliando então este sistema é observável e pode imaginar-se a execução complexa em obra destas bielas, principalmente se fossem em betão armado. Em estruturas de menor dimensão seria mais viável, na medida em que comparando, estas bielas são muito compridas neste caso prático. Poderiam estender-se estas bielas inclinadas ao longo de toda a estrutura, se necessário o reforço, mas como ir-se-á avaliar no seguinte subcapítulo das conclusões do sistema de contraventamento, não seria viável.

3.1.4.2. Pilares de Maior Inércia

Um dos meios para a absorção de esforços horizontais pode ser através dos próprios pilares que teriam uma inércia e rigidez maior que inicialmente previsto, funcionando alguns deles como peças de contraventamento. Este sistema poderá ser viável dada a dimensão da estrutura e as restrições impostas. O que se pretende neste conceito é a adopção de secções, para alguns pilares estrategicamente dispostos, de maiores inércias em ambas as direcções já referidas. Através de um método iterativo, foram-se arbitrando valores para as secções de alguns pilares (os de canto e os de bordo localizados a meio de cada fachada) e foi-se verificando a sua viabilidade em termos de disposição e consumo de recursos, bem como percentagens de armaduras aceitáveis. Em primeira instância começou-se o método iterativo introduzindo o conceito a apenas alguns pilares variando a sua secção e desempenho. Depois avaliou-se a possibilidade de diminuir a secção e esforços instalados dispondo a estrutura de mais destes pilares de maior resistência e secção, folgando os restantes. Este sistema em termos de execução em obra é, relativamente a outros sistemas, de mais fácil execução, pois os pilares teriam apenas diferentes medidas da sua secção, e consequente disposição de armaduras. Para melhor se aperceber da intenção deste sistema encontra-se de seguida a figura 30 em que se identifica a disposição numa das fachadas destes pilares (canto e bordo) de maior inércia.

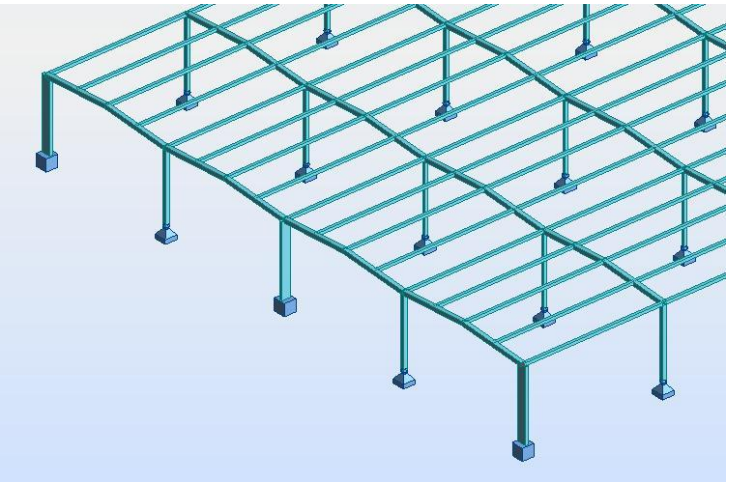


Fig.30 – Sistema de contraventamento através de pilares de maior Inércia [8]

3.1.4.3. Lâminas de Betão

Este método foi assim apelidado na medida em que o contraventamento é realizado partindo do mesmo princípio do método anterior, mas ao invés de estar distribuído por vários pilares, estaria simplesmente nos pilares de canto ou de bordo a meio das fachadas. Estes pilares deixariam de o ser na prática, acabariam por ser paredes resistentes como é usual encontrar-se em sistemas de caixas de elevadores. As paredes teriam, em ambas as direcções principais de Inércia, grandes comprimentos,

cobrindo grande parte da fachada. A realização deste tipo de contraventamento é mais usual em edifícios de vários pisos, de forma a ter um ou vários, dependendo da dimensão da estrutura, elementos de grande rigidez. Para melhor se identificar e perceber esta hipótese, seguidamente apresenta-se na figura 31 um modelo, para cálculo preliminar, que foi utilizado no programa.

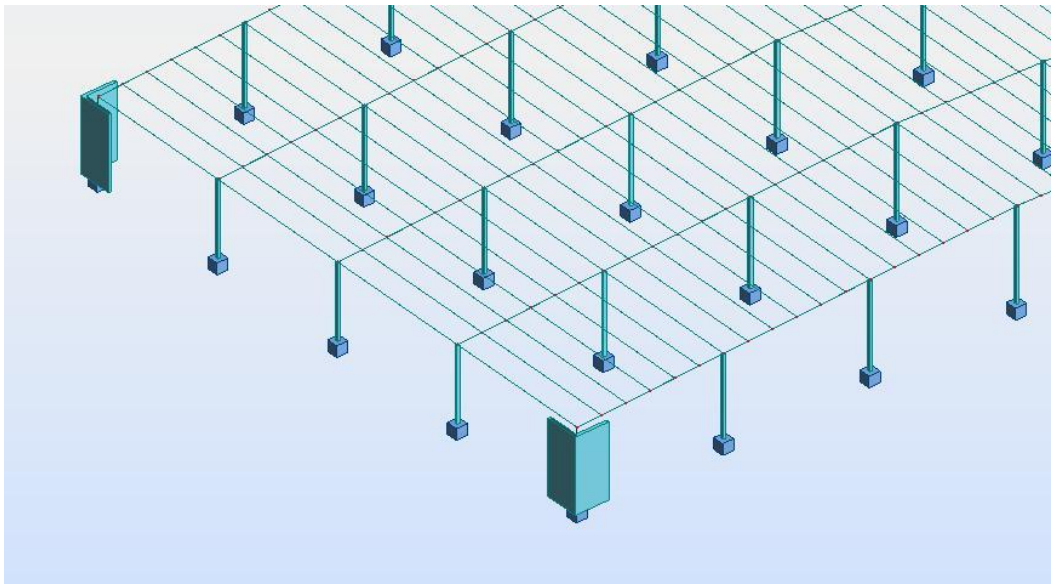


Fig.31 – Sistema de contraventamento através de lâminas de betão [8]

3.1.4.4. Conclusão e controlo do contraventamento

Aqui, finalmente, aprofundam-se as questões relacionadas com a viabilidade de cada uma das opções possíveis de contraventamento, justificando-as devidamente. Em prática, e não respeitando as restrições, qualquer uma delas seria possível e exequível. Com os devidos cálculos e esforços, sempre alguma solução poderia surgir. A grande questão e, como será obvio, o que mais influencia a escolha do sistema de contraventamento deste armazém será a sua utilização prática real. Isto porque durante as reuniões com os vários intervenientes consultados, bem como a planta de arquitectura do projecto em causa [Anexos], remete-nos para o aproveitamento das fachadas, exaustivamente para entrada e saída de carga através de passagens onde veículos pesados se acoplam. Ou seja, o cliente que impôs as restrições de geometria, nomeadamente a distância mínima entre eixos de pilares, também pretendia cobrir a questão da utilização. Ao visualizar-se a planta de arquitectura, é perceptível a grande quantidade de entradas de carga ao longo da fachada, possivelmente para maximizar o rendimento e diminuir o tempo de espera de carga/descarga. Sabendo isto, e não podendo sair da margem imposta pelo cliente, claramente e sem cálculos aparentes o sistema fica automaticamente escolhido. Isto é, descartam-se quaisquer sistemas que cubram grande parte ou a totalidade da distância entre pilares, e consequentemente, que ocupem a fachada. E, posto isto, chega-se à conclusão de que o sistema seleccionado será o de pilares de maior inércia, já referido em [3.1.4.3.]. Ainda assim, fez-se referência a outras possíveis soluções de contraventamento, como apresentado anteriormente e também possíveis soluções de as melhorar localizando-as dentro da margem de restrições, mas, sem

sucesso, pois ou eram de difícil execução ou eram dispendiosas, ou mesmo exageradas. Seguidamente apresenta-se um imagem (32) fornecida pelo dono de obra que inclui a já enunciada utilização.

Fig.32 – Sistema de entrada e saída de carga a ser usado no armazém [1]

Na prática, apenas um dos sistemas poderá ser realizado, devido a esta componente de restrição referente á sua utilização, como já explicado. Ainda assim, uma forma de se poder avaliar o sistema de contraventamento, através de cálculo, será a verificação dos efeitos de segunda ordem globais [EC2 – 5.8.3.3.] [14]. Seguidamente apresenta-se o cálculo da verificação para a opção de contraventamento seleccionada, o de pilares de maior inércia.

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \cdot \frac{\sum E_{cd} \cdot I_c}{L^2} \qquad (3)$$

Em que:

- $F_{V,Ed}$ - Carga vertical total (nos elementos que estão contraventados e nos de contraventamento)
- k_1 - Valor recomendado a utilizar do anexo nacional – 0,31
- n_s - Número de pisos -1
- E_{cd} - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão – 31000000/1,2 = 25833333,33 kPa
- I_c - Momento de Inércia dos elementos de contraventamento (secção de betão não fendilhada)
- L – Altura total do edifício acima do nível do encastramento – 12 metros

A carga vertical total foi calculada para o Estado Limite Último, através da obtenção de esforços axiais nos pilares no programa ROBOT. Seguidamente apresenta-se no Quadro 10 a identificação dos esforços já subdivididos nas famílias, assunto que será melhor esclarecido no próximo capítulo.

Quadro 10 – Esforços axiais (*kN*) máximos para as diferentes famílias de pilares

	Pilar Canto	Pilar de Bordo de Contraventamento	Pilar de Bordo	Pilar Interior
Esforço Axial	1470	2100	1870	2830
Número de Pilares no Módulo	4	4	12	15

O produto do esforço axial pelo número de elementos presentes no módulo estrutural, respectivamente em cada família, será o esforço vertical total instalado nos pilares. Então, $F_{V,Ed}$ será 79107 kN. De seguida determina-se o limite que o valor calculado não deverá ultrapassar. O módulo de elasticidade, o número de pisos e 'k_1' já estão definidos na lista em cima. Falta apenas definir o somatório das inércias, para ambas as direcções, dos elementos de contraventamento. Primeiro calcula-se na direcção Y, ou seja, a direcção paralela á maior fachada do módulo estrutural.

$$I_{c,pilar} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}55 \times 1{,}5^3}{12} = 0{,}155 m^4 \qquad \text{(4 – Inércia pilar de canto)}$$

$$I_{c,total} = 4 \cdot (I_{c,pilar} + A \cdot d^2) = 4 \times (0{,}155 + 0{,}55 \times 1{,}5 \times 48^2) = 7603{,}82 m^4 \qquad \text{(5 – Inércia no centro de gravidade da estrutura dos elementos de contraventamento na direcção 'Y')}$$

Então:

$$79170 \leq 0{,}31 \times \frac{1}{1+1{,}6} \times \frac{196{,}43 \times 10^9}{12^2} = 162642361{,}11 \qquad \text{(6 – Efeito Global de 2ª ordem)}$$

Note-se que foi multiplicada a inércia do pilar de canto, e utilizando o teorema de *Steiner*, por quatro, na medida em que todos eles estão á mesma distância, 48 metros, do eixo central Y no módulo estrutural. Isto porque cada elemento de contraventamento está em cada canto do módulo. Avaliando numericamente os valores chega-se à conclusão de que o valor está perfeitamente dentro dos limites, sendo então o sistema de contraventamento aceitável. Poderíamos discutir a vertente económica, na medida em que se verifica a fórmula com uma grande margem. Mas neste caso, e como já referido [subcapítulo 3.1.4.2. – Pilares de maior inércia], estes pilares de maior inércia estão colocados para que com as acções actuantes, e a sua estratégica disposição, absorvam mais esforços folgando outras peças que poderão ser poupadas. Em seguida calcula-se na direcção X, ou seja, a direcção paralela á menor fachada do módulo estrutural.

$$I_{c,BordoContav} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}65 \times 1{,}5^3}{12} = 0{,}183 m^4$$ (7 – Inércia pilar de bordo de contraventamento)

$$I_{c,total} = 2 \cdot (I_{c,pilar}) + 2 \cdot (I_{c,pilar} + A \cdot d^2) = 2 \times (0{,}183) + 2 \times (0{,}183 + 0{,}65 \times 1{,}5 \times 72^2) = 10110 m^4$$

(8 – Inércia no centro de gravidade da estrutura dos elementos de contraventamento na direcção 'X')

Então:

$$79170 \leq 0{,}31 \times \frac{1}{1+1{,}6} \times \frac{261 \times 10^9}{12^2} = 216105769{,}23$$ (9 - Efeito Global de 2ª ordem)

Note-se que na totalidade dos quatro pilares de bordo de contraventamento, dois deles já estão localizados sobre o eixo X que passa no centro de gravidade do módulo estrutural. Os restantes dois estão localizados no meio das fachadas menores, ou seja, afastados a uma distância de 72 metros entre os seus eixos e o eixo central X, utilizando-se assim o teorema de *Steiner* para determinar a inércia dos elementos de contraventamento total nesta direcção. Tal como na direcção Y, no cálculo na direcção X, avaliando-se numericamente os valores, chega-se á conclusão de que o valor está perfeitamente dentro dos limites, sendo então o sistema de contraventamento aceitável também para esta direcção. Incide-se então, a partir desta etapa definida, para a solução final do módulo da estrutura a calcular, com as cargas já definidas, disposições delimitadas e combinações automáticas de acordo com o Euro código.

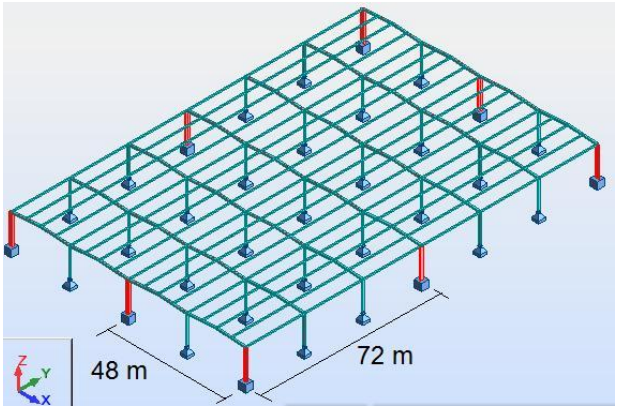


Fig.33 – Módulo estrutural e identificação dos elementos de contraventamento [8]

3.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Neste subcapítulo são identificadas as diferentes famílias de elementos a estudar neste projecto, e consequentes estudos e verificações para dimensionamento das mesmas. Definem-se esforços instalados das diferentes combinações e dimensionam-se os diferentes elementos em várias soluções avaliando assim a sua viabilidade. Para todas as peças em betão armado foi usada a medida de recobrimento das armaduras de 25mm. Nas conclusões das respectivas peças também se encontram as Normas de Segurança e Construção a respeitar bem como o processo da sua instalação em obra.

3.2.1. DESCRIÇÃO DAS FAMÍLIAS DE ELEMENTOS DA ESTRUTURA

Uma forma de maximizar o rendimento do cálculo, relacionando a direcção das cargas (no modelo do *ROBOT* por exemplo, a acção do vento está representada apenas num sentido em ambas as direcções), é fazer a divisão dos elementos por famílias, tomando os valores máximos obtidos para cada uma. Sendo a estrutura simétrica, a viabilidade deste tipo de método torna-se importante na simplificação e rapidez de execução efectiva em obra, bem como na diminuição dos custos associados. Em prática esta é uma grande condicionante da estrutura e da sua execução. A divisão da estrutura foi feita em seis famílias, pilares de canto, pilares de bordo, pilares de bordo de contraventamento, pilares interiores, vigas principais e vigas secundárias. Esta divisão foi feita com base no tipo de função que os diferentes elementos exerceriam.

No caso dos pilares de canto e de bordo de contraventamento, como já foi referido têm a função de contraventar a estrutura absorvendo maiores esforços, orientando a maior medida da secção na direcção desejada a contraventar. Os pilares interiores têm os maiores esforços axiais pois a sua área de influência é maior, mas poupados em momentos actuantes absorvidos pelos já referidos de canto e de bordo de contraventamento e em parte, mas em menor escala, também pelos de bordo, definindo assim a ultima família de pilares. As vigas principais estão apoiadas sobre a malha de pilares, dispostos segundo a direcção X, ou seja, paralelamente á direcção da menor fachada. Poderia eventualmente existir ainda a família de vigas principais de bordo, que também comportam menos esforços devido á sua área de influência, mas optou-se pela segurança em manter esta família de elementos e a sua distribuição em toda a estrutura, mesmo nos bordos. A restante família é a das vigas secundárias. Estas apoiam-se perpendicularmente (com a direcção Y) nas vigas principais de seis em seis metros, ao longo do vão de 24 metros da já referida viga principal. Aqui existe uma subdivisão das vigas secundárias em vigas secundárias e vigas secundária de bordo poupando esforços, material e diminuindo consequentemente o custo associado, já que estas têm metade da área de influência das outras. Seguidamente apresentam-se algumas figuras representativas da localização, e disposição geométrica no modelo de cálculo, dos elementos das diferentes famílias.

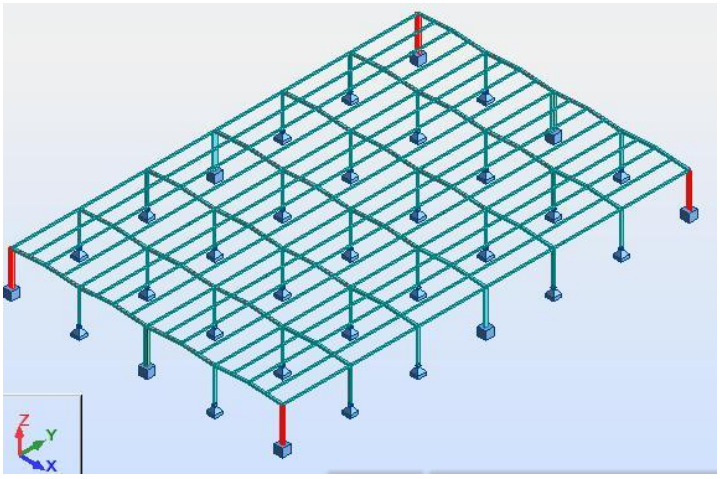


Fig.34 – Localização no módulo dos pilares de canto [*8*]

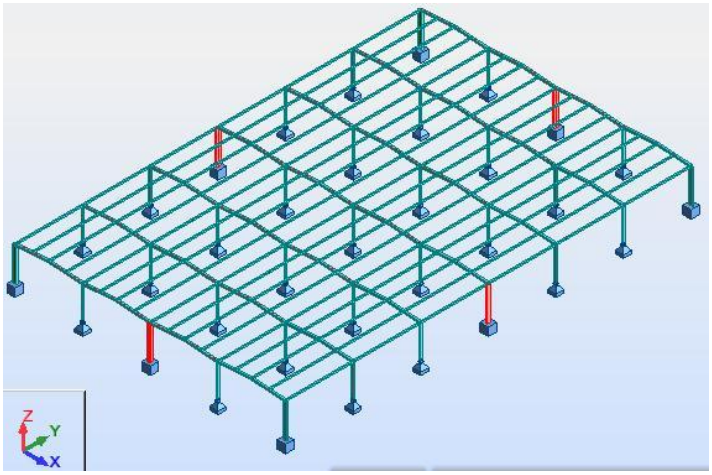


Fig.35 – Localização no módulo dos pilares de bordo de contraventamento [*8*]

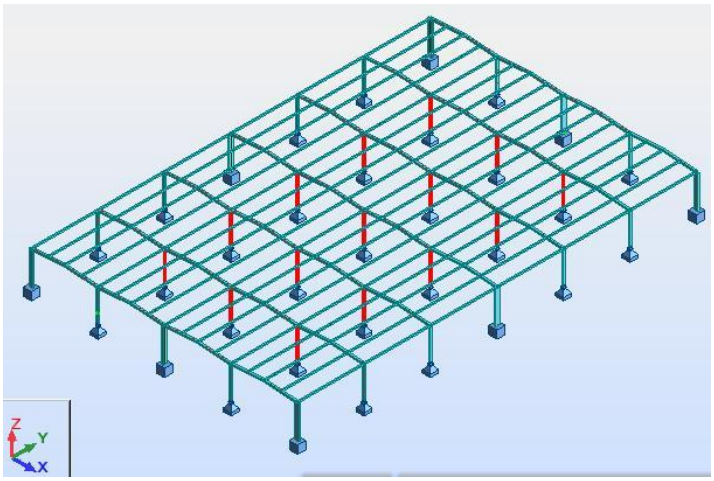


Fig.36 – Localização no módulo dos pilares interiores [*8*]

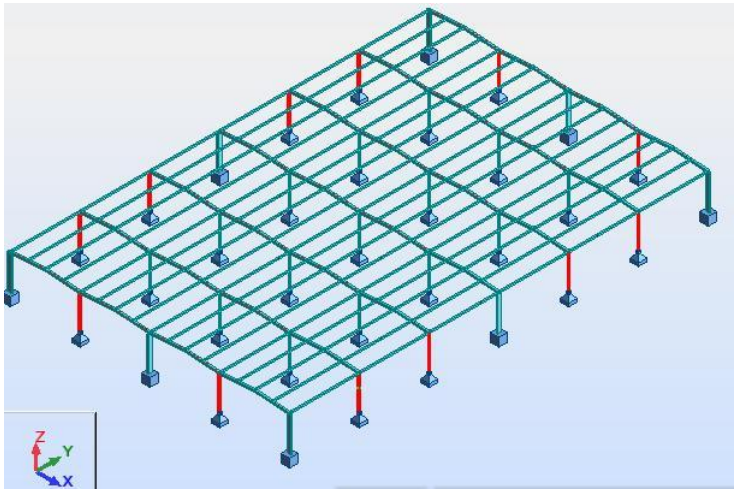


Fig.37 – Localização no módulo dos pilares de bordo [*8*]

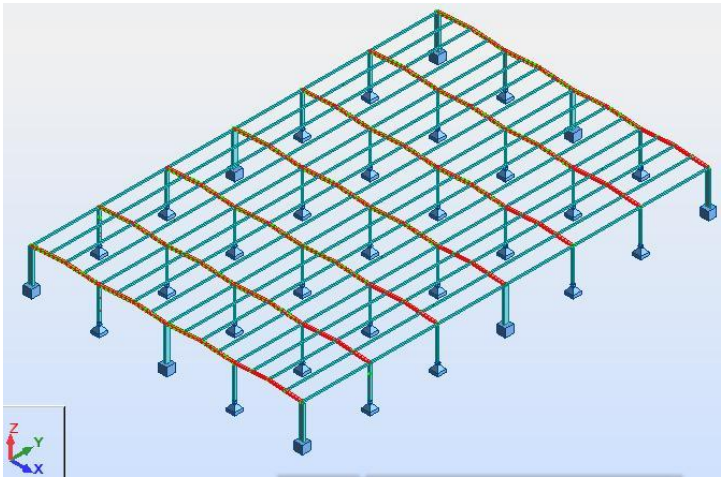


Fig.38 – Localização no módulo das vigas principais [*8*]

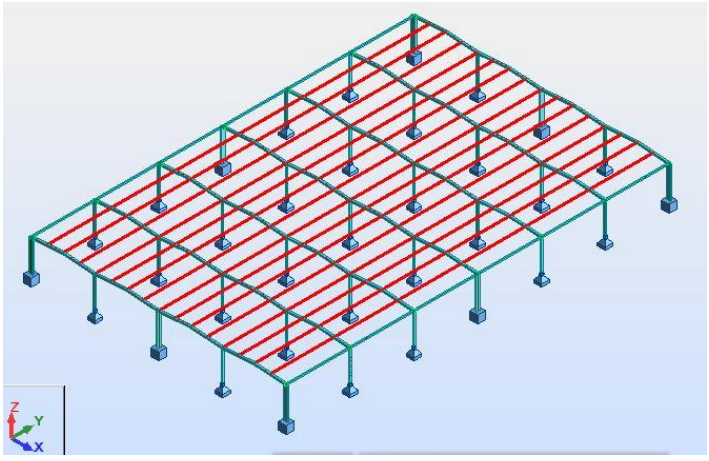


Fig.39 – Localização no módulo das vigas secundárias [*8*]

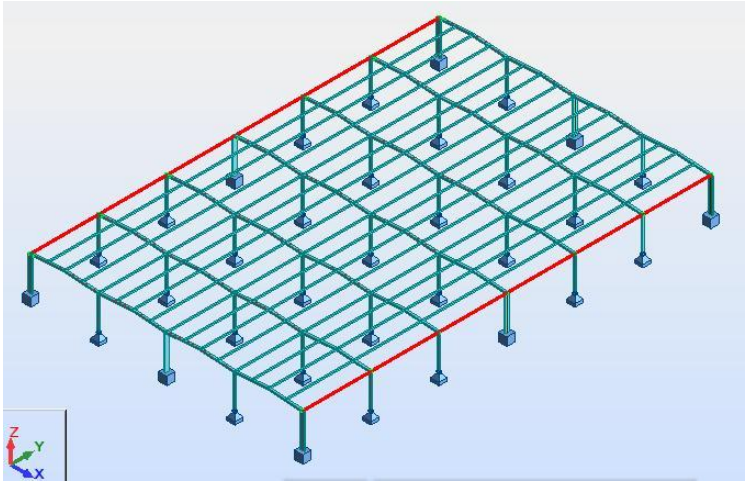


Fig.40 – Localização no módulo das vigas secundárias de bordo [*8*]

3.2.2. PILAR DE BORDO DE CONTRAVENTAMENTO

Neste subcapítulo caracteriza-se e dimensiona-se o elemento pilar de bordo de contraventamento. O estudo foi feito, como já referido, através de um método iterativo para que a percentagem de armadura e os esforços que se absorvessem fossem significativos folgando os restantes pilares. Seguidamente apresenta-se o subcapítulo do dimensionamento deste elemento em betão armado.

3.2.2.1. Dimensionamento em Betão Armado

Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção ‘h’, direcção de X global – 1,5 metros
- Largura da secção ‘b’, direcção de Y global – 0,65 metros
- Altura do pilar ‘L’ – 12 metros

3.2.2.1.1. Esforços Actuantes

Após definida a anterior lista, dá-se início ao cálculo de esforços instalados utilizando o programa de cálculo *ROBOT*. Note-se que, como já enunciado na definição de cargas e combinações, todas estas são automáticas. Após a obtenção de resultados para a mesma família de elementos, os pilares de bordo de contraventamento, foi tomada nota dos máximos de cada tipo de esforço. Isto é, para os quatro pilares de bordo de contraventamento presentes no módulo estrutural, os esforços eram diferentes, então para cada um deles registou-se o máximo dos diferentes tipos de esforços e assim definir as cargas máximas para o dimensionamento desta família de elementos. Os termos ‘diferentes

tipos de esforço', representam os esforços axiais e momentos actuantes. Resumindo, estes são os esforços da envolvente de esforços obtida através do *ROBOT*.
Seguidamente apresenta-se no Quadro 11 a identificação desses esforços máximos actuantes registados pelo programa nos pilares de bordo de contraventamento. Note-se que para os momentos, como se têm forças horizontais em diferentes direcções, discriminam-se logicamente, as acções em ambas as direcções.

Quadro 11 – Esforços axiais (*kN*) e momentos actuantes (*kN.m*) máximos para os pilares de bordo de contraventamento

Esforço Axial 'N'	Momento Actuante 'M' na direcção X		Momento Actuante 'M' na direcção Y	
Máximo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
2100	3100	-5200	4400	682

O que se pretende com 'máximo' e 'mínimo' é o maior valor e o menor valor registados para estes elementos. No caso da direcção X, será em cada um dos extremos do pilar. Sendo estes pilares os que absorvem as maiores acções horizontais, é natural que os momentos sejam desta ordem de grandeza. Com as acções gravíticas, do vento e sísmicas definidas, avalia-se a dispensa ou não de efeitos de 2ª ordem locais.

3.2.2.1.2. Encurvadura

A verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem é calculada através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.8.3.1-*Critérios de esbelteza para elementos isolados*], calculando-se o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção X.

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (10)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 3100/5200 = 1,104
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 2100/(1,5x0,65x25000/1,5) = 0,13

então,

$$\lambda_{\lim,x} = 47{,}29 \qquad (11)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_y} \qquad (12)$$

Em que,

- l_{ox} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_y– Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b^3 \times h}{12}}{A_c}}$ =0,188

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra. Esta foi uma medida de segurança e simplificação na medida em que quanto maior for este comprimento efectivo do elemento isolado maior será o coeficiente de esbelteza e consequentemente a dispensa ou não destes efeitos será dificultada. Note-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,65 metros e 1,5 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_x = 63{,}95 \qquad (13)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. O momento resultante deste efeito é determinado pelo cálculo da excentricidade provocada. Depois desta medida determinada, o seu produto com o esforço axial resultará no momento de 2ª ordem adicional para a direcção X.

Esta excentricidade ou deslocamento é determinado através de [5.8.8.2-EC2],

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \times l_{ox}^{\ 2}}{c} \qquad (14)$$

Em que,

- *(1/r)* – curvatura (equação '15')
- l_{ox} – comprimento efectivo – 12 metros
- *c* – coeficiente dependente da distribuição da curvatura – secção constante toma-se o valor de 10 segundo o anexo nacional

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \qquad (15)$$

Em que,

- ***(1/ro)*** = $\dfrac{\frac{fsyd}{Es}}{0{,}45 \times d} = \dfrac{\frac{500}{200000}}{0{,}45 \times 0{,}495} = 0{,}01122$
- *d* – considerado 0,9x*b* por simplificação = 0,9x0,55 = 0,495 metros
- K_r = $(n_u\text{-}n)/(n_u\text{-}n_{bal})$ = 1,34 < 1. Logo K_r = 1
- n_u = 1+ ω = 1,2
- ω – Considera-se a percentagem de 1% de armadura – 0,01x((500/1,15)/(25/1,5))=0,2
- n – $N_{ed}/(A_c x f_{cd})$ = 0,13
- n_{bal} = 0,4
- K_φ – $1+\beta x \varphi_{ef}$ = 1+0,05x1,25 = 1,06
- φ_{ef} – considerado 1,25
- $\beta = 0{,}35+f_{ck}/200-\lambda/150$ = 0,05

Então,

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1{,}06 \times 0{,}01122 = 0{,}0119 \qquad (16)$$

E consequentemente,

$$e_2 = \frac{0{,}0119 \times 12^2}{10} = 0{,}171m \qquad (17)$$

$$M_{2,X} = N_{ed} \times e_2 = 2100 \times 0{,}171 = 359{,}1kN \cdot m \qquad (18)$$

Calcula-se se seguida, e analogamente, o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção Y.

$$\lambda_{\lim,y} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (19)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = $1{,}7 - M_{o1}/M_{o2}$ = 1,7 – 682/4400 = 1,545
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 2100/(1,5x0,65x25000/1,5) = 0,13

então,

$$\lambda_{\lim,y} = 65{,}99 \qquad (20)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_x} \qquad (21)$$

Em que,

- l_{oy} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_x – Raio de giração $= \sqrt{\frac{b \times h^3}{\frac{12}{A_c}}}$ =0,433

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra analogamente à direcção X. Referencia-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,65 metros e 1,5 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_y = 27{,}71 \qquad (22)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, não terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção Y.

3.2.2.1.3. Imperfeições Geométricas

Calculados os momentos de 2ª ordem, sucede-se o fim do cálculo dos momentos de 1ª Ordem, isto é, o cálculo das imperfeições geométricas. Este cálculo é feito através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.2.-*Imperfeições geométricas*]. As imperfeições são calculadas através da determinação de uma excentricidade, 'e_i', dada pela seguinte expressão (23). Neste caso, e analogamente ao cálculo dos momentos de 2ª Ordem, 'l_o' será igual para as duas direcções.

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \qquad (23)$$

Em que,

- l_o – comprimento efectivo – 12 metros
- θ_i – Inclinação das imperfeições em radianos

Em que,

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad (24)$$

Onde,

- Θ_o – Valor básico, considera-se 18/200 recomendado pelo anexo nacional.
- α_h – coeficiente de redução – $2/(l)^{(1/2)}$ = 0,577 < 0,67 – 0,67 a utilizar
- α_m – coeficiente de redução – $(0{,}5x(1+1/m))^{(1/2)}$ = 0,717
- m – numero de elementos verticais - 35

Então,

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0{,}67 \times 0{,}717 = 0{,}0024 rad \qquad (25)$$

$$e_i = \frac{0{,}0024 \times 12}{2} = 0{,}0144 m \qquad (26)$$

$$M_{imp} = e_i \times N_{ed} = 0{,}0144 \times 2100 = 30{,}24 kN \cdot m \qquad (27)$$

3.2.2.1.4. Cálculo da Armadura

O momento de cálculo devido às acções, que resulta em momentos diferentes nas extremidades, pode ser substituído por um momento de extremidade de 1ª ordem equivalente [5.8.8.2-*EC2*]. Este cálculo é feito através da seguinte expressão:

$$M_{0e} = 0{,}6 \cdot M_{02} + 0{,}4 \cdot M_{01} \geq 0{,}4 \cdot M_{02} \qquad (28)$$

Em que $|M_{02}|>|M_{01}|$, sendo estes os momentos das extremidades em módulo. Aplicado a ambas as direcções, apresenta-se no Quadro 12 o momento equivalente para cada direcção. O cálculo que se segue representa o momento final, para ambas as direcções para posterior dimensionamento.

Quadro 12 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de bordo de contraventamento

Direcção	Esforço Axial Actuante, kN	Momentos de 1ª Ordem, kN.m		Momentos de 2ª Ordem, kN.m
-	2100	Acções/Cargas	Imperfeições	Encurvadura
X	-	1880	30,24	359,1
Y	-	2367,2	30,24	-

Com os esforços obtidos, somam-se os momentos de primeira e segunda ordem algebricamente, para cada direcção. Para o dimensionamento da armadura necessária fez-se uso das tabelas e ábacos que são elaborados de acordo com as regras do Euro Código 2 [14]. Estes são dados para o cálculo à ruptura de secções rectangulares de betão armado ou pré-esforçado. Neste caso foi utilizado o ábaco R3 (flexão desviada, secção rectangular, C12-50 e S500). Seguidamente calculam-se os coeficientes que através do gráfico e equações fornecidas permitem saber a área de armadura necessária.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{h \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2100}{1{,}5 \times 0{,}9 \times 1{,}5 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}062 \qquad (29)$$

$$\mu_{Sdy} = \frac{M_{sdy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2397{,}44}{0{,}65 \times 1{,}5^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}0984 \qquad (30)$$

$$\mu_{Sdx} = \frac{M_{sdx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2269{,}34}{0{,}65^2 \times 1{,}5 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}215 \qquad (31)$$

Observando os gráficos deste ábaco tendo como '$\mu_1 = \mu_{sdx}$' e '$\mu_2 = \mu_{sdy}$' chega-se ao valor, para 'ω', de aproximadamente 0,52. Então, a área total de armadura a utilizar, '$A_{s,\,total}$' pode ser calculada com a seguinte expressão.

$$\varpi = \frac{A_{s,total}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \qquad (32)$$

Neste caso a área de armadura total a utilizar será 0,01944 m^2. Em seguida apresenta-se o Quadro 13 com as possíveis soluções do número de varões necessários para diferentes diâmetros de varões para armadura comerciais.

Quadro 13 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de bordo de contraventamento

Diâmetros [mm]	Número de varões total	Área de aço utilizada [m^2]
16	97	0,01950
20	62	0,01948
25	40	0,01963

Foi seleccionada a solução de varões de 25mm de diâmetro pois apesar de exceder um pouco a área de aço necessária utilizada em relação aos outros, a sua realização em obra é simplificada e não se terão problemas de restrições em distâncias mínimas entre varões devido ao seu inferior número. Então, sendo o número total de varões longitudinais 40, por face estarão 11, incluídos os dois de canto comuns às outras faces. De seguida procede-se á verificação da armadura de esforço transverso. Esta armadura não pode ter o seu diâmetro inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais [9.5.3. (1) – *EC2*]. Foi escolhido então o diâmetro de 8mm encontrando-se dentro dos padrões exigidos. O espaçamento dos estribos não deverá exceder $S_{cl,tmax}$ que é o mínimo de entre os seguinte pontos da lista.

- 15 vezes o diâmetro mínimo das armaduras longitudinais – 375mm
- A menor dimensão do pilar – 650mm
- 300mm

Toma então $S_{cl,tmax}$ o valor de 300mm.

3.2.2.1.5. Conclusões

Note-se que não foi feito outro estudo, como por exemplo, em perfis metálicos, devido ao grande pé-direito e preços de material exagerados associados à geometria imposta. Optou-se, e em conjunto com as empresas consultadas, de incidir o estudo dos pilares em betão armado, para também se avaliar o sistema de contraventamento, que é o mais variável. Fica então assim definido e dimensionado o pilar de bordo de contraventamento. Em seguida apresenta-se a figura 41, ilustrativa da secção definida do elemento sem escala. Para uma melhor percepção e avaliação da solução encontra-se no documento "Anexos" à escala o desenho realizado através do programa de traçado *AutoCAD* [9]

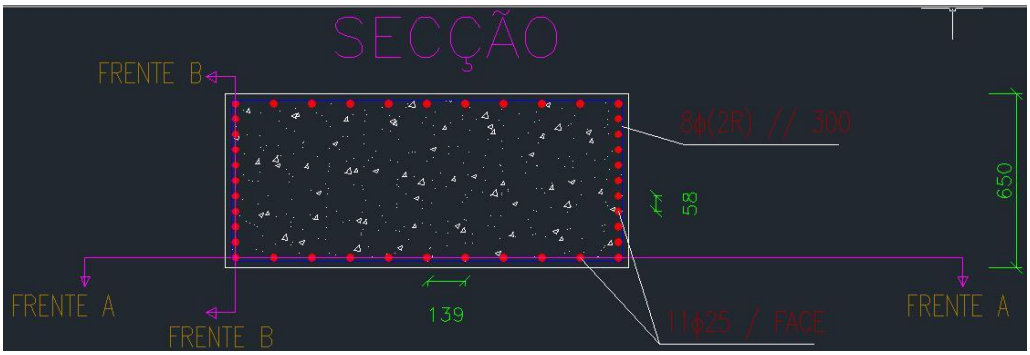


Fig.41 – Secção do pilar de contraventamento [9]

3.2.3. PILAR DE CANTO

Neste subcapítulo caracteriza-se e dimensiona-se o elemento pilar de canto. O estudo foi feito, como já referido, através de um método iterativo para que a percentagem de armadura e os esforços que se absorvessem fossem significativos folgando os restantes pilares. Seguidamente apresenta-se o subcapítulo do dimensionamento deste elemento em betão armado.

3.2.3.1. Dimensionamento em Betão Armado

Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção ‘h’, direcção de Y global – 1,5 metros
- Largura da secção ‘b’, direcção de X global – 0,55 metros
- Altura do pilar ‘L’ – 12 metros

3.2.3.1.1. Esforços Actuantes

Após a precedente lista definida, dá-se início ao cálculo de esforços instalados utilizando o programa de cálculo *ROBOT*. Note-se que, como já enunciado na definição de cargas e combinações, todas estas são automáticas e confirmadas pelo autor. Após a obtenção de resultados para a mesma família de elementos, os pilares de canto, foi tomada nota dos máximos de cada tipo de esforço. Isto é, para os quatro pilares de canto presentes no módulo estrutural, os esforços eram diferentes, para cada um deles registou-se o máximo dos diferentes tipos de esforços e assim definir as cargas máximas para o dimensionamento desta família de elementos. Seguidamente apresenta-se no Quadro 14 a identificação desses esforços máximos actuantes registados pelo programa nos pilares de canto. Note-se que para os momentos, como têm-se forças horizontais em diferentes direcções, discriminam-se logicamente, as acções em ambas as direcções.

Quadro 14 – Esforços Axiais (*kN*) e Momentos actuantes (*kN.m*) máximos para os pilares de canto

Esforço Axial 'N'	Momento Actuante 'M' na direcção X		Momento Actuante 'M' na direcção Y	
Máximo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1470	3100	-4700	1400	430

O que se pretende com 'máximo' e 'mínimo' é o maior e o menor valor registados para estes elementos. No caso da direcção X, será em cada um dos extremos do pilar. Sendo estes pilares os que absorvem grande parte das acções horizontais, é natural, tal como os de bordo de contraventamento, que os momentos sejam desta ordem de grandeza. Com as acções gravíticas, do vento e sísmicas definidas, avalia-se a dispensa ou não de efeitos de 2ª ordem locais.

3.2.3.1.2. Encurvadura

A verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem é calculada através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.8.3.1-*Critérios de esbelteza para elementos isolados*], calculando-se o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção X.

$$\lambda_{\lim,x} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (33)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 3100/4700 = 1,04
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 1470/(1,5x0,55x25000/1,5) = 0,107

então,

$$\lambda_{\lim,x} = 48{,}96 \qquad (34)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_y} \qquad (35)$$

Em que,

- l_{ox} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_y– Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{A_c}}$ =0,43

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra. Esta foi uma medida de segurança e simplificação na medida em que quanto maior for este comprimento efectivo do elemento isolado maior será o coeficiente de esbelteza e consequentemente a dispensa ou não destes efeitos será dificultada. Note-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,55 metros e 1,5 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_x = 27{,}72 \qquad (36)$$

Verifica-se então que, analisando o elemento isolado, não terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. De seguida determina analogamente para a direcção Y.

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (37)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 430/1400 = 1,393
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 1470/(1,5x0,55x25000/1,5) = 0,107

então,

$$\lambda_{\lim,y} = 65{,}44 \qquad (38)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_x} \qquad (39)$$

Em que,

- l_{oy} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_x – Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b^3 \times h}{12}}{A_c}}$ =0,502

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra analogamente à direcção X. Referencia-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,55 metros e 1,5 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_y = 23{,}90 \qquad (40)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, não terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção.

3.2.3.1.3. Imperfeições Geométricas

Verificados os momentos de 2ª ordem, segue-se para o fim do cálculo dos momentos de 1ª Ordem. Isto é, o cálculo das imperfeições geométricas. Este cálculo é feito através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.2.-*Imperfeições geométricas*]. As imperfeições são calculadas através da determinação de uma excentricidade, 'e_i', dada pela seguinte expressão (41). Neste caso, e analogamente ao cálculo dos momentos de 2ª Ordem, 'l_o' será igual para as duas direcções.

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \qquad (41)$$

Em que,

- l_o – comprimento efectivo – 12 metros
- θ_i – Inclinação das imperfeições em radianos

Em que,

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad (42)$$

Onde,

- Θ_o – Valor básico, considera-se 1/200 recomendado pelo anexo nacional.
- α_h – coeficiente de redução – $2/(l)^{(1/2)}$ = 0,577 < 0,67 – 0,67 a utilizar
- α_m – coeficiente de redução – $(0{,}5x(1+1/m))^{(1/2)}$ – 0,717
- m – numero de elementos verticais - 35

Então,

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0{,}67 \times 0{,}717 = 0{,}0024 rad \qquad (43)$$

$$e_i = \frac{0{,}0024 \times 12}{2} = 0{,}0144 m \qquad (44)$$

$$M_{imp} = e_i \times N_{ed} = 0{,}0144 \times 1470 = 21{,}17 kN \cdot m \qquad (45)$$

3.2.3.1.4. Cálculo da Armadura

Este cálculo, como já referido em cima, aplica-se a ambas as direcções. O momento de cálculo devido às acções, que resulta em momentos diferentes nas extremidades, pode ser substituídos por um momento de extremidade de 1ª ordem equivalente [5.8.8.2-*EC2*]. Este cálculo é feito através da seguinte expressão:

$$M_{0e} = 0{,}6 \cdot M_{02} + 0{,}4 \cdot M_{01} \geq 0{,}4 \cdot M_{02} \qquad (46)$$

Em que $|M_{02}|>|M_{01}|$, sendo estes os momentos das extremidades em módulo. Aplicado a ambas as direcções, apresenta-se no Quadro 15 o momento equivalente para cada direcção. O cálculo que se segue representa o momento final, para ambas as direcções para posterior dimensionamento.

Quadro 15 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de canto

Direcção	Esforço Axial Actuante, kN	Momentos de 1ª Ordem, kN.m		Momentos de 2ª Ordem, kN.m
-	1470	Acções/Cargas	Imperfeições	Encurvadura
X	-	1880	21,17	-
Y	-	1012	21,17	-

Com os esforços obtido, somam-se os momentos de primeira e segunda ordem algebricamente, para cada direcção. Para o dimensionamento da armadura necessária fez-se uso das tabelas e ábacos que são elaborados de acordo com as regras do Euro Código 2. Estes são dados para o cálculo à ruptura de secções rectangulares de betão armado ou pré-esforçado. Neste caso foi utilizado o ábaco R3 (flexão

desviada, secção rectangular, C12-50 e S500). Seguidamente calculam-se os coeficientes que através do gráfico e equações fornecidas permitem saber a área de armadura necessária.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{h \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1470}{1{,}5 \times 0{,}9 \times 1{,}5 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}044 \qquad (47)$$

$$\mu_{Sdy} = \frac{M_{sdy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1033{,}17}{0{,}55^2 \times 1{,}5 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}137 \qquad (48)$$

$$\mu_{Sdx} = \frac{M_{sdx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1901{,}17}{1{,}5^2 \times 0{,}5 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}101 \qquad (49)$$

Note-se que apesar de se encontrar já referido que 'h' e 'b' seriam de 1,5m e 0,55m correspondentemente, neste caso trocam-se porque a direcção X Global é o eixo de maior inércia da secção do pilar de canto. Observando os gráficos deste ábaco tendo como '$\mu_1 = \mu_{sdx}$' e '$\mu_2 = \mu_{sdy}$' chega-se ao valor, para 'ω', de aproximadamente 0,36. Então, a área total de armadura a utilizar, 'As, total' pode ser calculada com a seguinte expressão.

$$\varpi = \frac{A_{s,total}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \qquad (50)$$

Neste caso a área de armadura total a utilizar será 0,011385 m^2. Em seguida apresentam-se no Quadro 16 as possíveis soluções do número de varões necessários para diferentes diâmetros de varões para armadura comerciais.

Quadro 16 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de canto

Diâmetros [mm]	Número de varões total	Área de aço utilizada [m^2]
16	57	0,01146
20	37	0,01162
25	24	0,01178

Foi seleccionada a solução de varões de 25mm de diâmetro pois apesar de exceder um pouco a área de aço necessária utilizada em relação aos outros, a sua realização em obra é simplificada e não se terão problemas de restrições em distâncias mínimas entre varões devido ao seu inferior número. Então, sendo o número total de varões longitudinais 24, por face estarão 7, incluídos os dois de canto comuns às outras faces. De seguida procede-se á verificação da armadura de esforço transverso. Esta armadura não pode ter o seu diâmetro inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais [9.5.3. (1) – *EC2*]. Foi escolhido então o diâmetro de 8mm encontrando-se dentro dos padrões exigidos. O espaçamento dos estribos não deverá exceder $S_{cl,tmax}$ que é o mínimo de entre os seguinte pontos da lista.

- 15 vezes o diâmetro mínimo das armaduras Longitudinais – 375mm
- A menor dimensão do pilar – 550mm
- 300mm

Toma então $S_{cl,tmax}$ o valor de 300mm.

3.2.3.1.5. Conclusões

Note-se que não foi feito outro estudo, como por exemplo, em perfis metálicos, como para os pilares de bordo de contraventamento devido ao grande pé-direito e preços de material exagerados associados à geometria imposta. Optou-se, e em conjunto com as empresas consultadas, de se incidir o estudo dos pilares em betão armado, para também se avaliar o sistema de contraventamento, que é mais variável. Fica então assim definido e dimensionado o pilar de canto. Em seguida apresenta-se uma figura ilustrativa da secção definida do elemento sem escala. Para uma melhor percepção e avaliação da solução encontra-se no documento "Anexos" á escala o desenho realizado através do programa de traçado preciso *AutoCAD* [9]. Apesar da verificação do espaçamento entre armadura de esforço transverso, optou-se pelo uso de um espaçamento de 200mm. Isto porque os pilares de canto comportam uma responsabilidade acrescida de necessidade de segurança, relativamente a forças horizontais, suportados por uma correcta amarração das armaduras longitudinais, pois encontram-se nos extremos de cada pórtico e garantem a integridade geométrica do módulo. Também porque estão nos extremos das ligações entre juntas.

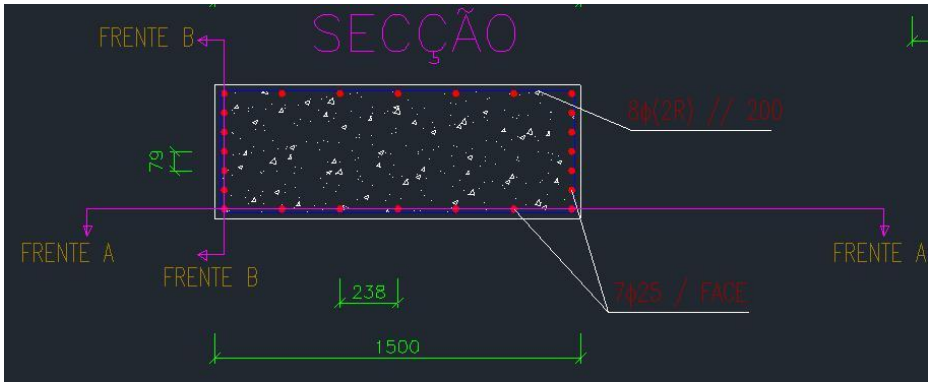


Fig.42 – Secção do pilar de canto [9]

3.2.4. PILAR DE BORDO

Neste subcapítulo caracteriza-se e dimensiona-se o elemento pilar de bordo. O estudo foi feito, como já referido, através de um método iterativo para que a percentagem de armadura económica, ou seja, balanceando a armadura e betão utilizado de modo a ser viável. Seguidamente apresenta-se o subcapítulo do dimensionamento deste elemento em betão armado.

3.2.4.1. Dimensionamento em Betão Armado

Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção 'h', direcção de Y global – 0,65 metros
- Largura da secção 'b', direcção de X global – 0,65 metros
- Altura do Pilar 'L' – 12 metros

3.2.4.1.1. Esforços Actuantes

Após a precedente lista definida, dá-se início ao cálculo de esforços instalados utilizando o programa de cálculo *ROBOT*. Note-se que, como já enunciado na definição de cargas e combinações, todas estas são automáticas e confirmadas pelo autor. Após a obtenção de resultados para a mesma família de elementos, os pilares de bordo, foi tomada nota dos máximos de cada tipo de esforço, isto é, para os doze pilares de canto presentes no módulo estrutural, os esforços eram diferentes, o que se fez foi para cada um deles registar o máximo dos diferentes tipos de esforços e assim definir as cargas máximas para o dimensionamento desta família de elementos. Seguidamente apresenta-se no Quadro 17 a identificação desses esforços máximos actuantes registados pelo programa nos pilares de bordo. Note-se que para os momentos, como têm-se forças horizontais em diferentes direcções, discriminam-se logicamente, as acções em ambas as direcções.

Quadro 17 – Esforços Axiais (*kN*) e Momentos actuantes (*kN.m*) máximos para os pilares de bordo

Esforço Axial 'N'	Momento Actuante 'M' na direcção X		Momento Actuante 'M' na direcção Y	
Máximo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1870	341	-1375	625	0

O que se pretende com 'máximo' e 'mínimo' é o maior e o menor valor registados nos extremos do pilar. Com as acções gravíticas, do vento e sísmicas definidas, avalia-se a dispensa ou não de efeitos de 2ª ordem locais.

3.2.4.1.2. Encurvadura

A verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem é calculada através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.8.3.1-*Critérios de esbelteza para elementos isolados*], calculando-se o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção X.

$$\lambda_{\lim,x} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (51)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 341/1375 = 1,452
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 1870/(0,65x0,65x25000/1,5) = 0,266

então,

$$\lambda_{\lim,x} = 43{,}36 \qquad (52)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_y} \qquad (53)$$

Em que,

- l_{ox} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_y– Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{A_c}}$ =0,188

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra. Esta foi uma medida de segurança e simplificação na medida em que quanto maior for este comprimento efectivo do elemento isolado maior será o coeficiente de esbelteza e consequentemente a dispensa ou não destes efeitos será dificultada. Note-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas as mesmas medidas de 0,65 metros

Então,

$$\lambda_x = 63{,}83 \qquad (54)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. O momento resultante deste efeito é determinado pelo cálculo da excentricidade provocada. Depois desta medida determinada, o seu produto com o esforço axial resultará no momento de 2ª ordem adicional para a direcção X.

Esta excentricidade ou deslocamento é determinado através de [5.8.8.2-EC2],

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \times l_{ox}{}^2}{c} \qquad (55)$$

Em que,

- *(1/r)* – curvatura (equação '56')
- l_{ox} – comprimento efectivo – 12 metros
- *c* – coeficiente dependente da distribuição da curvatura – secção constante toma-se o valor de 10.

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \qquad (56)$$

Em que,

- ***(1/ro)*** = $\dfrac{\frac{f_{syd}}{E_s}}{0{,}45 \times d} = \dfrac{\frac{500}{200000}}{0{,}45 \times 0{,}585} = 0{,}0095$
- *d* – considerado 0,9*b por simplificação = 0,9x0,65 = 0,585 metros
- K_r = $(n_u-n)/(n_u-n_{bal})$ = 1,17 < 1. Logo K_r = 1
- n_u = 1+ ω = 1,2
- ω – Considera-se a percentagem de 1% de armadura – 0,01x((500/1,15)/(25/1,5))=0,2
- n – $N_{ed}/(A_c x f_{cd})$ = 0,266
- n_{bal} = 0,4
- K_φ – 1+βxφ_{ef} = 1+0,05x1,25 = 1,06
- φ_{ef} – considerado 1,25
- β = 0,35+f_{ck}/200-λ/150 = 0,05

Então,

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1{,}06 \times 0{,}0095 = 0{,}0100 \qquad (57)$$

E consequentemente,

$$e_2 = \frac{0{,}0100 \times 12^2}{10} = 0{,}145m \qquad (58)$$

$$M_{2,X} = N_{ed} \times e_2 = 1870 \times 0{,}145 = 271{,}1kN \cdot m \qquad (59)$$

Calcula-se se seguida, e analogamente, o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção Y.

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (60)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 0/625 = 1,7
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 1870/(0,65x0,65x25000/1,5) = 0,266

então,

$$\lambda_{\lim,y} = 50{,}76 \qquad (61)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_x} \qquad (62)$$

Em que,

- l_{oy} – Comprimento efectivo – 12 metros

- i_x – Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b^3 \times h}{12}}{A_c}}$ =0,188

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e encastramento parcial na outra analogamente à direcção X. Referencia-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,65 metros e 0,65 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_y = 63{,}83 \qquad (63)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. O momento resultante deste efeito é determinado pelo cálculo da excentricidade provocada. Depois desta medida determinada, o seu produto com o esforço axial resultará no momento de 2ª ordem adicional para a direcção Y.

Esta excentricidade ou deslocamento é determinado através de [5.8.8.2-EC2],

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \times l_{oy}{}^2}{c} \qquad (64)$$

Em que,

- *(1/r)* – curvatura (equação '65')
- l_{ox} – comprimento efectivo – 12 metros
- *c* – coeficiente dependente da distribuição da curvatura – secção constante toma-se o valor de 10.

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \qquad (65)$$

Em que,

- ***(1/ro)*** = $\frac{\frac{f_{syd}}{E_s}}{0{,}45 \times d} = \frac{\frac{500}{200000}}{0{,}45 \times 0{,}585} = 0{,}0095$
- *d* – considerado 0,9x*b* por simplificação = 0,9x0,65 = 0,585 metros
- $K_r = (n_u\text{-}n)/(n_u\text{-}n_{ba}l) = 1{,}17 < 1$. Logo $K_r = 1$
- $n_u = 1 + \omega = 1{,}2$
- ω – Considera-se a percentagem de 1% de armadura – 0,01x((500/1,15)/(25/1,5))=0,2
- $n – N_{ed}/(A_c x f_{cd}) = 0{,}266$

- n_{bal} = 0,4
- K_{φ} – 1+βxφ_{ef} = 1+0,05x1,25 = 1,06
- φ_{ef} – considerado 1,25
- β = 0,35+f_{ck}/200-λ/150 = 0,05

Então,

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1{,}06 \times 0{,}0095 = 0{,}0100 \qquad (66)$$

E consequentemente,

$$e_2 = \frac{0{,}0100 \times 12^2}{10} = 0{,}145m \qquad (67)$$

$$M_{2,Y} = N_{ed} \times e_2 = 1870 \times 0{,}145 = 271{,}1kN \cdot m \qquad (68)$$

Como seria de esperar, os momentos dos efeitos de segunda ordem são iguais para ambas as direcções, já que foi considerada o mesmo comprimento efectivo e que a secção é duplamente simétrica. Ainda assim o cálculo para ambas as direcções confirma.

3.2.4.1.3. Imperfeições Geométricas

Verificados os momentos de 2ª ordem, segue-se para o fim do cálculo dos momentos de 1ª Ordem, isto é, o cálculo das imperfeições geométricas. Este é feito através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.2.-*Imperfeições geométricas*]. As imperfeições são calculadas através da determinação de uma excentricidade, 'e_i', dada pela seguinte expressão (69). Neste caso, e analogamente ao cálculo dos momentos de 2ª Ordem, 'l_o' será igual para as duas direcções.

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \qquad (69)$$

Em que,

- l_o – comprimento efectivo – 12 metros
- θ_i – Inclinação das imperfeições em radianos

Em que,

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad (70)$$

Onde,

- Θ_o – Valor básico, considera-se 1/200 recomendado pelo anexo nacional.
- α_h – coeficiente de redução – $2/(l)^{(1/2)}$ = 0,577 < 0,67 – 0,67 a utilizar
- α_m – coeficiente de redução – $(0,5x(1+1/m))^{(1/2)}$ – 0,717
- m – numero de elementos verticais - 35

Então,

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0,67 \times 0,717 = 0,0024 rad \qquad (71)$$

$$e_i = \frac{0,0024 \times 12}{2} = 0,0144 m \qquad (72)$$

$$M_{imp} = e_i \times N_{ed} = 0,0144 \times 1870 = 26,93 kN \cdot m \qquad (73)$$

3.2.4.1.4. Cálculo da Armadura

Este cálculo, como já referido em cima, aplica-se a ambas as direcções. O momento de cálculo devido às acções, que resulta em momentos diferentes nas extremidades, pode ser substituídos por um momento de extremidade de 1ª ordem equivalente [5.8.8.2-*EC2*]. Este cálculo é feito através da seguinte expressão:

$$M_{0e} = 0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01} \geq 0,4 \cdot M_{02} \qquad (74)$$

Em que $|M_{02}|>|M_{01}|$, sendo estes os momentos das extremidades em módulo. Aplicado a ambas as direcções, apresenta-se no Quadro 18 o momento equivalente para cada direcção. O cálculo que se segue representa o momento final, para ambas as direcções para posterior dimensionamento.

Quadro 18 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar de canto

Direcção	Esforço Axial Actuante, kN	Momentos de 1ª Ordem, kN.m		Momentos de 2ª Ordem, kN.m
-	1870	Acções/Cargas	Imperfeições	Encurvadura
X	-	688,6	26,93	271,1
Y	-	250	26,93	271,1

Com os esforços obtidos, somam-se os momentos de primeira e segunda ordem algebricamente, para cada direcção. Para o dimensionamento da armadura necessária fez-se uso das tabelas e ábacos que são elaborados de acordo com as regras do Euro Código 2. Estes são dados para o cálculo à ruptura de secções rectangulares de betão armado ou pré-esforçado. Neste caso foi utilizado o ábaco R3 (flexão desviada, secção rectangular, C12-50 e S500). Seguidamente calculam-se os coeficientes que através do gráfico e equações fornecidas permitem saber a área de armadura necessária.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{h \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1870}{0{,}65 \times 0{,}9 \times 0{,}65 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}295 \qquad (75)$$

$$\mu_{Sdy} = \frac{M_{sdy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{548{,}03}{0{,}65 \times 0{,}65^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}1197 \qquad (76)$$

$$\mu_{Sdx} = \frac{M_{sdx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{986{,}63}{0{,}65 \times 0{,}65^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}2156 \qquad (77)$$

Observando os gráficos deste ábaco tendo como '$\mu_1 = \mu_{sdx}$' e '$\mu 2 = \mu_{sdy}$' chega-se ao valor, para 'ω', de aproximadamente 0,5. Então, a área total de armadura a utilizar, '$A_{s,\ total}$' pode ser calculada com a seguinte expressão.

$$\varpi = \frac{A_{s,total}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \qquad (78)$$

Neste caso a área de armadura total a utilizar será 0,008097 m^2. Em seguida apresenta-se o Quadro 19 com as possíveis soluções do número de varões necessários para diferentes diâmetros de varões para armadura comerciais.

Quadro 19 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar de bordo

Diâmetros mm	Número de varões total	Área de aço utilizada m^2
16	41	0,00824
20	26	0,00817
25	17	0,00834

Foi seleccionada a solução de varões de 20mm de diâmetro. Sendo o número total de varões longitudinais 26, por face estarão7,5 mas não o podendo ser arredonda-se por excesso, ou seja, 8 varões por face, incluídos os dois de canto comuns às outras faces. De seguida procede-se á verificação da armadura de esforço transverso. Esta armadura não pode ter o seu diâmetro inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais [9.5.3. (1) – *EC2*]. Foi escolhido então o diâmetro de 8mm encontrando-se dentro dos padrões exigidos. O espaçamento dos estribos não deverá exceder $S_{cl,tmax}$ que é o mínimo de entre os seguinte pontos da lista.

- 15 vezes o diâmetro mínimo das armaduras Longitudinais – 300mm
- A menor dimensão do pilar – 650mm
- 300mm

Toma então $S_{cl,tmax}$ o valor de 300mm.

3.2.4.1.5. Conclusões

O Pilar de Bordo, naturalmente menos esforçado devido á absorção de esforços por parte dos outros elementos de contraventamento, foi poupado. Têm uma secção menor e é exigida menor armadura. Estes Pilares ainda assim comportam alguns momentos relevantes que o levam a ser um pouco maiores, na sua secção, aos interiores. De seguida apresenta-se uma figura (43) ilustrativa da secção definida do elemento sem escala. Para uma melhor percepção e avaliação da solução encontra-se no documento "Anexos" à escala o desenho realizado através do programa de traçado preciso *AutoCAD*[9].

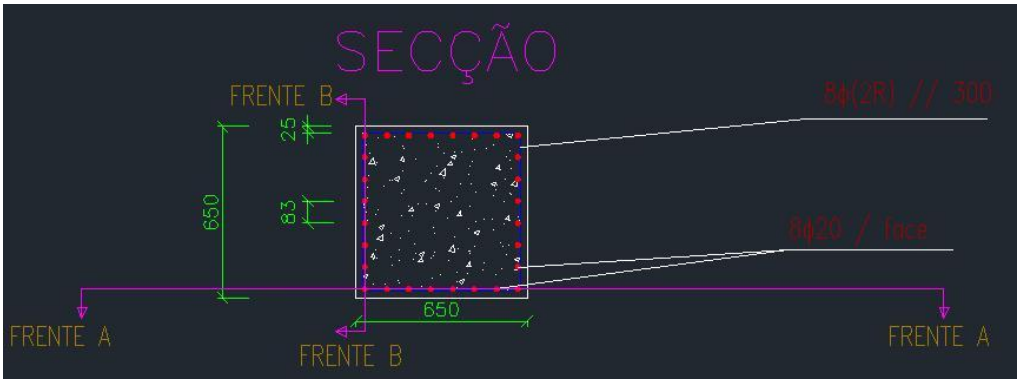


Fig.43 – Secção do pilar de bordo [9]

3.2.5. PILAR INTERIOR

Neste subcapítulo caracteriza-se e dimensiona-se o elemento pilar interior. O estudo foi feito, como já referido, através de um método iterativo para que a percentagem de armadura económica, ou seja, balanceando a armadura e betão utilizado de modo a ser viável. Seguidamente apresenta-se o subcapítulo do dimensionamento deste elemento em betão armado.

3.2.5.1. Dimensionamento em Betão Armado

Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção 'h', direcção de Y global – 0,60 metros
- Largura da secção 'b', direcção de X global – 0,60 metros
- Altura do pilar 'L' – 12 metros

3.2.5.1.1. Esforços Actuantes

Após a precedente lista definida, dá-se início ao cálculo de esforços instalados utilizando o programa de cálculo *ROBOT*. Note-se que, como já enunciado na definição de cargas e combinações, todas estas são automáticas e confirmadas pelo autor. Após a obtenção de resultados para a mesma família de elementos, os pilares interiores, foi tomada nota dos máximos de cada tipo de esforço, isto é, para os 15 pilares de canto presentes no módulo estrutural, os esforços eram diferentes, o que se fez foi para cada um deles registar o máximo dos diferentes tipos de esforços e assim definir as cargas máximas para o dimensionamento desta família de elementos. Seguidamente apresenta-se no Quadro 20 a identificação desses esforços máximos actuantes registados pelo programa nos pilares interiores. Note-se que para os momentos, como têm-se forças horizontais em diferentes direcções, discriminam-se logicamente, as acções em ambas as direcções.

Quadro 20 – Esforços Axiais (*kN*) e Momentos actuantes (*kN.m*) máximos para os pilares interiores

Esforço Axial 'N'	Momento Actuante 'M' na direcção X		Momento Actuante 'M' na direcção Y	
Máximo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
2830	650	0	500	0

O que se pretende com 'máximo' e 'mínimo' é o maior e o menor valor registados nos extremos do pilar. Com as acções gravíticas, do vento e sísmicas definidas, avalia-se a dispensa ou não de efeitos de 2ª ordem locais.

3.2.5.1.2. Encurvadura

A verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem é calculada através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.8.3.1-*Critérios de esbelteza para elementos isolados*], calculando-se o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção X.

$$\lambda_{\lim,x} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (79)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 0 = 1,7
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 2830/(0,60x0,60x25000/1,5) = 0,472

então,

$$\lambda_{\lim,x} = 38{,}11 \qquad (80)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_y} \qquad (81)$$

Em que,

- l_{ox} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_y– Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{A_c}}$ =0,173

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e apoio de roletes na outra. Esta foi uma medida de segurança e simplificação na medida em que quanto maior for este comprimento efectivo do elemento isolado maior será o coeficiente de esbelteza e consequentemente a dispensa ou não destes efeitos será dificultada. Note-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas as mesmas medidas de 0,60 metros

Então,

$$\lambda_x = 69{,}36 \qquad (82)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. O momento resultante deste efeito é determinado pelo cálculo da excentricidade provocada. Depois desta medida determinada, o seu produto com o esforço axial resultará no momento de 2ª ordem adicional para a direcção X.

Esta excentricidade ou deslocamento é determinado através de [5.8.8.2-EC2],

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \times l_{ox}^{\ 2}}{c} \qquad (83)$$

Em que,

- *(1/r)* – curvatura (equação '84')
- l_{ox} – comprimento efectivo – 12 metros
- *c* – coeficiente dependente da distribuição da curvatura – secção constante toma-se o valor de 10.

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \qquad (84)$$

Em que,

- ***(1/ro)*** = $\frac{\frac{f_{syd}}{E_s}}{0{,}45 \times d} = \frac{\frac{500}{200000}}{0{,}45 \times 0{,}54} = 0{,}0103$
- *d* – considerado 0,9*b por simplificação = 0,9x0,60 = 0,54 metros
- $K_r = (n_u\text{-}n)/(n_u\text{-}n_{bal}) = 0{,}91 < 1$.
- $n_u = 1 + \omega = 1{,}2$
- ω – Considera-se a percentagem de 1% de armadura – 0,01x((500/1,15)/(25/1,5))=0,2
- $n – N_{ed}/(A_c x f_{cd}) = 0{,}472$
- $n_{bal} = 0{,}4$
- $K_\varphi – 1+\beta x \varphi_{ef} = 1+0{,}0126x1{,}25 = 1{,}02$
- φ_{ef} – considerado 1,25
- $\beta = 0{,}35+f_{ck}/200-\lambda/150 = 0{,}0126$

Então,

$$\frac{1}{r} = 0{,}91 \times 1{,}02 \times 0{,}0103 = 0{,}0095 \qquad (85)$$

E consequentemente,

$$e_2 = \frac{0{,}0095 \times 12^2}{10} = 0{,}137m \qquad (86)$$

$$M_{2,X} = N_{ed} \times e_2 = 2830 \times 0{,}137 = 387{,}14kN \cdot m \qquad (87)$$

Calcula-se se seguida, e analogamente, o limite para a esbelteza do elemento, neste caso na direcção Y.

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \qquad (88)$$

Em que,

- A = 0,7 (se φ_{ef} não conhecido)
- B = 1,1 (se ω não conhecido)
- C = 1,7 – M_{o1}/M_{o2} = 1,7 – 0/500 = 1,7
- n = $N_{ed}/(A_c.f_{cd})$ = 2830/(0,60x0,60x25000/1,5) = 0,472

então,

$$\lambda_{\lim,y} = 38{,}11 \qquad (89)$$

Define-se de seguida o coeficiente de esbelteza,

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_x} \qquad (90)$$

Em que,

- l_{oy} – Comprimento efectivo – 12 metros
- i_x – Raio de giração $= \sqrt{\frac{\frac{b^3 \times h}{12}}{A_c}}$ =0,173

Para a definição do comprimento efectivo foi considerada a secção transversal constante, o apoio encastrado numa extremidade e apoio de roletes na outra analogamente á direcção X. Referencia-se que para '*b*' e '*h*' foram utilizadas medidas 0,60 metros e 0,60 metros respectivamente.

Então,

$$\lambda_y = 63{,}83 \qquad (91)$$

Verifica-se então que analisando o elemento isolado, terão de se calcular os efeitos de 2ª Ordem para esta direcção. O momento resultante deste efeito é determinado pelo cálculo da excentricidade provocada. Depois desta medida determinada, o seu produto com o esforço axial resultará no momento de 2ª ordem adicional para a direcção Y.

Esta excentricidade ou deslocamento é determinado através de [5.8.8.2-EC2],

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \times l_{oy}^{\,2}}{c} \qquad (92)$$

Em que,

- *(1/r)* – curvatura (equação '93')
- l_{ox} – comprimento efectivo – 12 metros
- *c* – coeficiente dependente da distribuição da curvatura – secção constante toma-se o valor de 10.

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \qquad (93)$$

Em que,

- ***(1/ro)*** = $\dfrac{\frac{f_{syd}}{E_s}}{0{,}45 \times d} = \dfrac{\frac{500}{200000}}{0{,}45 \times 0{,}54} = 0{,}0103$
- *d* – considerado 0,9x*b* por simplificação = 0,9x0,60 = 0,54 metros
- $\boldsymbol{K_r} = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) = 0{,}91 < 1$.
- $n_u = 1 + \omega = 1{,}2$
- ω – Considera-se a percentagem de 1% de armadura – 0,01x((500/1,15)/(25/1,5))=0,2
- $n – N_{ed}/(A_c x f_{cd}) = 0{,}472$
- $n_{bal} = 0{,}4$
- $\boldsymbol{K_\varphi}$ – $1+\beta x \varphi_{ef} = 1+0{,}0126x1{,}25 = 1{,}02$
- φ_{ef} – considerado 1,25
- $\beta = 0{,}35+f_{ck}/200-\lambda/150 = 0{,}0126$

$$\frac{1}{r} = 0{,}91 \times 1{,}02 \times 0{,}0103 = 0{,}0095 \qquad (94)$$

E consequentemente,

$$e_2 = \frac{0{,}0095 \times 12^2}{10} = 0{,}137m \qquad (95)$$

$$M_{2,X} = N_{ed} \times e_2 = 2830 \times 0{,}137 = 387{,}14kN \cdot m \qquad (96)$$

Como seria de esperar, os momentos dos efeitos de segunda ordem são iguais para ambas as direcções, já que foi considerada o mesmo comprimento efectivo e que a secção é duplamente simétrica. Ainda assim o cálculo para ambas as direcções confirma.

3.2.5.1.3. Imperfeições Geométricas

Verificados os momentos de 2ª ordem, segue-se para o fim do cálculo dos momentos de 1ª Ordem, isto é, o cálculo das imperfeições geométricas. Este é feito através das equações definidas pelas normas do Euro Código 2 [5.2.-*Imperfeições geométricas*]. As imperfeições são calculadas através da determinação de uma excentricidade, 'e_i', dada pela seguinte expressão (97). Neste caso, e analogamente ao cálculo dos momentos de 2ª Ordem, 'l_o' será igual para as duas direcções.

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \qquad (97)$$

Em que,

- l_o – comprimento efectivo – 12 metros
- θ_i – Inclinação das imperfeições em radianos

Em que,

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad (98)$$

Onde,

- Θ_o – Valor básico, considera-se 1/200 recomendado pelo anexo nacional.
- α_h – coeficiente de redução – $2/(l)^{(1/2)}$ = 0,577 < 0,67 – 0,67 a utilizar
- α_m – coeficiente de redução – $(0{,}5x(1+1/m))^{(1/2)}$ – 0,717
- m – numero de elementos verticais - 35

Então,

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0{,}67 \times 0{,}717 = 0{,}0024 rad \qquad (99)$$

$$e_i = \frac{0{,}0024 \times 12}{2} = 0{,}0144 m \qquad (101)$$

$$Mimp = e_i \times N_{ed} = 0{,}0144 \times 2830 = 40{,}75 kN \cdot m \qquad (102)$$

3.2.5.1.4. Cálculo da Armadura

Este cálculo, como já referido em cima, aplica-se a ambas as direcções. O momento de cálculo devido às acções, que resulta em momentos diferentes nas extremidades, pode ser substituídos por um momento de extremidade de 1ª ordem equivalente [5.8.8.2-*EC2*]. Este cálculo é feito através da seguinte expressão:

$$M_{0e} = 0{,}6 \cdot M_{02} + 0{,}4 \cdot M_{01} \geq 0{,}4 \cdot M_{02} \qquad (103)$$

Em que $|M_{02}|>|M_{01}|$, sendo estes os momentos das extremidades em módulo. Aplicado a ambas as direcções, apresenta-se no Quadro 21 o momento equivalente para cada direcção. O cálculo que se segue representa o momento final, para ambas as direcções para posterior dimensionamento.

Quadro 21 – Quadro resumo dos esforços actuantes no pilar interior

Direcção	Esforço Axial Actuante, kN	Momentos de 1ª Ordem, kN.m		Momentos de 2ª Ordem, kN.m
-	2830	Acções/Cargas	Imperfeições	Encurvadura
X	-	390	40,75	387,14
Y	-	300	40,75	387,14

Com os esforços obtido, somam-se os momentos de primeira e segunda ordem algebricamente, para cada direcção. Para o dimensionamento da armadura necessária fez-se uso das tabelas e ábacos que são elaborados de acordo com as regras do Euro Código 2. Estes são dados para o cálculo á ruptura de secções rectangulares de betão armado ou pré-esforçado. Neste caso foi utilizado o ábaco R3 (flexão

desviada, secção rectangular, C12-50 e S500). Seguidamente calculam-se os coeficientes que através do gráfico e equações fornecidas permitem saber a área de armadura necessária.

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{h \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2830}{0{,}60 \times 0{,}9 \times 0{,}60 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}524 \qquad (104)$$

$$\mu_{Sdy} = \frac{M_{sdy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{705}{0{,}60 \times 0{,}60^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}196 \qquad (105)$$

$$\mu_{Sdx} = \frac{M_{sdx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{795}{0{,}60 \times 0{,}60^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}221 \qquad (106)$$

Observando os gráficos deste ábaco tendo como '$\mu_1 = \mu_{sdx}$' e '$\mu 2 = \mu_{sdy}$' chega-se ao valor, para 'ω', de aproximadamente 0,67. Então, a área total de armadura a utilizar, '$A_{s,\,total}$' pode ser calculada com a seguinte expressão.

$$\varpi = \frac{A_{s,total}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \qquad (107)$$

Neste caso a área de armadura total a utilizar será 0,009246 m^2. Em seguida apresentam-se no Quadro 22 as possíveis soluções do número de varões necessários para diferentes diâmetros de varões para armadura comerciais.

Quadro 22 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização do pilar interior

Diâmetros [mm]	Número de varões total	Área de aço utilizada [m^2]
16	46	0,00824
20	30	0,00817
25	19	0,00834

Foi seleccionada a solução de varões de 25mm de diâmetro. Sendo o número total de varões longitudinais 19, por face estarão 5,75 mas não o podendo ser arredonda-se por excesso, ou seja, 6

varões por face, incluídos os dois de canto comuns às outras faces. De seguida procede-se á verificação da armadura de esforço transverso. Esta armadura não pode ter o seu diâmetro inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais [9.5.3. (1) – *EC2*]. Foi escolhido então o diâmetro de 8mm encontrando-se dentro dos padrões exigidos. O espaçamento dos estribos não deverá exceder $S_{cl,tmax}$ que é o mínimo de entre os seguinte pontos da lista.

- 15 vezes o diâmetro mínimo das armaduras Longitudinais – 375mm
- A menor dimensão do pilar – 600mm
- 300mm

Toma então $S_{cl,tmax}$ o valor de 300mm.

3.2.5.1.5. Conclusões

O pilar interior, naturalmente menos esforçado devido à absorção de esforços por parte dos outros elementos de contraventamento, foi poupado, tal como o de bordo. Têm uma secção menor e é exigida menor armadura. Estes pilares são os que comportam naturalmente maiores esforços axiais devido à sua ares de influência mas menores momentos. De seguida apresenta-se uma figura ilustrativa da secção definida do elemento sem escala. Para uma melhor percepção e avaliação da solução encontra-se no documento "Anexos" à escala o desenho realizado através do programa de traçado preciso *AutoCAD* [9].

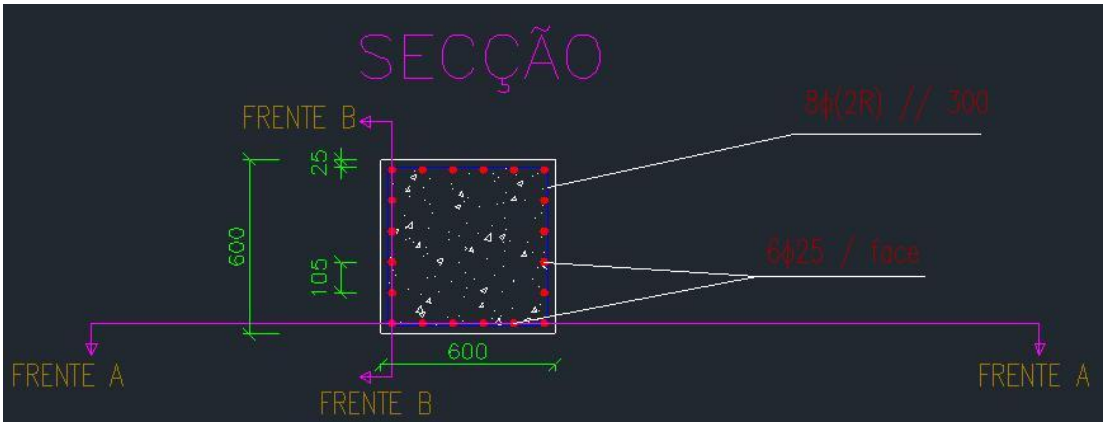


Fig.44 – Secção do pilar interior sem escala [9]

3.2.6. Normas e modos de construção dos pilares

Neste capítulo abordam-se as normas de segurança e de execução dos pilares acima dimensionados. É importante definir a geometria da peça em obra assim como a sua correcta construção para um íntegro e seguro processo da construção, assim como da futura utilização do espaço ocupado. Em seguida apresenta-se a regulação aplicável.

Elaboração, transporte e colocação em obra do betão:

NP EN 206-1. Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.

Execução:

REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

Cofragem e descofragem:

NP ENV 1992. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão.

NP ENV 13670-1. Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais.

Posto isto, apresentam-se as fases de execução dos pilares.

- Marcação
- Colocação das armaduras com separadores homologados
- Montagem da cofragem
- Betonagem e vibração do betão
- Descofragem
- Cura e protecção do betão fresco perante chuva, temperaturas baixas e elevadas
- Reparação de defeitos superficiais
- Protecção até ao fim das obras perante acções mecânicas não previstas no cálculo

No final garante-se o monolitismo e a correcta transmissão de cargas.

3.2.7. VIGA SECUNDÁRIA DE BORDO

Neste subcapítulo dimensiona-se a família das vigas secundárias. Estes elementos, como já referido e identificado, são os que suportam a cobertura e que se apoiam nas vigas principais. O vão da viga é de 24 metros, o que torna difícil a sua concepção e estudo. Nos seguintes subcapítulos precede-se á verificação e dimensionamento desta viga em diferentes materiais onde posteriormente se fará uma avaliação quantitativa e qualitativa comparando soluções.

3.2.7.1. Betão Armado

Analisa-se neste subcapítulo, como o próprio indica, o estudo para o dimensionamento em Betão armado. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo, isto é, fazendo variar a geometria até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)

- Comprimento da secção 'h'– 1,15 metros
- Largura da secção 'b'– 0,55 metros
- Vão da Viga 'L' – 24 metros

Não está assinalado na lista acima, mas a secção não será rectangular, tem a forma de 'I'. Nos próximos desenvolvimentos esta questão é melhor apresentada descrevendo-se com maior exactidão as medidas da secção. Posto isto, apresentam-se os resultados obtidos pelo programa *ROBOT*. As cargas actuantes e combinações que foram utilizadas estão já definidas no anterior capítulo [3.1.3.- Definição das cargas actuantes]. Os esforços obtidos sobre as vigas secundárias de bordo apresentam-se no seguinte Quadro 23, para o Estado Limite Último e para o Estado de Serviço.

Quadro 23 – Esforços obtidos para a família viga secundária de bordo [8]

Esforço Axial [kN]	Esforço Transverso ELU [kN]		Momento Flector ELU [kN.m]		Momento Flector ELS [kN.m]	
-	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
0	182	-182	890	0	720	0

Os valores referidos para máximo e mínimo representam os maiores e menores valores registados na observação dos diagramas dos elementos desta família, respectivamente, isto é, ao estudar-se o diagrama dos diferentes elementos desta família para os diferentes tipos de esforços, registou-se o maior valor e com este faz-se o dimensionamento para toda a família. Faz-se referência a que o máximo momento flector registado foi a meio vão e que os valores de esforço transverso foram registados nos extremos viga. Em seguida faz-se a verificação para o controlo da deformação.

3.2.7.1.1. Controlo da Deformação

Esta verificação foi das que mais condicionou a secção da viga a utilizar, pelo método iterativo já referido, pois impunha que a viga tivesse uma altura de secção elevada. Foi usado o método do Euro Código [7.4.1.2. EC2 – *controlo de deformação*] em que se identifica um limite para a dispensa de cálculo explícito da flecha. Esta verificação está imposta a que os esforços sejam os de Serviço. As seguintes equações mostram esse limite.

$$\frac{l}{d}_{\lim} = K \cdot [11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \qquad (108)$$

Em que,

- *l/d* – valor limite para a relação vão/altura.

- K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais – 1 (viga simplesmente apoiada)
- ρ – taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo. – A_s/A_c = 0,00178/0,54625 = 0,00326
- A_s – armadura necessária para equilibrar o momento a meio vão, cálculo aproximado – A_s=M/(z.f_{syd}) = 720/(0,9x0,9x1,15x500000/1,15) = 0,00178 m^2.
- A_c – Área da secção de betão da viga – 0,54625 m^2 (Secção em 'I' apresentada em seguida)
- ρ_o – taxa de armaduras de referência – $[(f_{ck})^{(1/2)}]x10^{-3}$ = 0,005

Então,

$$\frac{l}{d}_{\lim} = 1\times[11+1{,}5\times\sqrt{25}\times\frac{0{,}005}{0{,}00326}+3{,}2\times\sqrt{25}\times\left(\frac{0{,}005}{0{,}00326}-1\right)^{3/2}=28{,}78 \qquad (109)$$

Calcula-se de seguida a relação para se verificar o limite acima calculado.

$$\frac{l}{d}=\frac{24}{0{,}9\times1{,}15}=23{,}19 \qquad (110)$$

Como está comprovado, através das equações da dispensa de cálculo de flecha, esta secção de betão está verificada, embora que por uma pequena margem. Como já enunciado, esta verificação condicionou bastante o dimensionamento da altura da secção. Através de um método iterativo chegou-se a esta última verificação apresentada.

3.2.7.1.2. Cálculo da Armadura Principal Longitudinal

Segue-se neste capítulo para a determinação da área de armadura necessária longitudinal a dispor na viga secundária de bordo. Para esta determinação foram utilizadas as tabelas de dimensionamento para secções rectangulares e flexão simples. Para isso foi necessário calcular o seguinte coeficiente de momento reduzido.

$$\mu=\frac{M_{sd}}{b\cdot d^2\cdot fcd}=\frac{890}{0{,}55\times(0{,}9\times1{,}15)^2\times\frac{25000}{1{,}5}}=0{,}09063 \qquad (111)$$

Para a classe de betão C25/30 têm-se:

$$\omega=\frac{As}{b\cdot d}\cdot\frac{f_{yd}}{f_{cd}}=0{,}095 \qquad (112)$$

Que resolvendo em ordem a 'A_s' resultará na determinação da Área de armadura necessária de 0,002861 m^2. Na tabela encontra-se também o valor de 'α', que,

$$\alpha = \frac{x}{d} = 0{,}188 \qquad (113)$$

Sabendo 'α' e 'd' determina-se 'x', a medida que delimita a zona comprimida. Note-se que se usou a tabela para uma secção rectangular, e na realidade têm-se uma secção em 'I'. Então ao calcular 'x' e sabendo que a espessura da banzo superior é de 0,2m, se 'x' for menor que 0,20m está correcta a utilização da tabela, pois a zona comprimida na ruptura está numa zona de secção regular constante quadrada. Resolvendo em ordem a 'x', resultará numa medida de 0,122m. Ou seja, está verificada a secção e a tabela utilizada. Com a área de armadura já definida segue-se para a apresentação das soluções possíveis de diâmetros de varões.

Quadro 24 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização da viga secundária de bordo

Diâmetros mm	Número de varões total	Área de Aço utilizada m^2
16	15	0,003020
20	10	0,003142
25	6	0,002945

Seleccionou-se a opção do diâmetro de varões de 25mm pois a sua utilização implica menos uso de armadura, optimizando-se assim os recursos utilizados. Existe ainda armadura longitudinal de disposições construtivas, que se apresentará com mais rigor nas figuras e cortes transversais [Anexos], com diâmetro de 16mm.

3.2.7.1.3. Cálculo da Armadura de Esforço Transverso

Neste subcapítulo determina-se a quantidade de armadura de esforço transverso e espaçamento necessário entre as mesmas. Este cálculo é realizado através da consulta do Euro Código 2 [6.2.3. – *Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso*] e as suas equações.

$$V_{Rs,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{fywd} \cdot \cot(\theta) \qquad (114)$$

Em que,

- $V_{rd,s}$ – Esforço transverso na secção [kN] – 182

- A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço trasnverso– φ8(dois ramos)
- s – Espaçamento entre estribos
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso – 500000/1,15 kPa
- θ – Ângulo em graus da direcção da armadura de esforço transverso com a horizontal – recomenda-se o uso para *cot(θ)* entre 1 e 2,5. É utilizado o valor de 1.

Então,

$$182 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}15 \times \frac{500000}{1{,}15} \times 1 \Leftrightarrow \qquad (115)$$

Resolvendo em ordem a 'A_{sw}/s' chega-se a 4,40x10^{-4} m^2/m. Sabendo que 'A_{sw}=2xπx0,004^2 tem-se o espaçamento máximo exigido, ou seja, 's=0,2239m'. Para que o espaçamento seja na prática de fácil instalação e medição em obra, optou-se por um espaçamento múltiplo de 50mm, sendo que o valor mais próximo que respeite a verificação será de 200mm de espaçamento. De modo a poupar alguma armadura desnecessária, pois o esforço transverso não tem este máximo ao longo de toda a viga, decidiu-se aumentar este espaçamento onde não seja tão necessário, isto é, onde o esforço transverso seja menor. Opta-se então por determinar o espaçamento, para a mesma solução de estribos de 8mm de diâmetro de 2 ramos, mas para metade do esforço máximo. Este novo cálculo irá definir o espaçamento onde a viga estará esforçada entre 91 e -91 kN, geometricamente, depois de medidos 6m de cada extremo para o desenvolvimento da viga. Isto acontece porque sendo uma viga simplesmente apoiada e com cargas constantemente distriuídas, terá o seu diagrama de esforço transverso linear. Variando numa proporção directa. Apresenta-se de seguida o seu cálculo.

$$91 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}15 \times \frac{500000}{1{,}15} \times 1 \qquad (116)$$

Resolvendo em ordem a 'A_{sw}/s' chega-se a 2,25x10^{-4} m^2/m. Sabendo que 'A_{sw}=2xπx0,004^2 tem-se o espaçamento máximo exigido, ou seja, 's=0,447m'. Mas como o espaçamento tem uma medida mínima de 300mm [EC2 – 9.2.2.] toma-se então este valor. Para melhor apreciação e distinção destas distâncias, apresenta-se, como já referido, em anexo, os cortes e alçado da viga secundária de bordo.

3.2.7.1.4. Controlo da Fendilhação

Para a verificação e controlo das fendas, calcula-se a sua largura para o estado limite de serviço e verifica-se o seu limite de acordo com o regulamento do EC2. A largura de fenda é calculada através da seguinte expressão [EC2 – 7.3.4. *Cálculo da abertura de fendas*].

$$w_k = S_{r,\max} \cdot \left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}\right) \qquad (117)$$

Em que,

- $S_{r,max}$ – Distância máxima entre fendas
- ε_{sm} – Extensão média da armadura incluindo as deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado.
- ε_{cm} – Extensão média no betão entre fendas.

A diferença entre as extensões médias em cima explicadas, é dada pela seguinte expressão.

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{\sigma_s-k_t\cdot\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\cdot\left(1+\alpha_e\cdot\rho_{p,eff}\right)}{E_s}\geq 0{,}6\cdot\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (118)$$

Em que,

- σ_s – Tensão na armadura de tracção admitindo a tensão fendilhada – $\sigma_s=M_{cqp}/(zxA_s)$ = 720/(0,9x0,9x1,15x0,002945) = 262460,73 kPa.
- α_e – Relação E_s/E_{cm} = 200/31 = 6,452
- $\rho_{p,eff}$ = (As+$\zeta 1^2$xA_p')/$A_{c,eff}$ = 0,002945/0,158 = 0,0186
- A_s = 0,002945 m^2
- A_p' – Área de secção de armadura de pré-esforço = 0
- $A_{c,eff}$ – Área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado. = 2,5(*h*-*d*)x*b* = 2,5x(1,15-0.9x1,15)x0,55 = 0,158 m^2
- k_t – Coeficiente função da duração do carregamento – 0,4 (acções de longa duração)

Então,

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{262460-0{,}4\times\frac{2900}{0{,}0186}\times\left(1+6{,}452\times 0{,}0186\right)}{200000000}=0{,}0009634\geq 0{,}000787 \qquad (24.1)$$

A distância máxima entre fendas é calculada através da seguinte expressão.

$$S_{r,\max}=k_3\cdot c+\frac{k_1\cdot k_2\cdot k_4\cdot\phi}{\rho_{p,eff}} \qquad (119)$$

Em que,

- Φ – Diâmetro dos varões – 25mm
- c – Recobrimento das armaduras longitudinais – 25mm
- k_1 – Coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes – 0,8 (alta aderência)
- k_2 – Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões – 0,5 (flexão)
- k_3 – Recomendado pelo anexo nacional – 3,4
- k_4 – Recomendado pelo anexo nacional – 0,425
- $\rho_{p,eff}$ = (As+$\zeta 1^2$xA_p')/$A_{c,eff}$ = 0,002945/0,158 = 0,0186

Então,

$$S_{r,\max} = 3{,}4 \times 0{,}025 + \frac{0{,}8 \times 0{,}5 \times 0{,}425 \times 0{,}025}{0{,}0186} = 0{,}3135 \qquad (120)$$

Determina-se assim a largura de fendas:

$$w_k = 0{,}3135 \times 0{,}0009634 \approx 0{,}300mm \qquad (121)$$

Para esta tensão no aço e esta largura de fenda, está verificada a regulamentação desde que o espaçamento máximo dos varões na zona traccionada seja respeitado, que é 200mm [EC2, 7.3.3.].

3.2.7.1.5. Cálculo da dispensa de armadura longitudinal

Tal como realizado no cálculo da armadura de esforço transverso, também se poderá optimizar a utilização do aço nas armaduras longitudinais através do cálculo do comprimento de amarração e do diagrama de translação de momentos. Assim, onde a área de secção de armadura já é suficiente e em exagero, diminui-se. Ao longo da viga, a área de secção de armadura diminui interrompendo alguns dos varões. Em seguida calcula-se a distância que permite obter o novo diagrama de momentos transformado.

$$al = \frac{z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = \frac{0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}15 \times (1-0)}{2} = 0{,}4658m \qquad (122)$$

Calculada assim esta distância, calcula-se então o comprimento de amarração.

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \qquad (123)$$

Em que,

- *α1* – tem em conta o efeito da forma dos varões – 1
- *α2* – tem em conta o efeito do recobrimento – 1
- *α3* – tem em conta o efeito de cintagem – 1
- *α4* – tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados – 1
- *α5* – tem em conta o efeito de pressão ao plano de fendilhamento – 1
- $l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência -

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{0{,}025}{4} \times \frac{\frac{500000}{1{,}15}}{2{,}7} = 1{,}006m \qquad (124)$$

- φ – 25 mm
- f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência – $2{,}25 x \eta_1 x \eta_2 x f_{ctd}$ = 2,25x1x1x1,2=2,7
- η_1 – 1 (condições de boa aderência)
- η_2 – 1 (φ<32mm)
- f_{ctd} – 1,8/1,5=1,2

Fica assim definido o comprimento de amarração. Para melhor apresentar esta verificação, está presente em anexo, o corte e alçado da viga em que é perceptível a interrupção da armadura.

3.2.7.1.6. Normas e modos de construção de vigas em betão armado

Neste capítulo abordam-se as normas de segurança e de execução das vigas acima dimensionadas. É importante definir a geometria assim como a sua construção para um correcto e seguro processo da construção assim como da futura utilização do espaço ocupado. Em seguida apresenta-se a regulação aplicável.

Elaboração, transporte e colocação em obra do betão:

NP EN 206-1. Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.

Execução:

REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

Cofragem e descofragem:

NP ENV 1992. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão.

NP ENV 13670-1. Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais.

Posto isto, apresentam-se as fases de execução das vigas.

- Marcação
- Colocação das armaduras com separadores homologados
- Montagem da cofragem
- Betonagem e vibração do betão
- Descofragem
- Cura e protecção do betão fresco perante chuva, temperaturas baixas e elevadas
- Reparação de defeitos superficiais
- Protecção até ao fim das obras perante acções mecânicas não previstas no cálculo

No final garante-se o monolitismo e a correcta transmissão de cargas.

3.2.7.2. Pré-Fabricada

Neste capítulo estuda-se a solução do uso de uma viga pré-fabricada. Como referido no capítulo [1.3. – *Parcerias e Empresas Consultadas*] foi contactada a empresa de pré-fabricados 'CASTELO'. No desenrolar da discussão, o cliente, neste caso o autor, explicou todas as condições, todas as cargas, todas as restrições e o vão. Isto resultou na selecção de uma viga "*Erandio 110*", sendo este, um dos produtos desta empresa. Para esta escolha da solução, é utilizado um programa de cálculo automático que calcula, para determinada secção, o número de cordões a dispor, isto é, para o modelo "*Erandio 110*", a armadura a utilizar pode ser diferente dependendo do caso. A disposição de cordões e todo o dimensionamento está em anexo. Ainda se podem confirmar todas as verificações regulamentares, também elaboradas pelo programa da empresa. Para uma melhor percepção, segue-se uma figura que ilustra o corte da viga.

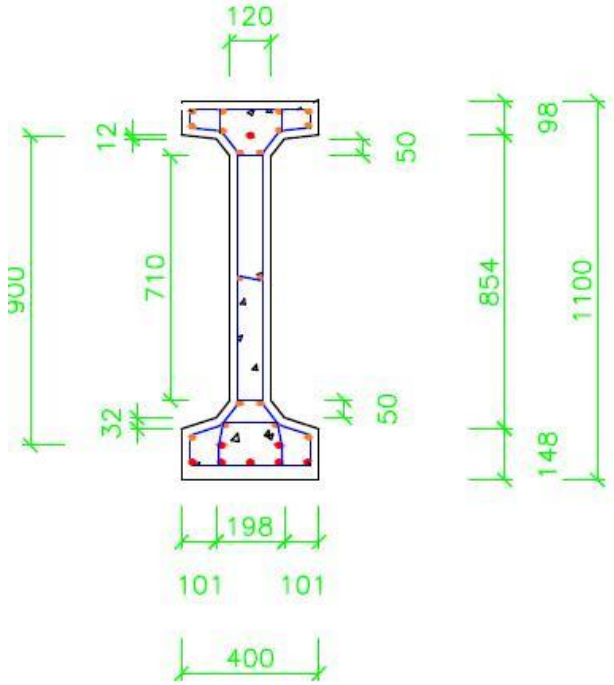


Fig.45 – Secção da viga secundária de bordo – *Erandio 110* [9]

Relembra-se que em anexo encontra-se toda a descrição da viga e suas dimensões, bem como todas as verificações regulamentares.

3.2.7.3. Perfil Metálico

Neste subcapítulo estuda-se o dimensionamento da viga secundária de bordo num perfil metálico através do Euro Código 3. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo, isto é, fazendo variar a geometria, seleccionando perfis da tabela, até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características:

- L – Vão da viga - 24 metros
- E – Módulo de elasticidade – $2{,}1 \times 10^8$ kPa
- f_y – Tensão de cedência – 355000 kPa

Através das cargas já definidas da cobertura e tendo em conta o comprimento de influência deste elemento (3 metros), usou-se o programa de cálculo de esforços '*FTOOL*'[11] para analisar individualmente o elemento. Foi introduzida a geometria e o tipo de material, já em cima definido. Deste cálculo, para o Estado Limite Último, resultou o momento flector actuante de 677 kN.m. Então, na perspectiva do dimensionamento, faz-se uso das equações do EC3 – 8 [Capítulo 6.2.5.] para a Classe 1.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (125)$$

Em que,

- Momento resistente, neste caso, actuante para dimensionamento – 677kN.m
- W_{pl} – Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
- γ_{Mo} – Coeficiente parcial para edifícios – 1,0 [EC3 – 6.1]

no que resulta,

$$677 = \frac{W_{pl} \times 355000}{1{,}0} \qquad (126)$$

Calculando 'W_{pl}' obtém-se o valor de 1907,04 cm^3. Em seguida, e consultando a tabela de perfis, foi-se verificar um destes em que o seu módulo de flexão plástico fosse superior ao determinado anteriormente. Optou-se pela escolha do perfil '*HE 1000M*' cujas características são as seguintes.

- h – Altura da secção transversal – 1,008 m
- b – Largura da secção transversal – 0,302 m
- A – Área da secção – 0,0444 m^2
- I_z – 0,001846 m^4
- i_z – 0,0645 m
- I_w – 0,00004302 m^6
- I_t – 0,0001701 m^4
- I_y – 0,007223 m^4
- t_f – 0,04 m

- $W_{pl,y}$ – 16570 cm^3

Note-se que o módulo de flexão plástico deste perfil é muito superior ao requerido. Isto acontece porque sabe-se que este será o menor 'W_{pl}' necessário para que se verifiquem outras regulamentações. Relembra-se que se determinou o perfil a utilizar, através de um método iterativo, sendo que este perfil e as suas verificações, são apenas da última iteração, ou seja, da solução final.

3.2.7.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral

Esta verificação está no EC3 – [6.3.2.1.(3) – valor *de cálculo do momento resistente à encurvadura*].

$$M_{b,Rd} = \chi_{lf} \cdot B_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (127)$$

Em que,

- χ_{lf} – Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
- B_w = 1 (classe 1)
- α_{Lt} – Factor de imperfeição = 0,34 [*EC3 – 6.3.2.2.Quadro 6.2 –(b)]*

$$\chi_{lf} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + \sqrt{\Phi_{Lt}^2 - \overline{\lambda}_{Lt}^2}} \leq 1 \qquad (128)$$

$$\Phi_{Lt} = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha_{Lt} \cdot \left(\overline{\lambda}_{Lt} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}_{Lt}^2\right] = 0{,}5 \times \left[1 + 0{,}34 \times \left(2{,}62 - 0{,}2\right) + 2{,}62^2\right] = 4{,}35 \qquad (31)$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{B_w} = \frac{200{,}33}{76{,}41} \times \sqrt{1} = 2{,}62 \qquad (129)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76{,}41 \qquad (130)$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left(1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = \frac{\frac{24}{0{,}0645}}{\left(1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{\frac{24}{0{,}0645}}{\frac{1{,}008}{0{,}04}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = 200{,}33 \qquad (131)$$

Então,

$$\chi_{lf} = \frac{1}{4{,}35 + \sqrt{4{,}35^2 - 2{,}62^2}} = 0{,}128 \leq 1 \qquad (132)$$

$$M_{b,Rd} = 0{,}128 \times 1 \times \frac{16570 \times 10^{-6} \times 355000}{1} = 683{,}99kN \cdot m \geq M_{sd} = 677kN \cdot m \qquad (133)$$

Conclui-se então que a resistência à encurvadura lateral está verificada.

3.2.7.3.2. Verificação da Flexão Simples

A verificação terá os mesmos valores e características acima referenciadas, isto é, o cálculo é feito mas sem a afectação do coeficiente para a encurvadura lateral. Fica automaticamente verificado através da seguinte equação.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16570 \times 10^{-6} \times 355000}{1} = 5882{,}35kN \cdot m \geq M_{sd} = 677kN \cdot m \qquad (134)$$

3.2.7.3.3. Verificação ao Esforço Transverso

A verificação é feita através da consulta do EC3 – [capítulo 5.4.6] onde se encontra a seguinte equação.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \geq V_{sd} \qquad (135)$$

Em que,

- A_v – Área resistente ao esforço transverso (tabela de perfis) – 0,0235 m^2
- V_{sd} – Esforço transverso actuante (‘FTOOL’[11]) – 113kN

Então,

$$V_{pl,Rd} = \frac{0{,}0235 \times 355000}{1{,}0 \times \sqrt{3}} = 4816{,}54kN \geq V_{sd} = 113kN \qquad (136)$$

Avaliando a equação conclui-se que a resistência ao esforço transverso é verificada.

3.2.7.3.4. Verificação da Classe

Ainda que na tabela de características dos perfis esteja definida a classe dos mesmos, em forma de confirmação, verifica-se a sua classe através da regulamentação do Euro Código 3 – [Quadro 5.3.1]. A verificação, para a classe 1, da alma à flexão é dada, segundo o quadro, pela seguinte expressão.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{0{,}868}{0{,}021} = 41{,}33 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 58{,}58 \qquad (137)$$

Está então verificada a classe 1 para a alma à flexão. Verifica-se em seguida a classe 1 para banzos à compressão, que é dada pela seguinte expressão.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - Ss}{2}}{0{,}04} = \frac{\frac{0{,}302 - 0{,}1361}{2}}{0{,}04} = 2{,}07 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 7{,}32 \qquad (138)$$

Está então verificada a classe 1 para os banzos à compressão.

3.2.7.3.5. Verificação para o estado limite de deformação

Nesta verificação, avalia-se se a flecha se encontra dentro das regulamentações impostas pelo Euro Código 3 e o anexo nacional na combinação característica. A flecha máxima admissível é dada pela seguinte expressão.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \leq \frac{L}{200} = 0{,}12m \qquad (139)$$

Em que,

- δ_1 - Flecha devida às acções permanentes
- δ_2 - Flecha devida às acções variáveis – com limite de superior de L/250=0,096m
- δ_0 – Contra flecha = 0 (viga simplesmente apoiada)

Para uma carga distribuída calcula-se a flecha, para a combinação característica, com a seguinte expressão.

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 4{,}3 \times 24^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0{,}007223} = 0{,}01226m \leq 0{,}096(ok) \qquad (140)$$

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 2{,}4 \times 24^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0{,}007223} = 0{,}006835m \quad (141)$$

Então,

$$\delta_{\max} = 0{,}006835 + 0{,}01226 = 0{,}01908 \leq 0{,}12m(ok) \quad (142)$$

Fica assim então verificado o estado limite de deformação para este perfil metálico.

3.2.7.3.6. Normas e modo de instalação do perfil metálico

Neste capítulo abordam-se as normas de segurança e da instalação dos perfis acima dimensionados. É importante definir a geometria assim como a sua construção para um correcto e seguro processo da construção assim como da futura utilização do espaço ocupado. Em seguida apresenta-se a regulamentação aplicável.

Execução: REAE. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

Apresentam-se as fases de instalação dos perfis.

- Marcação da disposição das vigas nos apoios
- Limpeza e preparação do plano de apoio do sistema
- Colocação e fixação provisória da viga
- Nivelamento e aprumo
- Execução das uniões
- Reparação de defeitos superficiais

No final aplica-se o acabamento superficial adequado para posterior tratamento de protecção.

3.2.7.4. Conclusões

Para se chegar a uma melhor percepção e conclusão sobre qual destas soluções escolher, apresenta-se em seguida o Quadro 25 comparando material utilizado, tempo de execução e custo aproximado.

Quadro 25 – Avaliação de soluções para a viga secundária de bordo

Solução	Betão utilizado, m^3	Massa de aço no perfil, kg	Execução em obra	Preço aproximado do elemento, €
Betão Armado	11,45	-	Lenta	4.083,38
Perfil Metálico	-	8376	Rápida	12.228,96
Pré-Fabricado	5,10	-	Rápida	2.774,44

Como já referido, a obtenção de preços teve como base a consulta das empresas sondadas e um programa de cálculo de custo aproximado. O software utilizado neste caso é o programa "*CYPE, Software para Engenharia e Construção"* já referenciado no cálculo do custo aproximado da cobertura.
A solução a adoptar será a da realização do elemento com o pré-fabricado CASTELO. Não só esta solução se apresenta claramente mais barata como a sua instalação em obra será mais rápida.

3.2.8. VIGA SECUNDÁRIA

Neste subcapítulo dimensiona-se a família das vigas secundárias. Estes elementos, como já referido e identificado, são os que suportam a cobertura e que se apoiam nas vigas principais. O vão da viga é de 24 metros, o que torna difícil a sua concepção e estudo. Nos seguintes subcapítulos precede-se á verificação e dimensionamento desta viga em diferentes materiais onde posteriormente se fará uma avaliação quantitativa e qualitativa comparando soluções.

3.2.8.1. Betão Armado

Analisa-se, neste subcapítulo, o estudo para o dimensionamento em betão armado. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo, isto é, fazendo variar a geometria até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar.

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção 'h'– 1,2 metros
- Largura da secção 'b'– 0,55 metros
- Vão da Viga 'L' – 24 metros

Não está assinalado na lista anterior, mas a secção não será rectangular, tem a forma de 'I'. Nos próximos desenvolvimentos esta questão é melhor apresentada descrevendo-se com maior exactidão as medidas da secção. Posto isto, apresentam-se os resultados obtidos pelo programa ROBOT. As cargas actuantes e combinações que foram utilizadas estão já definidas no anterior capítulo [3.1.3.- Definição das cargas actuantes]. Os esforços obtidos sobre as vigas secundárias apresentam-se no seguinte Quadro 26, para o Estado Limite Último e para o Estado de Serviço.

Quadro 26 – Esforços obtidos para a família viga secundária [8]

Esforço Axial [kN]	Esforço Transverso ELU [kN]		Momento Flector ELU [kN.m]		Momento Flector ELS [kN.m]	
-	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
0	218	-218	1300	0	900	0

Os valores referidos para máximo e mínimo representam os maiores e menores valores registados na observação dos diagramas dos elementos desta família, respectivamente, isto é, ao estudar-se o diagrama dos diferentes elementos desta família para os diferentes tipos de esforços, registou-se o maior valor e com este faz-se o dimensionamento para toda a família. Faz-se referência a que o máximo momento flector registado foi a meio vão e que os valores de esforço transverso foram registados nos extremos viga. Em seguida faz-se a verificação para o controlo da deformação.

3.2.8.1.1. Controlo da Deformação

Esta verificação foi das que mais condicionou a secção da viga a utilizar, pelo método iterativo já referido, pois impunha que a viga tivesse uma altura de secção elevada. Foi usado o método do Euro Código [7.4.1.2. EC2 – *controlo de deformação*] em que se identifica um limite para a dispensa de cálculo explícito da flecha. Este verificação está imposta a que os esforços sejam os de Serviço. As seguintes equações mostram esse limite.

$$\frac{l}{d}_{\lim} = K \cdot [11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{fck} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{fck} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2}] \qquad (143)$$

Em que,

- l/d – Valor limite para a relação vão/altura.
- K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais – 1 (viga simplesmente apoiada)
- ρ – Taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo. – $A_s/A_c = 0{,}002130/0{,}52375 = 0{,}004066$
- A_s – Armadura necessária para equilibrar o momento a meio vão, cálculo aproximado – $A_s = M/(z x f_{syd}) = 900/(0{,}9 x 0{,}9 x 1{,}2 x 500000/1{,}15) = 0{,}002130\ m^2$.

- A_c – Área da secção de betão da viga – 0,0,52375 m^2 (Secção em 'I' apresentada em seguida)
- ρ_o – Taxa de armaduras de referência – $[(f_{ck})^{(1/2)}]x10^{-3}$ = 0,005

Então,

$$\frac{l}{d}_{\lim} = 1 \times [11 + 1{,}5 \times \sqrt{25} \times \frac{0{,}005}{0{,}004066} + 3{,}2 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{0{,}005}{0{,}004066} - 1 \right)^{3/2}] = 42{,}04 \qquad (144)$$

Calcula-se de seguida a relação para verificar se o limite acima calculado é respeitado.

$$\frac{l}{d} = \frac{24}{0{,}9 \times 1{,}2} = 22{,}22 \qquad (145)$$

Como está comprovado, através das equações da dispensa de cálculo de flecha, esta secção de betão está verificada. Como já enunciado, esta verificação condicionou bastante o dimensionamento da altura da secção. Através de um método iterativo chegou-se a esta ultima verificação apresentada.

3.2.8.1.2. Calculo da Armadura Principal Longitudinal

Segue-se neste capítulo para a determinação da área de armadura necessária longitudinal a dispor na viga secundária. Para esta determinação foram utilizadas as tabelas de dimensionamento para secções rectangulares e flexão simples. Para isso foi necessário calcular o seguinte coeficiente de momento reduzido.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{1300}{0{,}55 \times (0{,}9 \times 1{,}2)^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}1216 \qquad (146)$$

Para a classe de betão C25/30 têm-se

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0{,}151 \qquad (147)$$

Que resolvendo em ordem a 'A_s' resultará na determinação da área de armadura necessária de 0,003438 m^2. Na tabela encontra-se também o valor de 'α', que,

$$\alpha = \frac{x}{d} = 0{,}159 \qquad (148)$$

Sabendo 'α' e 'd' determina-se 'x', a medida que delimita a zona comprimida. Note-se que se usou a tabela para uma secção rectangular, e na realidade têm-se uma secção em 'I'. Então ao calcular 'x' e sabendo que a espessura da banzo superior é de 0,25m, se 'x' for menor que 0,25m está correcta a utilização da tabela, pois a zona comprimida na ruptura está numa zona de secção regular constante quadrada. Resolvendo em ordem a 'x', resultará numa medida de 0,172m. Ou seja, está verificada a secção e a tabela utilizada. Com a área de armadura já definida segue-se para a apresentação das soluções possíveis de diâmetros de varões.

Quadro 27 – Soluções de armadura longitudinal possíveis para realização da viga secundária

Diâmetros mm	Número de varões total	Área de aço utilizada m^2
16	17	0,003619
20	11	0,003456
25	7	0,003438

Seleccionou-se a opção do diâmetro de varões de 25mm. A sua utilização implica menos uso de armadura, optimizando-se assim os recursos utilizados. Existe ainda armadura longitudinal de disposições construtivas, que se apresentará com mais rigor nas figuras e cortes transversais [*AutoCAD*], com diâmetro de 16mm.

3.2.8.1.3. Cálculo da Armadura de Esforço Transverso

Neste subcapítulo determina-se a quantidade de armadura de esforço transverso e espaçamento necessário entre as mesmas. Este cálculo é realizado através da consulta do Euro Código 2 [6.2.3. – *Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso*] e as suas equações.

$$V_{Rs,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{fywd} \cdot \cot(\theta) \qquad (149)$$

Em que,

- $V_{rd,s}$ – Esforço transverso na secção [kN] – 218
- A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço trasnverso – φ8(dois ramos)
- s – Espaçamento entre estribos

- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso – 500000/1,15 kPa
- θ – ângulo em graus da direcção da armadura de esforço transverso com a horizontal – recomenda-se o uso para *cot(θ)* entre 1 e 2,5. É utilizado o valor de 1

Então,

$$218 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}2 \times \frac{500000}{1{,}15} \times 1 \qquad (150)$$

Resolvendo em ordem a 'A_{sw}/s' chega-se a $5{,}16 \times 10^{-4}$ m^2/m. Sabendo que '$A_{sw}=2 \times \pi \times 0{,}004^2$ tem-se o espaçamento máximo exigido, ou seja, 's=0,194m'. Para que o espaçamento seja na prática de fácil instalação e medição em obra, optou-se por um espaçamento múltiplo de 50mm, sendo que o valor mais próximo que respeite a verificação será de 200mm de espaçamento. De modo a poupar alguma armadura desnecessária, pois o esforço transverso não tem este máximo ao longo de toda a viga, decidiu-se aumentar este espaçamento onde não seja tão necessário, isto é, onde o esforço transverso seja menor. Opta-se então por determinar o espaçamento, para a mesma solução de estribos de 8mm de diâmetro de 2 ramos, mas para metade do esforço máximo. Este novo cálculo irá definir o espaçamento onde a viga estará esforçada entre 109 e -109 kN, geometricamente, depois de medidos 6m de cada extremo para o desenvolvimento da viga. Isto acontece porque sendo uma viga simplesmente apoiada e com cargas constantemente distribuídas, terá o seu diagrama de esforço transverso linear, variando numa proporção directa. Apresenta-se de seguida o seu cálculo.

$$109 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}2 \times \frac{500000}{1{,}15} \times 1 \qquad (151)$$

Resolvendo em ordem a 'A_{sw}/s' chega-se a $2{,}58 \times 10^{-4}$ m^2/m. Sabendo que '$A_{sw}=2 \times \pi \times 0{,}004^2$ tem-se o espaçamento máximo exigido, ou seja, 's=0,390m'. Mas como o espaçamento tem uma medida mínima de 300mm [EC2 – 9.2.2.] toma-se então este valor. Para melhor apreciação e discriminação destas distâncias, apresenta-se, como já referido, em anexo, os cortes e alçado da viga secundária de bordo.

3.2.8.1.4. Controlo da Fendilhação

Para a verificação e controlo das fendas, calcula-se a sua largura para o estado limite de serviço e verifica-se o seu limite de acordo com o regulamento do EC2. A largura de fenda é calculada através da seguinte expressão [EC2 – 7.3.4. *Cálculo da abertura de fendas*].

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (152)$$

Em que,

- $S_{r,max}$ – Distância máxima entre fendas

- ε_{sm} – Extensão média da armadura incluindo as deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado.
- ε_{cm} – Extensão média no betão entre fendas.

A diferença entre as extensões médias em cima explicadas, é dada pela seguinte expressão.

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{\sigma_s-k_t\cdot\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\cdot\left(1+\alpha_e\cdot\rho_{p,eff}\right)}{E_s}\geq 0{,}6\cdot\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (153)$$

Em que,

- σ_s – Tensão na armadura de tracção admitindo a tensão fendilhada – $\sigma_s=M_{cqp}/(z\text{x}A_s)$ = 900/(0,9x0,9x1,20x0,003438) = 269321,10 kPa.
- α_e – Relação E_s/E_{cm} = 200/31 = 6,452
- $\rho_{p,eff}$ = $(A_s+\zeta 1^2\text{x}A_p')/A_{c,eff}$ = 0,003438/0,165 = 0,0208
- A_s = 0,003438 m^2
- A_p' – Área de secção de armadura de pré-esforço = 0
- $A_{c,eff}$ – Área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado. = 2,5(h-d)xb = 2,5x(1,2-0.9x1,2)x0,55 = 0,165m^2
- k_t – Coeficiente função da duração do carregamento – 0,4 (acções de longa duração)

Então,

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{269321-0{,}4\times\frac{2900}{0{,}0208}\times\left(1+6{,}452\times 0{,}0208\right)}{200000000}=0{,}001030\geq 0{,}000787 \qquad (154)$$

A distância máxima entre fendas é calculada através da seguinte expressão.

$$S_{r,\max}=k_3\cdot c+\frac{k_1\cdot k_2\cdot k_4\cdot\phi}{\rho_{p,eff}} \qquad (155)$$

Em que,

- Φ – Diâmetro dos varões – 25mm
- c – Recobrimento das armaduras longitudinais – 25mm
- k_1 – Coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes – 0,8 (alta aderência)
- k_2 – Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões – 0,5 (flexão)
- k_3 – Recomendado pelo anexo nacional – 3,4
- k_4 – Recomendado pelo anexo nacional – 0,425
- $\rho_{p,eff}$ = $(A_s+\zeta 1^2\text{x}A_p')/A_{c,eff}$ = 0,0208

Então,

$$S_{r,\max} = 3{,}4 \cdot 0{,}025 + \frac{0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}425 \cdot 0{,}025}{0{,}0208} = 0{,}2893 \qquad (156)$$

Determina-se assim a largura de fendas:

$$w_k = 0{,}2893 \times 0{,}001030 \approx 0{,}298mm \qquad (157)$$

Para esta tensão no aço e esta largura de fenda, está verificada a regulamentação desde que o espaçamento máximo dos varões na zona traccionada seja respeitado, que é 200mm [EC2, 7.3.3.].

3.2.8.1.5. Cálculo da dispensa de armadura longitudinal

Tal como realizado no cálculo da armadura de esforço transverso, também se pode optimizar a utilização do aço nas armaduras longitudinais através do cálculo do comprimento de amarração e do diagrama de translação de momentos. Assim, onde a área de secção de armadura já é suficiente e em demasia, diminui-se. Ao longo da viga, a área de secção de armadura diminui interrompendo alguns dos varões. Em seguida calcula-se a distância que permite obter o novo diagrama de momentos transformado.

$$al = \frac{z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = \frac{0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}2 \times (1-0)}{2} = 0{,}486m \qquad (158)$$

Calculada assim esta distância, calcula-se então o comprimento de amarração.

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times \alpha_1 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \qquad (159)$$

Em que,

- *α1* – tem em conta o efeito da forma dos varões – 1
- *α2* – tem em conta o efeito do recobrimento – 1
- *α3* – tem em conta o efeito de cintagem – 1
- *α4* – tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados – 1
- *α5* – tem em conta o efeito de pressão ao plano de fendilhamento – 1
- $l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência -

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{0{,}025}{4} \times \frac{\frac{500000}{1{,}15}}{2{,}7} = 1{,}006m \qquad (160)$$

- φ – 25 mm
- f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência – $2{,}25 x \eta_1 x \eta_2 x f_{ctd}$ = 2,25x1x1x1,2=2,7
- η_1 – 1 (condições de boa aderência)
- η_2 – 1 (φ<32mm)
- f_{ctd} – 1,8/1,5=1,2

Fica assim definido o comprimento de amarração. Para melhor apresentar esta verificação, está presente em anexo, o corte e alçado da viga em que é perceptível a interrupção da armadura.

3.2.8.2. Pré-Fabricada

Neste capítulo estuda-se a solução do uso de uma viga pré-fabricada. Como referido no capítulo [1.3. – *Parcerias e Empresas Consultadas*] foi contactada a empresa de pré-fabricados 'CASTELO'. No desenrolar da discussão, o cliente, neste caso o autor, explicou todas as condições, todas as cargas, todas as restrições e o vão. Isto resultou na selecção de uma viga "*Erandio 120*", sendo este, um dos produtos desta empresa. Para esta escolha da solução, é utilizado um programa de cálculo automático que calcula, para determinada secção, o número de cordões a dispor, isto é, para o modelo "*Erandio 120*", a armadura a utilizar pode ser diferente dependendo do caso. A disposição de cordões e todo o dimensionamento está em anexo. Ainda se podem confirmar todas as verificações regulamentares, também elaboradas pelo programa da empresa. Para uma melhor percepção, segue-se uma figura que ilustra o corte da viga.

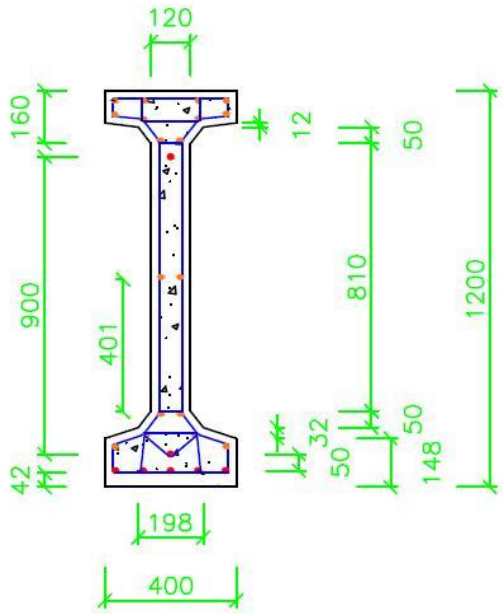


Fig.46 – Secção da viga secundária – *Erandio 120* [9]

Relembra-se que em anexo encontra-se toda a descrição da viga e suas dimensões, bem como todas as verificações regulamentares.

3.2.8.3. Perfil Metálico

Neste subcapítulo analisa-se o dimensionamento da viga secundária num perfil metálico através do Euro Código 3. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo, isto é, fazendo variar a geometria, seleccionando perfis da tabela, até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características:

- L – Vão da viga - 24 metros
- E – Módulo de elasticidade – $2{,}1 \times 10^8$ kPa
- f_y – Tensão de cedência – 355000 kPa

Através das cargas já definidas da cobertura e tendo em conta o comprimento de influência deste elemento (3 metros), usou-se o programa de cálculo de esforços '*FTOOL*' para analisar individualmente o elemento. Foi introduzida a geometria e o tipo de material, já em cima definido. Deste cálculo, para o Estado Limite Último, resultou o momento flector actuante de 1145 kN.m. Então, na perspectiva do dimensionamento, faz-se uso das equações do EC3 – 8 [Capítulo 6.2.5.] para a Classe 1.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (161)$$

Em que,

- Momento resistente, neste caso, actuante para dimensionamento – 1145kN.m
- W_{pl} – Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
- γ_{Mo} – Coeficiente parcial para edifícios – 1,0 [EC3 – 6.1]

no que resulta,

$$1145 = \frac{W_{pl} \times 355000}{1{,}0} \qquad (162)$$

Calculando 'W_{pl}' obtém-se o valor de 3225,35 cm^3. Em seguida, e consultando a tabela de perfis, foi-se verificar um destes em que o seu módulo de flexão plástico fosse superior ao determinado anteriormente. Optou-se pela escolha do perfil '*HE 1000*584*' cujas características são as seguintes.

- h – Altura da secção transversal – 1,056 m
- b – Largura da secção transversal – 0,314 m

- A – Área da secção – 0,1125 m^2
- I_z – 0,0003334 m^4
- i_z – 0,0645 m
- I_w – 0,00006401 m^6
- I_t – 0,0000723 m^4
- I_y – 0,01028 m^4
- t_f – 0,064 m
- $W_{pl,y}$ – 28039 cm^3

Note-se que o módulo de flexão plástico deste perfil é muito superior ao requerido. Isto acontece porque sabe-se que este será o menor '*Wpl*' necessário para que se verifiquem outras regulamentações. Relembra-se que se determinou o perfil a utilizar, através de um método iterativo, sendo que este perfil e as suas verificações, são apenas da última iteração, ou seja, da solução final.

3.2.8.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral

Esta verificação está no EC3 – [6.3.2.1.(3) – valor *de cálculo do momento resistente à encurvadura*].

$$M_{b,Rd} = \chi_{lf} \cdot B_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (163)$$

Em que,

- χ_{lf} – Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
- B_w = 1 (classe 1)
- α_{Lt} – Factor de imperfeição = 0,34 [*EC3 – 6.3.2.2.Quadro 6.2 –(b)]*

$$\chi_{lf} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + \sqrt{\Phi_{Lt}^2 - \overline{\lambda}_{Lt}^2}} \leq 1 \qquad (164)$$

$$\Phi_{Lt} = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha_{Lt} \cdot \left(\overline{\lambda}_{Lt} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}_{Lt}^2\right] = 0{,}5 \times \left[1 + 0{,}34 \times \left(2{,}15 - 0{,}2\right) + 2{,}15^2\right] = 3{,}143 \qquad (53)$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{B_w} = \frac{164{,}11}{76{,}41} \times \sqrt{1} = 2{,}15 \qquad (165)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = 76{,}41 \qquad (166)$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left(1+\frac{1}{20}\cdot\left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = \frac{\frac{24}{0{,}0645}}{\left(1+\frac{1}{20}\cdot\left(\frac{\frac{24}{0{,}0645}}{\frac{1{,}056}{0{,}064}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = 164{,}11 \qquad (167)$$

Então,

$$\chi_{lf} = \frac{1}{3{,}143+\sqrt{3{,}143^2-2{,}15^2}} = 0{,}184 \le 1 \qquad (168)$$

$$M_{b,Rd} = 0{,}184 \times 1 \times \frac{28039 \times 10^{-6} \times 355000}{1} = 1896{,}83 kN \cdot m \ge M_{sd} = 1145 kN \cdot m \qquad (169)$$

Conclui-se então que a resistência à encurvadura lateral está verificada.

3.2.8.3.2. Verificação da Flexão Simples

A verificação terá os mesmos valores e características acima referenciadas, isto é, o cálculo é feito mas sem a afectação do coeficiente para a encurvadura lateral. Fica automaticamente verificado através da seguinte equação.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28039 \times 10^{-6} \times 355000}{1} = 10308 kN \cdot m \ge M_{sd} = 1145 kN \cdot m \qquad (170)$$

3.2.8.3.3. Verificação ao Esforço Transverso

A verificação é feita através da consulta do EC3 – [capítulo 5.4.6] onde se encontra a seguinte equação.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \geq V_{sd} \qquad (171)$$

Em que,

- A_v – Área resistente ao esforço transverso (tabela de perfis) – 0,03445 m^2
- V_{sd} – Esforço transverso actuante ('FTOOL') – 165,2kN

Então,

$$V_{pl,Rd} = \frac{0{,}03445 \times 355000}{1{,}0 \times \sqrt{3}} = 7060kN \geq V_{sd} = 165{,}2kN \qquad (172)$$

Avaliando a equação conclui-se que a resistência ao esforço transverso é verificada.

3.2.8.3.4. Verificação da Classe

Ainda que na tabela das características dos perfis, esteja definida a classe dos mesmos, em forma de confirmação, verifica-se a sua classe através da regulamentação do Euro Código 3 – [Quadro 5.3.1].
A verificação, para a classe 1, da alma à flexão é dada, segundo o quadro, pela seguinte expressão.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{0{,}868}{0{,}036} = 24{,}11 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 58{,}58 \qquad (173)$$

Está então verificada a classe 1 para a alma à flexão. Verifica-se em seguida a classe 1 para banzos à compressão, que é dada pela seguinte expressão.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - Ss}{2}}{0{,}064} = \frac{\frac{0{,}314 - 0{,}1741}{2}}{0{,}064} = 1{,}093 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 7{,}32 \qquad (174)$$

Está então verificada a classe 1 para os banzos á compressão.

3.2.8.3.5. Verificação para o estado limite de deformação

Nesta verificação, avalia-se se a flecha se encontra dentro das regulamentações impostas pelo Euro Código 3 e o anexo nacional na combinação característica. A flecha máxima admissível é dada pela seguinte expressão.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \leq \frac{L}{200} = 0{,}12m \qquad (175)$$

Em que,

- δ_1 - Flecha devida às acções permanentes
- δ_2 - Flecha devida às acções variáveis – com limite de superior de L/250=0,096m
- δ_0 – Contra flecha = 0 (viga simplesmente apoiada)

Para uma carga distribuída calcula-se a flecha, para a combinação característica, com a seguinte expressão.

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 8{,}6 \times 24^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0{,}01028} = 0{,}01721m \leq 0{,}096(ok) \qquad (176)$$

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 4{,}8 \times 24^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0{,}01028} = 0{,}00960m \qquad (177)$$

Então,

$$\delta_{\max} = 0{,}01721 + 0{,}0096 = 0{,}02681 \leq 0{,}12m(ok) \qquad (178)$$

Fica assim então verificado o estado limite de deformação para este perfil metálico.

3.2.8.3.6. Normas e modo de Instalação do perfil metálico

Neste capítulo abordam-se as normas de segurança e da instalação dos perfis acima dimensionados. É importante definir a geometria assim como a sua construção para um correcto e seguro processo da construção assim como da futura utilização do espaço ocupado. Em seguida apresenta-se a regulação aplicável.

Execução: REAE. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

Apresentam-se as fases de instalação dos perfis.

- Marcação da disposição das vigas nos apoios
- Limpeza e preparação do plano de apoio do sistema
- Colocação e fixação provisória da viga
- Nivelamento e aprumo
- Execução das uniões
- Reparação de defeitos superficiais

No final aplica-se o acabamento superficial adequado para posterior tratamento de protecção.

3.2.8.4. Conclusões

Para se chegar a uma melhor percepção e conclusão sobre qual destas soluções escolher, apresenta-se em seguida o Quadro 28 que compara o material utilizado, o tempo de execução e o custo aproximado.

Quadro 28 – Avaliação de soluções para a viga secundária

Solução	Betão utilizado, m^3	Massa de aço no perfil, kg	Execução em obra	Preço aproximado do elemento, €
Betão Armado	12,57	-	Lenta	4.482,80
Perfil Metálico	-	14016	Rápida	20.463,36
Pré-Fabricado	5,39	-	Rápida	2.984,4

Como já referido, a obtenção de preços teve como base a consulta das empresas sondadas e um programa de cálculo de custo aproximado. O software utilizado neste caso é o programa "*CYPE, Software para Engenharia e Construção"* já referenciado no cálculo do custo aproximado da cobertura.
Como será óbvio, a solução a adoptar será a da realização do elemento com o pré-fabricado CASTELO. Não só esta solução se apresenta francamente mais barata como a sua instalação em obra será mais rápida.

3.2.9. VIGA PRINCIPAL

Neste subcapítulo dimensiona-se a família das vigas principais. Estes elementos, como já referido e identificado, são os que suportam as vigas secundárias e se apoiam sobre os pilares. O vão da viga é de 24 metros, o que torna difícil a sua concepção e estudo. Nos seguintes subcapítulos precede-se á verificação e dimensionamento desta viga em diferentes materiais onde posteriormente se fará uma avaliação quantitativa e qualitativa comparando soluções.

3.2.9.1. Betão Armado

Analisa-se neste subcapítulo, o estudo para o dimensionamento em betão armado. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo. Isto é, fazendo variar a geometria até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características, bem como as dimensões da secção a avaliar:

- Betão C 25/30 (f_{ck} = 25MPa)
- Aço S500 (f_{syk} = 500MPa)
- Comprimento da secção 'h'– 1,60 metros
- Largura da secção 'b'– 0,55 metros
- Vão da Viga 'L' – 24 metros

Posto isto, apresentam-se os resultados obtidos pelo programa ROBOT. Note-se que a viga foi considerada apoiada nos pilares mas com ligação entre eles, ou seja, betonados em seguida conectados aos pilares, daí os momentos negativos nos extremos da viga. As cargas actuantes e combinações que foram utilizadas estão já definidas no anterior capítulo [3.1.3.- Definição das cargas actuantes]. Os esforços obtidos sobre as vigas Principais apresentam-se no seguinte quadro, para o Estado Limite Último e para o Estado de Serviço.

Quadro 29 – Esforços obtidos para a família viga principal *[8]*

Esforço Axial [kN]	Esforço Transverso ELU [kN]		Momento Flector ELU [kN.m]		Momento Flector ELS [kN.m]	
-	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
0	182	-182	2400	-4500	1810	-1250

Os valores referidos para máximo e mínimo representam os maiores e menores valores registados na observação dos diagramas dos elementos desta família, respectivamente, isto é, ao estudar-se o diagrama dos diferentes elementos desta família para os diferentes tipos de esforços, registou-se o maior valor e com este faz-se o dimensionamento para toda a família. Faz-se referência a que o máximo momento flector registado foi a meio vão. Em seguida faz-se a verificação para o controlo da deformação.

3.2.9.1.1. Controlo da Deformação

Esta verificação foi das que mais condicionou a secção da viga a utilizar, pelo método iterativo já referido, pois impunha que a viga tivesse uma altura de secção elevada. Foi usado o método do Euro Código [7.4.1.2. EC2 – *controlo de deformação*] em que se identifica um limite para a dispensa de cálculo explícito da flecha. Este verificação está imposta a que os esforços sejam os de Serviço. As seguintes equações mostram esse limite.

$$\frac{l}{d}_{\lim} = K \cdot [11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{fck} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{fck} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \qquad (179)$$

Em que,

- l/d_{lim} – Valor limite para a relação vão/altura.
- K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais – 1 (viga simplesmente apoiada)
- ρ – Taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido ás acções de cálculo. – A_s/A_c = 0,003212/0,88 = 0,00365
- A_s – Armadura necessária para equilibrar o momento a meio vão, cálculo aproximado – A_s=M/(zxf_{syd}) = 1810/(0,9x0,9x1,6x500000/1,15) = 0,003212 m^2.
- A_c – Área da secção de betão da viga – 0,88 m^2 (Secção quadrada)
- ρ_o – Taxa de armaduras de referência – [(f_{ck})$^{(1/2)}$]x10^{-3} = 0,005

Então,

$$\frac{l}{d}_{\lim} = 1 \times [11 + 1{,}5 \times \sqrt{25} \times \frac{0{,}005}{0{,}00365} + 3{,}2 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{0{,}005}{0{,}00326} - 1 \right)^{3/2}] = 27{,}51 \qquad (180)$$

Calcula-se de seguida a relação para verificar se o limite acima calculado é respeitado.

$$\frac{l}{d} = \frac{24}{0{,}9 \times 1{,}6} = 16{,}67 \qquad (181)$$

Como está comprovado, através das equações da dispensa de cálculo de flecha, esta secção de betão está verificada. Como já enunciado, esta verificação condicionou bastante o dimensionamento da altura da secção. Através de um método iterativo chegou-se a esta ultima verificação apresentada. A partir deste ponto, e apenas verificando-se o limite de deformação para uma secção tão grande, acaba-se por cessar o estudo e continuação do cálculo da viga em betão armado. Pois torna-se logo à partida pouco viável e muito dispendioso. Com um vão tão grande garantidamente que terá de se utilizar o pré-esforço. Para além da enorme secção, o peso próprio de uma secção destas iria dificultar

inutilmente a resistência da estrutura e o seu custo. Refere-se que, incluído nos esforços obtidos pelo programa, está o peso próprio que introduz bastante esforço adicional desnecessário e que o facto de estar ligada ao pilar distribui o diagrama em armadura de tracção no topo e em baixo. Ainda assim, em jeito de confirmação, segue-se para a determinação da área de armadura necessária longitudinal a dispor na viga principal. Para esta determinação foram utilizadas as tabelas de dimensionamento para secções rectangulares e flexão simples. Para isso foi necessário calcular o seguinte coeficiente de momento reduzido, neste exemplo para o momento negativo máximo.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4500}{0{,}55 \times (0{,}9 \times 1{,}6)^2 \times \frac{25000}{1{,}5}} = 0{,}2367 \qquad (182)$$

Para a classe de betão C25/30 têm-se

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0{,}277 \qquad (183)$$

Que resolvendo em ordem a 'A_s' resultará na determinação da Área de armadura necessária de 0,00841 m^2. Para esta área de armadura na secção de momento máximo negativo obtém-se uma solução de 17 varões dispostos na largura de 0,55 m. Como se verifica o número de varões é elevado e pouco viável acrescido ao aumento de armadura de esforço transverso pois teria de ser amarrado mais um nível de armadura. Opta-se então por armar a viga principal com pré-esforço ao invés de armadura regular, como se verá no seguinte subcapítulo.

3.2.9.2. Betão Armado Pré-Esforçado

Neste capítulo estuda-se a solução do uso do pré-esforço, que com um vão grande e cargas das vigas secundárias será a opção, pelo menos em betão, mais viável e menos dispendiosa, como já referido. Opta-se, contrariamente á solução da viga principal em betão armado, poupar betão e consequentemente peso próprio à estrutura. Note-se que neste caso, a viga será simplesmente apoiada. Em seguida caracteriza-se a viga nas suas dimensões e materiais.

- L – Vão da viga - 24 metros
- Betão C40/50 – f_{ctm} = 3,5 MPa
- c_{nom} = 0,025 m
- A_c - Área de betão da secção – 0,4175 m^2.
- I_c – 0,06093 m^4
- $f_{0,1k}$ = 1670000 kPa

- e – Excentricidade a meio vão do cabo de pré-esforço em relação ao centro de gravidade da secção – 0,6 m
- h – Altura da secção – 1,45 m
- b – Largura da secção – 0,55 m

As cargas dividem-se em permanentes e sobrecargas. As permanentes resultam do peso próprio enquanto que a sobrecarga resulta das vigas secundárias simplesmente apoiadas na viga principal, sendo que,

- p_k = 10,44 kN/m (γg=1,35)
- Q_k = 200 kN (γQ=1,5; $\Psi 1$=0,6; $\Psi 2$=0,4)

3.2.9.2.1. Verificação regulamentar de tensões

Para o pré-dimensionamento da força de pré-esforço a tempo infinito necessária recorre-se à verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase-permanente, que resulta na obtenção dos seguintes esforços.

- M_{sd} = 1712 kN.m
- V_{sd} = 245 kN

Então apresenta-se a equação para a verificação das tensões, sendo esta para o estado limite de descompressão.

$$\sigma_{\inf} = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{w_i} + \frac{M_{sd}}{w_i} = 0 \qquad (184)$$

Em que,

- σ_{inf} – Tensão nas fibras inferiores
- P – Força a tempo infinito de compressão resultante do pré-esforço
- e – Excentricidade do cabo de pré esforço = 0,6 m
- w_i – I/(altura de tracção) – 0,08404 m^3
- w_s – I/(altura de compressão) – -0,08404 m^3

Então, e resolvendo em ordem a 'P' obtém-se o valor de 2136 kN, tomando-se o valor de 2400kN pois este é superior ao valor obtido, garantindo na mesma a tensão de descompressão para a combinação quase permanente. Em seguida verifica-se, para a mesma combinação, se a tensão no betão nas fibras superiores, com 'P=2400kN' não ultrapassa a tensão máxima de compressão do betão.

$$\sigma_{\sup} = -\frac{2400}{0,4175} + \frac{2400 \times 0,6}{0,08404} - \frac{1712}{0,08404} = -9MPa \geq -26,67MPa(ok) \quad (185)$$

Em seguida verifica-se se a tensão máxima de tracção do betão não é ultrapassada para a combinação frequente, da qual resultam os seguintes esforços.

- M_{sd} = 2192 kN.m
- V_{sd} = 305 kN

As tensões são calculadas analogamente.

$$\sigma_{\inf} = -\frac{2400}{0,4175} - \frac{2400 \times 0,6}{0,08404} + \frac{2192}{0,08404} = 3,199MPa \leq 3,5MPa(ok) \quad (186)$$

$$\sigma_{\sup} = -\frac{2400}{0,4175} + \frac{2400 \times 0,6}{0,08404} - \frac{2192}{0,08404} = -14,7MPa \geq -26,67MPa(ok) \quad (187)$$

Fica assim verificada a regulamentação para esta combinação de acções. Calculam-se em seguida as tensões para a fase inicial de instalação em obra, ou seja, quando não estão a suportar as vigas secundárias. Isto resulta num momento flector actuante de 752 kN.m, cujas verificações são as seguintes.

$$\sigma_{\inf} = -\frac{2400}{0,4175} - \frac{2400 \times 0,6}{0,08404} + \frac{752}{0,08404} = -13,94MPa \geq -26,67MPa(ok) \quad (188)$$

$$\sigma_{\sup} = -\frac{2400}{0,4175} + \frac{2400 \times 0,6}{0,08404} - \frac{752}{0,08404} = 2,438MPa \leq 3,5MPa(ok) \quad (189)$$

Note-se que o efeito do pré-esforço não só anula como suplanta o efeito do simples peso próprio. Ficam então verificadas as tensões para a fase inicial e combinações regulamentares.

3.2.9.2.2. Cálculo da função do cabo de pré-esforço

Registe-se que o cálculo acima foi naturalmente realizado para a secção de maior esforço, ou seja, a meio vão. O cabo, nessa posição, tem a excentricidade usada em cima, nas equações. Mas, o cabo de pré-esforço mantém uma função parabólica, sendo que na extremidade encontra-se exactamente a no centro de gravidade da secção. Isto acontece para provocar uma carga constante distribuída aparente ascendente. De seguida apresenta-se o cálculo dessa mesma função.

Uma função parabólica é dada por,

$$y = a \cdot x^2 \quad (190)$$

Sabendo que a origem do referencial se encontra a meio vão exactamente onde o cabo começa, isto é, a 0,125 m das fibras inferiores, definem-se as condições fronteira.

$$y(12) = a \cdot 12^2 = 0{,}6 \qquad (191)$$

Sabe-se assim o parâmetro '*a*' da função parabólica, para o referencial seleccionado, que é 0,0042. A partir desta função determinaram-se as coordenadas do cabo na viga, que será mais perceptível no desenho em Anexo.

3.2.9.2.3. Cálculo da carga distribuída constante provocada pelo cabo

Define-se neste subcapítulo o valor numérico da carga ascendente provocada pelo cabo que descreve uma trajectória parabólica. Este valor é determinado através da seguinte expressão.

$$q_p = \frac{-8 \cdot f \cdot P}{L^2} \qquad (192)$$

Em que,

- f – Flecha do cabo entre as extremidades da viga – 0,6 m
- P – Força a tempo infinito resultante to pré-esforço – 2400 kN
- L – Vão total da viga – 24 m

Então,

$$q_p = \frac{-8 \times 0{,}6 \times 2400}{24^2} = -20 kN/m \qquad (193)$$

Este valor é mais tarde utilizado para a verificação do esforço transverso, em que se aplicam todas as acções.

3.2.9.2.4. Cálculo do número de cordões necessário

Neste subcapítulo estimam-se as perdas instantâneas e diferidas no tempo através do uso de uma média prática de percentagem de perdas. Isto para se determinar aproximadamente a força de pré-esforço de compressão necessária a aplicar inicialmente para que se obtenha a força útil para que se verifiquem as condições regulamentares já referidas. Normalmente a percentagem de perdas instantâneas encontra-se entre 8% e 15% tomando-se o valor de 11,5% para o cálculo aproximado. Para as perdas diferidas no tempo, as percentagens de perdas encontram-se normalmente entre 12% e 15% tomando-se o valor de 13,5%. Sabendo que a tempo infinito, ou seja, depois de todas as perdas de

força do pré-esforço têm que se garantir o valor mínimo de 2400 kN, calcula-se como referido, a força inicial a aplicar aproximada.

$$P_0 = P_\infty \times 1{,}135 = 2724{,}0kN \qquad (194)$$

$$P'_0 = P_0 \times 1{,}115 = 3037{,}26kN \qquad (195)$$

Então, estimado o valor do pré-esforço a aplicar inicialmente, calcula-se de seguida a quantidade de cordões a utilizar, sabendo através da seguinte expressão presente no EC2 – [5.10.2.1.], o valor de 'A_p'.

$$P_{\max} = A_P \times \sigma_{P,\max} \qquad (196)$$

Em que,

- P_{max} – Força de pré-esforço inicial = P'_0 = – 3037,26 kN
- A_P – Área de cordões de pré-esforço necessária [m^2]
- $\sigma_{P,max}$ – Tensão máxima admissível = min[$0{,}8f_{pk}$; $0{,}9f_{0,1k}$] = 1488000 kPa

Então,

$$3037{,}26 = A_P \times 1488000 \qquad (197)$$

Desta equação resulta uma área de cordões de pré-esforço de 0,00204 m^2. Sabendo que a área de um cordão de 0,6'' tem 0,00014 m^2, para a área necessária temos 16 cordões de 0,6'' arredondado por excesso resultando na opção de 2 cabos de 8 cordões cada um. Calcule-se novamente, para o número de cordões efectivo a utilizar, a força de pré-esforço inicial a empregar.

$$P'_0 = 16 \times 0{,}00014 \times 1488000 = 3333{,}12kN \qquad (198)$$

Fica assim então definido o valor da força inicial de pré-esforço a aplicar segundo o número de cordões dimensionados. Partindo deste valor segue-se para o cálculo efectivo das perdas de força do pré-esforço para verificação mais precisa.

3.2.9.2.5. Cálculo das Perdas

As perdas provocadas pelo atrito cordão/bainha podem ser determinadas através da expressão que se encontra no EC2 – [5.10.5.2].

$$\Delta P_\mu(x) = P'_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu(\beta + k \cdot x)}\right) \qquad (199)$$

Em que,

- β – Soma dos desvio angulares ao longo de um comprimento 'x'- β(x)=y'(x)=0,0082x; então, 2xy'(12)=0,1968
- μ – Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha – 0,19 – EC2-[5.10.5.2.quadro5.1]; armaduras interiores/cordão
- k – Desvio angular parasita para as armaduras interiores – 0,045
- x – Distância ao longo da armadura a partir do ponto em que a força de pré-esforço é igual a P_{max}. = 12+12 = 24m

Então,

$$\Delta P_{\mu}(x) = 3333{,}12 \cdot \left(1 - e^{-0{,}19(0{,}1968 + 0{,}004524)}\right) = 187{,}55kN \qquad (200)$$

Fica então determinada a perda instantânea de força no pré-esforço devido ao atrito. Em seguida calcula-se a perda por deformação instantânea do betão, admitindo a sua aplicação aos 28 dias. Esta expressão encontra-se no EC2 – [5.10.5.1.].

$$\Delta P_{el} = A_P \cdot E_P \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm(t)}} \right] \qquad (201)$$

Em que,

- $\Delta\sigma_c$ – Tensão no betão para instante inicial = -P'$_0$/Ac – 3333,12x0,6/0,08404 + 752/0,08404 = -22,8 MPa
- E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias – 35000000 kPa
- j – Coeficiente igual a (n-1)/2n = (2-1)/(2x2) = 0,25
- n – Número de armaduras idênticas – 2
- E_p – 195000000 kPa

Então,

$$\Delta P_{el} = 0{,}00224 \times 195000000 \times \frac{0{,}25 \times 22.8 \times 10^3}{35000000} = 71{,}14kN \qquad (202)$$

Fica então determinada a perda por deformação instantânea do betão. Em seguida calcula-se a perda por fluência através da seguinte expressão, em que o coeficiente de fluência é determinado através do EC2 – [Anexo nacional B-B.1.].

$$\Delta P_{fluência} = \frac{A_P \cdot E_P \cdot \sigma_c \cdot \varphi_{(t,to)}}{E_{cm}} \qquad (203)$$

Em que,

- σ_c – Tensão no betão para após as perdas instantâneas já calculadas = -8,423MPa
- $\varphi_{(t,to)}$ – Coeficiente de fluência = φ_0 x $\beta_{c(t,to)}$=1,6038
- $\varphi_0 = \varphi_{rh}$ x $\beta_{(fcm)}$ x $\beta_{(t0)}$ = 1,62
- φ_{rh} = [1+(1-0,7)/(0,1x0,174$^{(1/3)}$xα_1]xα_2 = 1,48
- $\alpha_1 = (35/38)^{0,7}$ = 0,94
- $\alpha_2 = (35/38)^{0,2}$ = 0,98
- $\beta_{(fcm)} = 16,8/(f_{cm})^{0,5}= 16,8/(48)^{0,5}$=2,425
- $\beta_{(t0)} = 1/(0,1+28^{0,2})$ = 0,45
- $\beta_{c(t,to)} = [(t-t_o)/(\beta_H+t- t_o)]^{0,3}$=0,99
- t_0 = 28 dias
- t = 18000 (≈50 anos)
- β_H = 1,5[1+(0,012x70)^{18}]xh_0+250α_3 = 754
- h_0 – Espessura equivalente do elemento – 2Ac/u = 0,174
- u – Perímetro da secção – 4,8 m
- $\alpha_3 = (35/38)^{0,5}$ = 0,96

Então,

$$\Delta P_{fluência} = \frac{0,00224 \times 195000000 \times 8423 \times 1,6038}{35000000} = 168,59kN \qquad (204)$$

Fica então determinada a perda por fluência. Em seguida calcula-se a perda por retracção através da seguinte expressão [EC2 -3.1.4] cuja extensão de retracção por secagem de referência se determinou através do EC2 – [Anexo nacional B-B.2.].

$$\Delta P_{retracção} = E_P \cdot A_P \cdot \varepsilon_{cs} \qquad (205)$$

Em que,

- ε_{cs} – Extensão de retracção do betão = $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ =4,65x10^{-4}
- ε_{cd} – Extensão de retracção por secagem = $\beta_{ds(\infty,ts)}$ x k_h x $\varepsilon_{cd,0}$ = 0,995 x 0,89 x 0,000455 = 4,03x10^{-4}
- $\beta_{ds(\infty,ts)} = (t-t_s)/((t-t_s)+0,04x(h_o^3)^{(1/3)})$ = 0,995
- h_o= 0,174
- t = 18262 dias (≈50 anos)

- t_s = 28 dias
- k_h = 0,89 [EC2 – 3.1.4.;quadro3.2.]
- $\varepsilon_{cd,0}$ - Extensão de retracção por secagem de referência =0,85x[(220+110xα_{ds1})x*exp*(-α_{ds2}x(f_{cm}/f_{cmo})]x10^{-6}xβ_{RH} = 0,000455
- α_{ds1} – Coeficiente que depende do tipo de cimento, Classe N – 4,0
- α_{ds2} – Coeficiente que depende do tipo de cimento, Classe N – 0,12
- f_{cmo} – 10 MPa
- $\beta_{RH} = 1{,}55[1-(RH/RH_0)^3] = 1{,}55[1-(50/100)^3] = 1{,}36$
- $\varepsilon_{ca} = \beta_{as(f)} \times \varepsilon_{ca(\infty)} = 1\text{x}6{,}25\text{x}10^{-5}$
- $\beta_{as(f)} = 1\text{-}e^{(-0,2xt\hat{}0,5)} \approx 1$
- $\varepsilon_{ca(\infty)} = 2{,}5\text{x}(f_{ck}\text{-}10)\text{x}10^{-6} = 6{,}25\text{x}10^{-5}$

Então,

$$\Delta P_{retracção} = 195000000 \times 0{,}00224 \times 4{,}65 \times 10^{-4} = 194{,}376kN \qquad (206)$$

Fica então determinada a perda por retracção. Em seguida calcula-se a perda por relaxação das armaduras através da seguinte expressão [EC2 -3.3.2]. Note-se que a classe de relaxação é do tipo 2 (baixa relaxação).

$$\Delta P_{relax.} = A_P \cdot \Delta\sigma_{pr} \qquad (207)$$

Em que,

- $\Delta\sigma_{pr}$ – Valor absoluto das perdas de tensão devidas á relaxação = 0,66xρ1000x$e^{(9,1t*\mu)}$x$(t/1000)^{(0,75-0,75\mu)}x10^{-5}$ = 44,33 MPa
- ρ1000 = 2,5% (classe 2)
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk} = 1488/1860 = 0{,}8$
- $\sigma_{pi} = P'_0/A_p = 3333{,}12/0{,}00224 = 1488$MPa

Então,

$$\Delta P_{relax.} = 0{,}00224 \times 44{,}3 \times 10^3 = 99{,}30kN \qquad (208)$$

Com este ultimo cálculo de perda por relaxação das armaduras, sabe-se então a perda total de força do pré-esforço.

$$P_\infty = P'_0 - \Delta P_\mu - \Delta P_{el} - \Delta P_{fluência} - \Delta P_{retracção} - \Delta P_{relax.} = 3333{,}12 - 729{,}87 = 2603{,}25kN$$

(81)

Está determinada a força útil do pré-esforço a tempo infinito. Mas como se notará, esta é diferente da inicialmente determinada por aproximações, a anterior de 2400 kN. Então, para a força útil efectiva de 2600 kN, ir-se-á fazer a verificação para a fase inicial de instalação, isto é, apenas para o peso próprio e cumprem-se assim as condições de resistência. Analogamente às verificações da fase inicial já calculadas, determina-se então as tensões para as fibras inferiores e superiores.

$$\sigma_{\inf} = -\frac{2600}{0{,}4175} - \frac{2600 \times 0{,}6}{0{,}08404} + \frac{752}{0{,}08404} = -15{,}84MPa \geq -26{,}67MPa(ok) \quad (209)$$

$$\sigma_{\sup} = -\frac{2600}{0{,}4175} + \frac{2600 \times 0{,}6}{0{,}08404} - \frac{752}{0{,}08404} = 3{,}38MPa \leq 3{,}5MPa(ok) \quad (210)$$

3.2.9.2.6. Verificação da necessidade de adição de armadura

Neste subcapítulo, apesar de todas as verificações regulamentares confirmadas, segue-se para a verificação da necessidade de adição de armadura longitudinal. Através da consulta das tabelas de dimensionamento calcula-se a armadura necessária, e, tendo em conta o rácio entre as tensões de ruptura de armaduras e de cordões de pré-esforço, determina-se a sua necessidade de adição.

- $M_{sd,ELU}$ = 3071,5 kN.m
- b/bw ≈ 4
- $h_f/d \approx 0{,}18$
- μ = 0,12

No que resulta em 'w=0,128' e consequentemente em '$A_{s,total}$ = 0,0057m^{2}'.

$$A_{s,total} = A_s + A_P \cdot \frac{1670}{500} = 0{,}0057 \quad (211)$$

Resolvendo em ordem a 'A_s' determina-se o valor adicional necessário que é -0,00178m^2. Avaliando o resultado, como tem valor negativo, não se necessita de armadura adicional.

3.2.9.2.7. Determinação da armadura de esforço transverso

Neste subcapítulo determina-se a quantidade e espaçamento da armadura de esforço transverso necessária para que se verifique a segurança da regulamentação [EC2 – 6.2.3.]. De seguida apresentam-se as acções na viga e diagrama de esforços transversos [FTOOL].

- $q_{pré\text{-}esforço}$ = -20 kN/m
- Q (viga secundária) = 200 kN (coeficiente de majoração 1,5)
- $Q_{PesoPróprio}$ = 14,09 kN/m

Que resulta em,

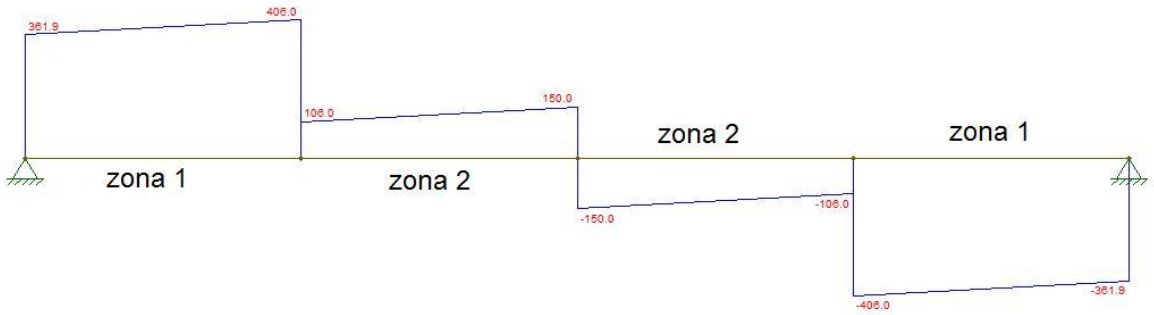


Fig.47 – Diagrama de Esforço transverso na viga principal pré-esforçada – [11]

Como está identificado na anterior figura, foi divida a viga em troços iguais nomeados de 'Zonas'. Como a viga é simétrica, calculam-se, para os extremos máximos de cada zona, a armadura necessária de esforço transverso. Em seguida afigura-se um quadro (30) que, usando as já referidas expressões do EC2 – [6.2.3.], apresenta os resultados obtidos para o espaçamento entre estribos necessário. Note-se que foi usado varão de diâmetro de 8mm de dois ramos.

Quadro 30 – Soluções de armadura transversal possíveis para realização da viga principal pré-esforçada

Zona	$V_{sd,Max}$ [kN]	Espaçamento, 's' [m]
1	406	0,128
2	150	0,348

Para tornar a instalação dos estribos em obra, adapta-se a solução obtida ao decímetro. Ficando para a Zona 1 o espaçamento de 120mm e para a zona 2 e espaçamento de 300mm. Em seguida apresenta-se uma figura identificativa para melhor avaliação da secção transversal da viga principal pré-esforçada,

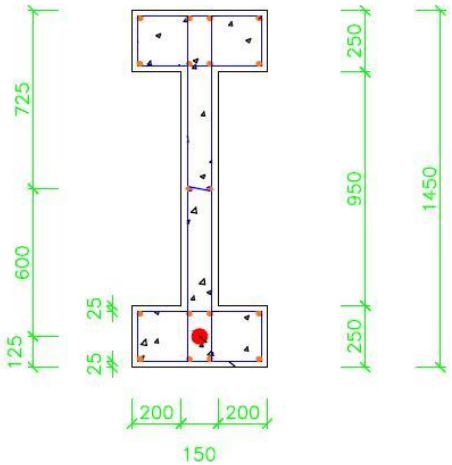


Fig.48 – Secção a meio vão da viga principal pré-esforçada – [9]

3.2.9.3. Perfil Metálico

Neste subcapítulo analisa-se o dimensionamento da viga principal num perfil metálico através do Euro Código 3. Note-se que as dimensões apresentadas para as verificações a realizar foram obtidas através de um método iterativo, isto é, fazendo variar a geometria, seleccionando perfis da tabela, até se respeitarem as verificações. Em primeira instância define-se o material a utilizar e as suas características:

- L – Vão da viga - 24 metros
- E – Módulo de Elasticidade – $2{,}1 \times 10^8$ kPa
- f_y – Tensão de cedência – 355000 kPa

Através das cargas já definidas das vigas secundárias, usou-se o programa de cálculo de esforços '*FTOOL*' para analisar individualmente o elemento. Foi introduzida a geometria e o tipo de material, já em cima definido. Deste cálculo, para o Estado Limite Último, resultou o momento flector actuante de 4903 kN.m. Então, na perspectiva do dimensionamento, faz-se uso das equações do EC3 – 8 [Capítulo 6.2.5.] para a Classe 1.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (212)$$

Em que,

- Momento resistente, neste caso, actuante para dimensionamento – 4903kN.m
- W_{pl} – Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
- γ_{Mo} – Coeficiente parcial para edifícios – 1,0 [EC3 – 6.1]

no que resulta,

$$4903 = \frac{W_{pl} \times 355000}{1{,}0} \qquad (213)$$

Calculando 'W_{pl}' obtém-se o valor de 15192,39 cm^3. Em seguida, e consultando a tabela de perfis, foi-se verificar um destes em que o seu módulo de flexão plástico fosse superior ao determinado anteriormente. Optou-se pela escolha do perfil '*HL 920x970*' cujas características são as seguintes.

- h – Altura da secção transversal – 1,043 m
- b – Largura da secção transversal – 0,446 m
- A – Área da secção – 0,1237 m^2

- I_z – 0,001339 m^4
- i_z – 0,104 m
- I_w – 0,000304 m^6
- I_t – 0,0002432 m^4
- I_y – 0,021 m^4
- t_f – 0,08552 m
- $W_{pl,y}$ – 45260 cm^3

Note-se que o módulo de flexão plástico deste perfil é muito superior ao requerido. Isto acontece porque sabe-se que este será o menor 'W_{pl}' necessário para que se verifiquem outras regulamentações. Relembra-se que se determinou o perfil a utilizar, através de um método iterativo, sendo que este perfil e as suas verificações, são apenas da última iteração, ou seja, da solução final.

3.2.9.3.1. Verificação da Encurvadura Lateral

Esta verificação está no EC3 – [6.3.2.1.(3) – valor *de cálculo do momento resistente á encurvadura*].

$$M_{b,Rd} = \chi_{lf} \cdot B_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \qquad (214)$$

Em que,

- χ_{lf} – Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
- B_w = 1 (classe 1)
- α_{Lt} – Factor de imperfeição = 0,34 [*EC3 – 6.3.2.2.Quadro 6.2 –(b)]*

$$\chi_{lf} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + \sqrt{\Phi_{Lt}^2 - \overline{\lambda}_{Lt}^2}} \leq 1 \qquad (215)$$

$$\Phi_{Lt} = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha_{Lt} \cdot \left(\overline{\lambda}_{Lt} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}_{Lt}^2\right] = 0{,}5 \times \left[1 + 0{,}34 \times \left(1{,}47 - 0{,}2\right) + 1{,}47^2\right] = 1{,}897 \qquad (216)$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{B_w} = \frac{112{,}56}{76{,}41} \times \sqrt{1} = 1{,}47 \qquad (217)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = 76{,}41 \qquad (218)$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left(1+\frac{1}{20}\cdot\left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = \frac{\frac{24}{0{,}104}}{\left(1+\frac{1}{20}\cdot\left(\frac{\frac{24}{0{,}104}}{\frac{1{,}043}{0{,}08252}}\right)^2\right)^{0{,}25}} = 112{,}56 \qquad (219)$$

Então,

$$\chi_{lf} = \frac{1}{1{,}897+\sqrt{1{,}897^2-1{,}47^2}} = 0{,}323 \le 1 \qquad (220)$$

$$M_{b,Rd} = 0{,}323\times 1\times \frac{45260\times 10^{-6}\times 355000}{1} = 5196{,}28kN\cdot m \ge M_{sd} = 4903kN\cdot m \qquad (221)$$

Conclui-se então que a resistência à encurvadura lateral está verificada.

3.2.9.3.2. Verificação da Flexão Simples

A verificação terá os mesmos valores e características acima referenciadas, isto é, o cálculo é feito mas sem a afectação do coeficiente para a encurvadura lateral. Fica automaticamente verificado através da seguinte equação.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}\cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45260\times 10^{-6}\times 355000}{1} = 14606kN\cdot m \ge M_{sd} = 4903kN\cdot m \qquad (222)$$

3.2.9.3.3. Verificação ao Esforço Transverso

A verificação é feita através da consulta do EC3 – [capítulo 5.4.6] onde se encontra a seguinte equação.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\cdot f_y}{\gamma_{M0}\cdot\sqrt{3}} \ge V_{sd} \qquad (223)$$

Em que,

- A_v – Área resistente ao esforço transverso (tabela de perfis) – 0,05138 m^2
- V_{sd} – Esforço transverso actuante ('FTOOL') – 652kN

Então,

$$V_{pl,Rd} = \frac{0{,}05138 \times 355000}{1{,}0 \times \sqrt{3}} = 11725kN \geq V_{sd} = 625kN \qquad (224)$$

Avaliando a equação conclui-se que a resistência ao esforço transverso é verificada.

3.2.9.3.4. Verificação da Classe

Ainda que na tabela das características dos perfis, esteja definida a classe dos mesmos, em jeito de confirmação, verifica-se a sua classe através da regulamentação do Euro Código 3 – [Quadro 5.3.1]. A verificação, para a classe 1, da alma à flexão é dada, segundo o quadro, pela seguinte expressão.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{0{,}8252}{0{,}05} = 16{,}504 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 58{,}58 \qquad (225)$$

Está então verificada a classe 1 para a alma á flexão. Verifica-se em seguida a classe 1 para banzos à compressão, que é dada pela seguinte expressão.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - Ss}{2}}{0{,}04} = \frac{\frac{0{,}446 - 0{,}2521}{2}}{0{,}08252} = 1{,}17 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 7{,}32 \qquad (226)$$

Está então verificada a classe 1 para os banzos à compressão.

3.2.9.3.5. Verificação para o estado limite de deformação

Nesta verificação, avalia-se se a flecha se encontra dentro das regulamentações impostas pelo Euro Código 3 e o anexo nacional na combinação característica. A flecha máxima admissível é dada pela seguinte expressão.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \leq \frac{L}{200} = 0{,}12m \qquad (227)$$

Em que,

- δ_1 - Flecha devida às acções permanentes (Peso Próprio = 9,7kN/m)
- δ_2 - Flecha devida às acções variáveis (Q=220kN) – com limite de superior de L/250=0,096m
- δ_0 – Contra flecha = 0 (viga simplesmente apoiada)

Para uma carga distribuída calcula-se a flecha, para a combinação característica, com a seguinte expressão para 'δ_1'. Para 'δ_2', o cálculo foi feito com o auxílio do programa 'FTOOL', que introduzindo a secção, o material e apenas as cargas das vigas secundárias resultou na obtenção do valor em baixo.

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 9{,}7 \times 24^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^8 \times 0{,}021} = 0{,}0095m \leq 0{,}096(ok) \qquad (228)$$

$$\delta_2 = 0{,}05m \leq 0{,}096m \qquad (229)$$

Então,

$$\delta_{\max} = 0{,}0095 + 0{,}05 = 0{,}0595 \leq 0{,}12m(ok) \qquad (230)$$

Fica assim então verificado o estado limite de deformação para este perfil metálico.

3.2.9.3.6. Normas e modo de instalação do perfil metálico

Neste capítulo abordam-se as normas de segurança e da instalação dos perfis acima dimensionados. É importante definir a geometria assim como a sua construção para um correcto e seguro processo da construção assim como da futura utilização do espaço ocupado. Em seguida apresenta-se a regulamentação aplicável.

Execução: REAE. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

Apresentam-se as fases de instalação dos perfis.

- Marcação da disposição das vigas nos apoios
- Limpeza e preparação do plano de apoio do sistema
- Colocação e fixação provisória da viga

- Nivelamento e aprumo
- Execução das uniões
- Reparação de defeitos superficiais

No final aplica-se o acabamento superficial adequado para posterior tratamento de protecção.

3.2.9.4. Conclusões

Para se chegar a uma melhor percepção e conclusão sobre qual destas soluções escolher, apresenta-se em seguida um quadro identificativo comparando o material utilizado, o tempo de execução e o custo aproximado.

Quadro 31 – Avaliação de soluções para a viga principal

Solução	Betão utilizado aproximado, m^3	Massa de aço no perfil, kg	Execução em obra	Preço aproximado do elemento, €
Pré-esforçada	14,58	-	Lenta	3.220,50
Perfil Metálico	-	23280	Rápida	32.592,00

Como já referido, a obtenção de preços teve como base a consulta das empresas sondadas e um programa de cálculo de custo aproximado. O software utilizado neste caso é o programa "*CYPE, Software para Engenharia e Construção"* já referenciado no cálculo do custo aproximado da cobertura. A solução a adoptar será a da realização do elemento com pré-esforço. Esta solução se apresenta claramente mais barata. Note-se que não foi sequer considerada a solução em betão armado. Lembre-se que assim foi pela sua grande dimensão e esforços adicionais elevadíssimos apenas com o peso próprio, sobrecarregando os pilares e dificultando a realização da estrutura.

4

APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

Resumindo, foi então estudada a realização de soluções possíveis para o dimensionamento de um armazém de grandes dimensões com os critérios de exigência impostos pelo cliente, na Plataforma Logística do Poceirão. Foi apresentado o estudo e escolha de soluções para a cobertura, para o contraventamento e para todas as famílias de elementos da estrutura. Os resultados para uma solução final da estrutura adoptada, naturalmente, advém da escolha da solução adoptada para cada um dos elementos, como está descrito no estudo de cada uma, implicando esforços, execução e preços aproximados.

4.1. CÁLCULO DE CUSTO APROXIMADO DA ESTRUTURA

Neste subcapítulo faz-se uma estimativa do preço total da estrutura. Esta determinação é feita de uma forma muito simples, calculando o custo aproximado de cada elemento, saber quantos elementos na estrutura existem e assim verificar o preço total. Em seguida apresenta-se um Quadro (32) em que são discriminados os aspectos referidos.

Quadro 32 – Cálculo do preço total aproximado da estrutura

Família de Elementos	Pilar de Bordo de Contraventamento	Pilar de Canto	Pilar de Bordo	Pilar Interior	Viga Secundária de Bordo	Viga Secundária	Viga Principal
Número de elementos	16	16	48	60	48	360	112
Preço aproximado por elemento [€]	3159,0	2675,0	1369,0	1166,0	2774,4	2984,4	3220,5
Preço total da família [€]	50544	42800	65712	69960	133171,2	1074384	360696
TOTAL [€]	1.797.267,20						

Refere-se que este preço foi estimado através da consulta das empresas sondadas e também através do programa de cálculo "*CYPE*". Nesta estimativa estão incluídos os preços indirectos e de mão-de-obra unitários, como já foi referido na explicação da obtenção de custos e escolha da cobertura. No cálculo do custo total aproximado da estrutura não foi incluído o custo da cobertura seleccionada, pois o objectivo seria a determinação do preço da estrutura de suporte. O custo da cobertura foi obtido para a escolha de uma cobertura viável e para posterior obtenção de cargas actuantes na estrutura de suporte.

4.2. APRESENTAÇÃO GRÁFICA

Neste capítulo incide-se na apresentação de algumas figuras ilustrativas e identificativas das dimensões e objectivos do armazém, para uma melhor apreciação e percepção do leitor. Em seguida apresentam-se algumas projecções em 3D da estrutura, descrita nos anteriores capítulos. Refere-se que estas figuras foram elaboradas através do programa '*SketchUpPro - Google'*.

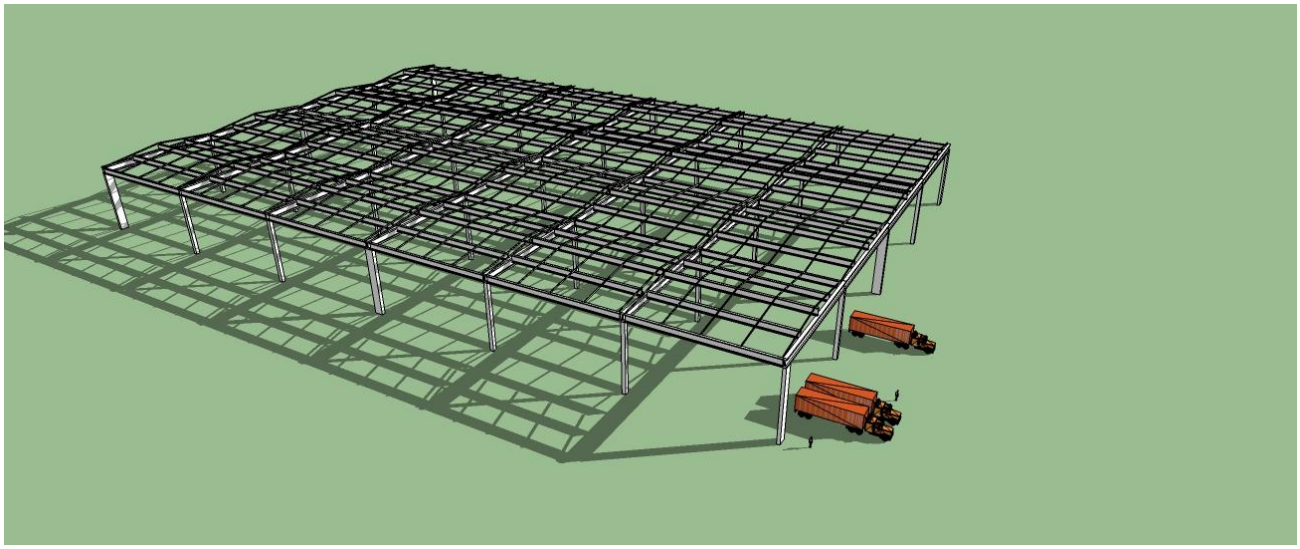


Fig.49 – Módulo estrutural do armazém final – [*10*]

Perceba-se a dimensão da estrutura quanto comparada com um modelo de um camião ou uma pessoa à escala. É fácil de avaliar e julgar a grandeza com esta perspectiva. Em seguida apresenta-se, para melhor se perceber a ideia da replicação deste módulo, uma figura ilustrativa da estrutura inteira na sua geometria total de implantação. Na figura 50 lembram-se as dimensões já apresentadas na descrição do projecto.

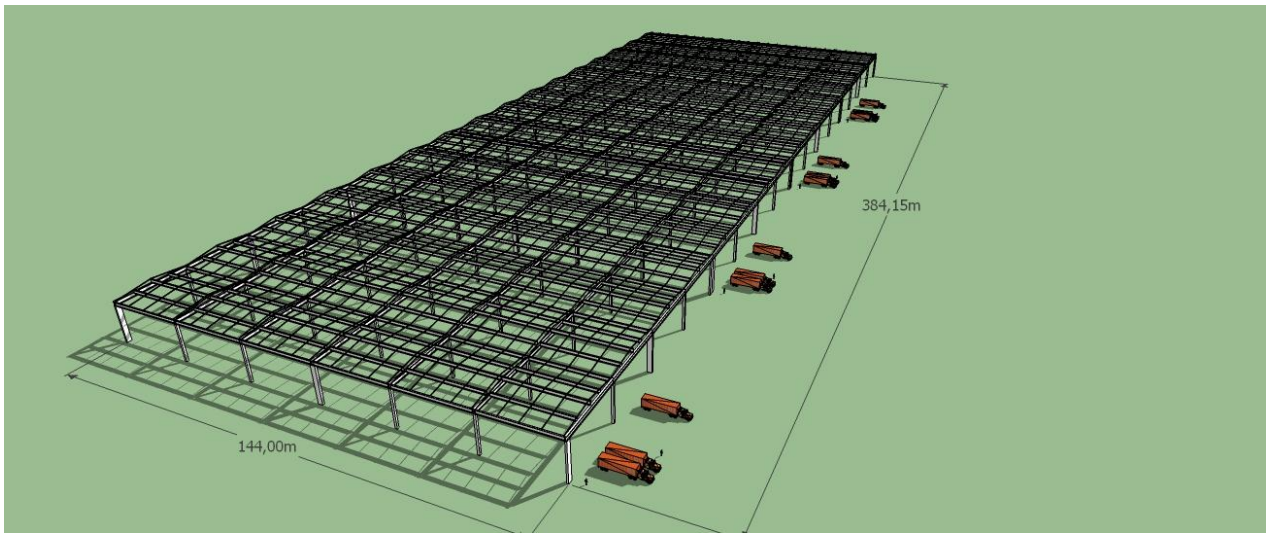


Fig.50 – Estrutura do armazém final – [*10*]

Apresenta-se em seguida a perspectiva a uma altura menor, da estrutura e em específico, das juntas de dilatação também descritas nos capítulos anteriores.

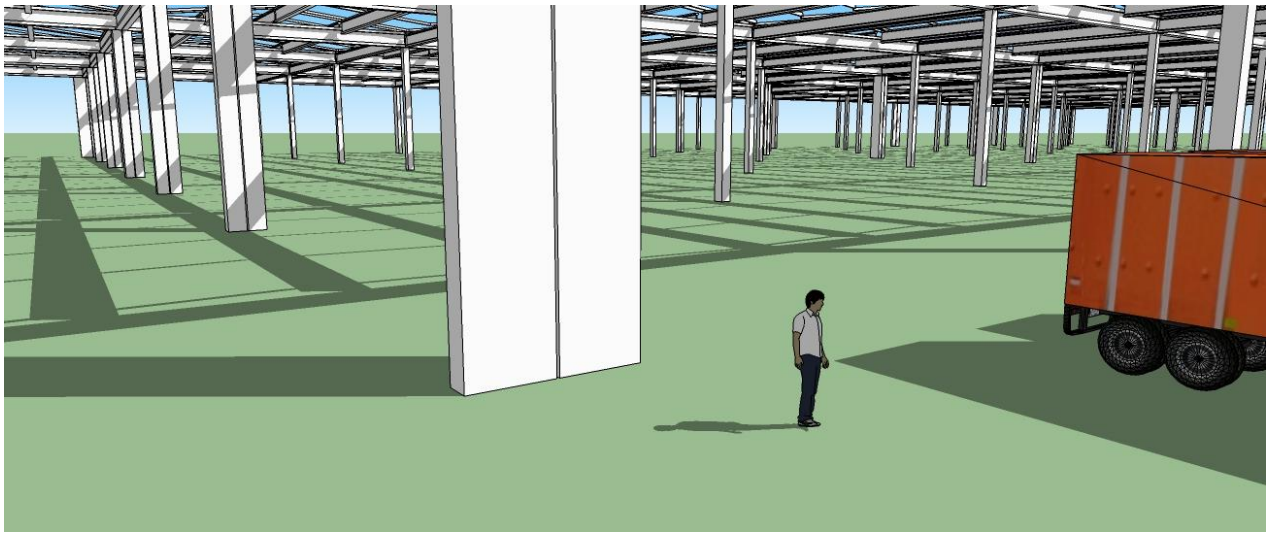


Fig.51 – Juntas de dilatação – [*10*]

Mostra-se na próxima figura 52, de uma forma bastante simplificada, a noção de utilização da fachada do armazém. Tema que foi importante na definição da solução de contraventamento a adoptar.

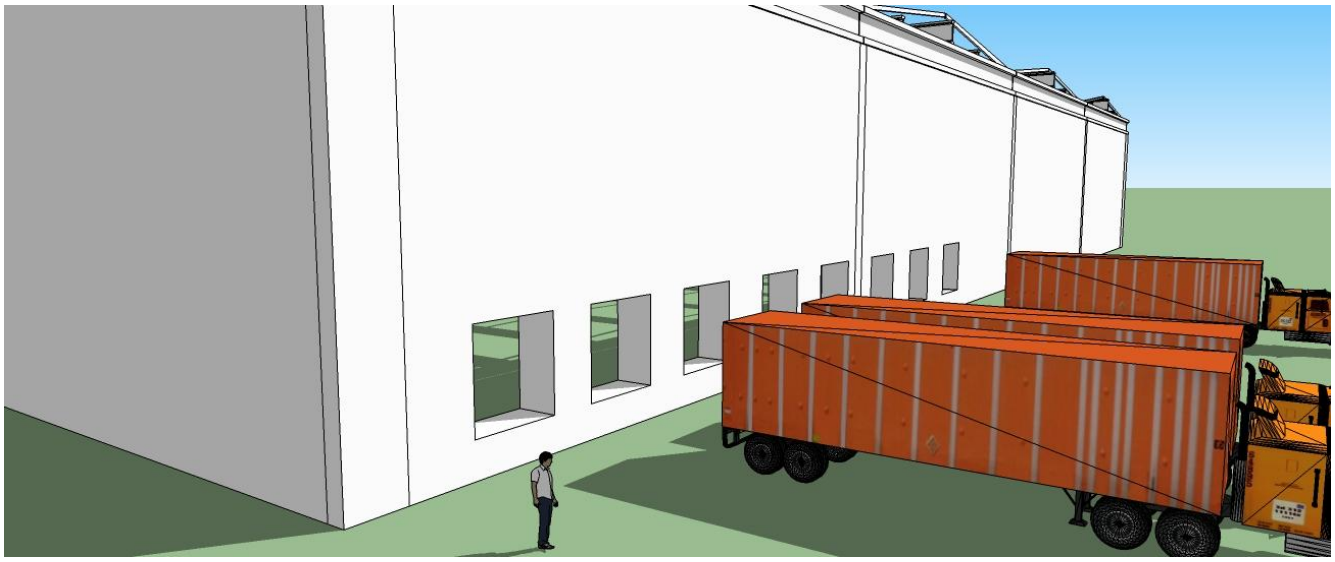


Fig.52 – Utilização da fachada para entrada e saída de carga – [*10*]

Apresentam-se nas figuras seguintes os exemplos de cada um dos tipos de pilares dimensionados.

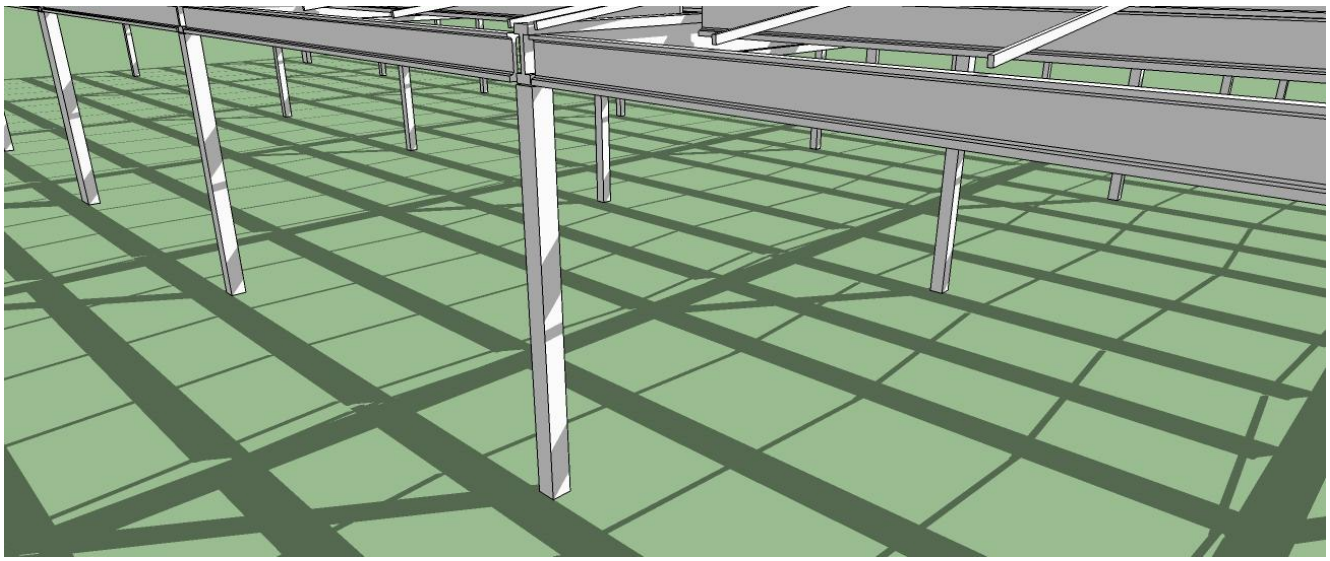


Fig.53 – Representação do pilar de bordo– [*10*]

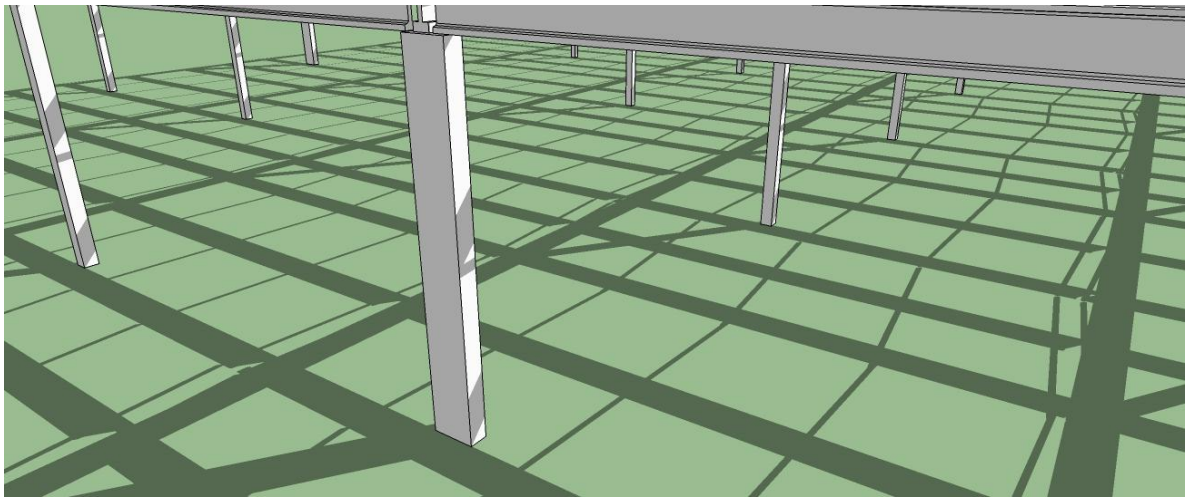


Fig.54 – Representação do pilar de bordo de contraventamento – [*10*]

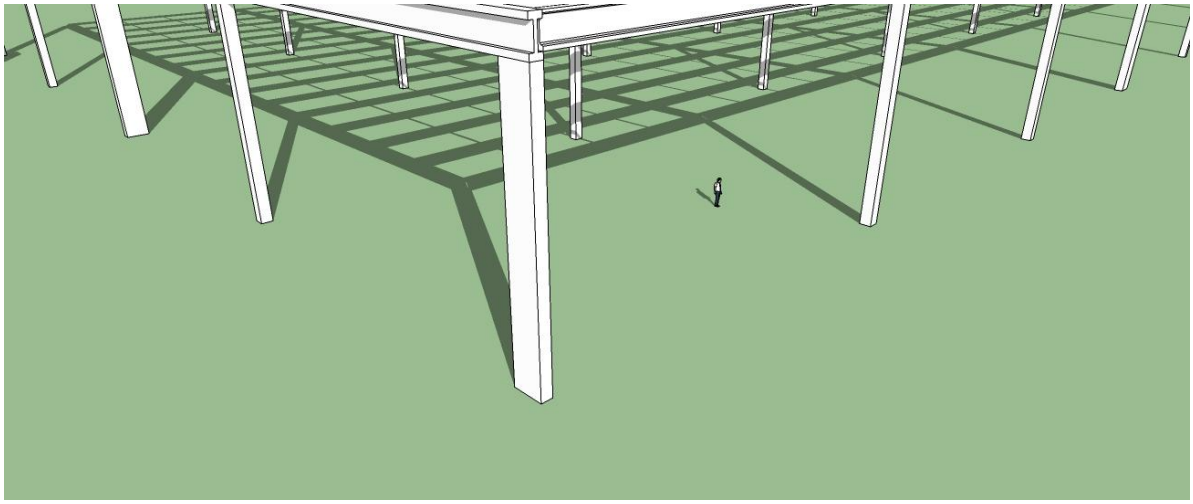


Fig.55 – Representação do pilar de canto – [*10*]

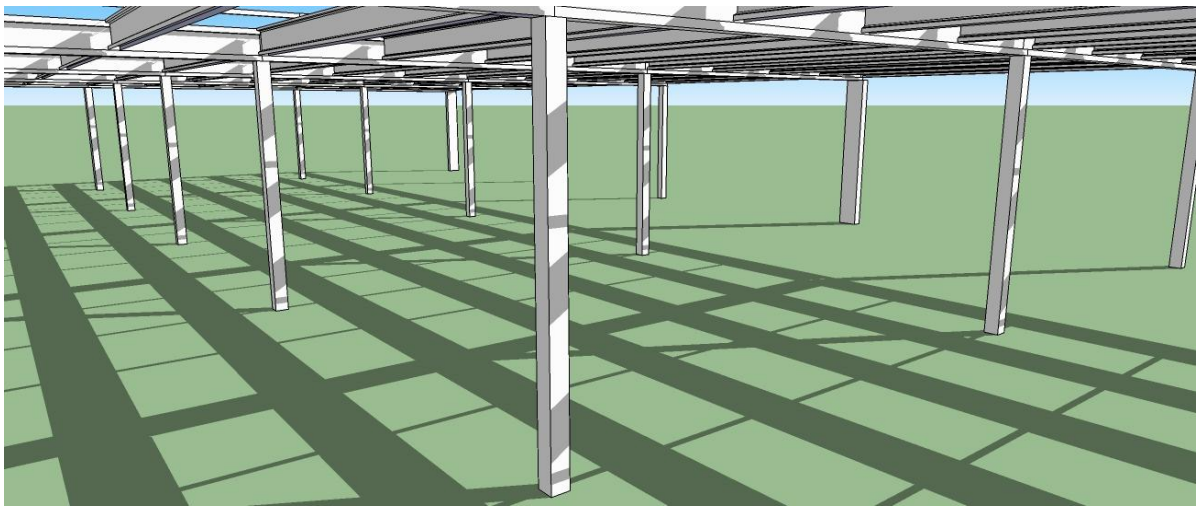


Fig.56 – Representação do pilar interior – [*10*]

4.3. NOTA GERAL DE APRECIAÇÃO PESSOAL

Nesta dissertação, para além do carácter prático, sendo um projecto em actual desenvolvimento, foi um trabalho de pesquisa e consulta de empresas e posterior obtenção de autorizações que resultaram na criação de contactos e experiência do mundo da Engenharia Civil.

Foi importante para o autor a procura de novos elementos e soluções para os problemas que surgiam. Todas as entidades consultadas bem como todos os intervenientes foram imprescindíveis para o estudo comparativo da solução deste armazém.

Note-se que o carácter desta dissertação tem uma componente prática bastante forte, isto é, para o autor esta mostrou ter não só um carácter de pesquisa mas também uma vertente de estágio profissional, lidando-se e contactando com, na sua grande parte, os intervenientes necessários à realização de uma obra desta envergadura.

Foram cumpridos os objectivos propostos e de uma forma geral, através da consulta desta dissertação, torna-se possível apurar o tipo de elementos necessários à construção de um armazém de grandes dimensões, tal como plantas, ensaios, restrições, problemas, prazos, materiais, intervenientes, etc.

BIBLIOGRAFIA

[1] http://www.Logz.pt, 20-06-2010

[2] http://maps.google.pt, 20-06-2010

[3] Autor da dissertação.

[4] http://www.sopsec.pt, 21-06-2010

[5] http://www.castelo.org 21-05-2010

[6] Programa de cálculo "*CYPE, software para Engenharia e Cosntrução"*

[7] J.S.Brazão Farinha, A.Correia dos Reis, *Tabelas Técnicas*, P.O.B., Setúbal 1994

[8] Programa de cálculo "*Robot - Structural Analysis professional 2010*"

[9] Programa de desenho preciso "*AutoCAD 2011*"

[10] Programa de desenho em 3D "*Sketch Up Pro*"

[11] Programa de cálculo "*FTOOL*"

[12] ORZARE, http://www.orzare.com/pt/produto/juntas-de-dilatacao/fb-205038-joint_107356

[13] COBERAÇO, http://www.coberaco.com

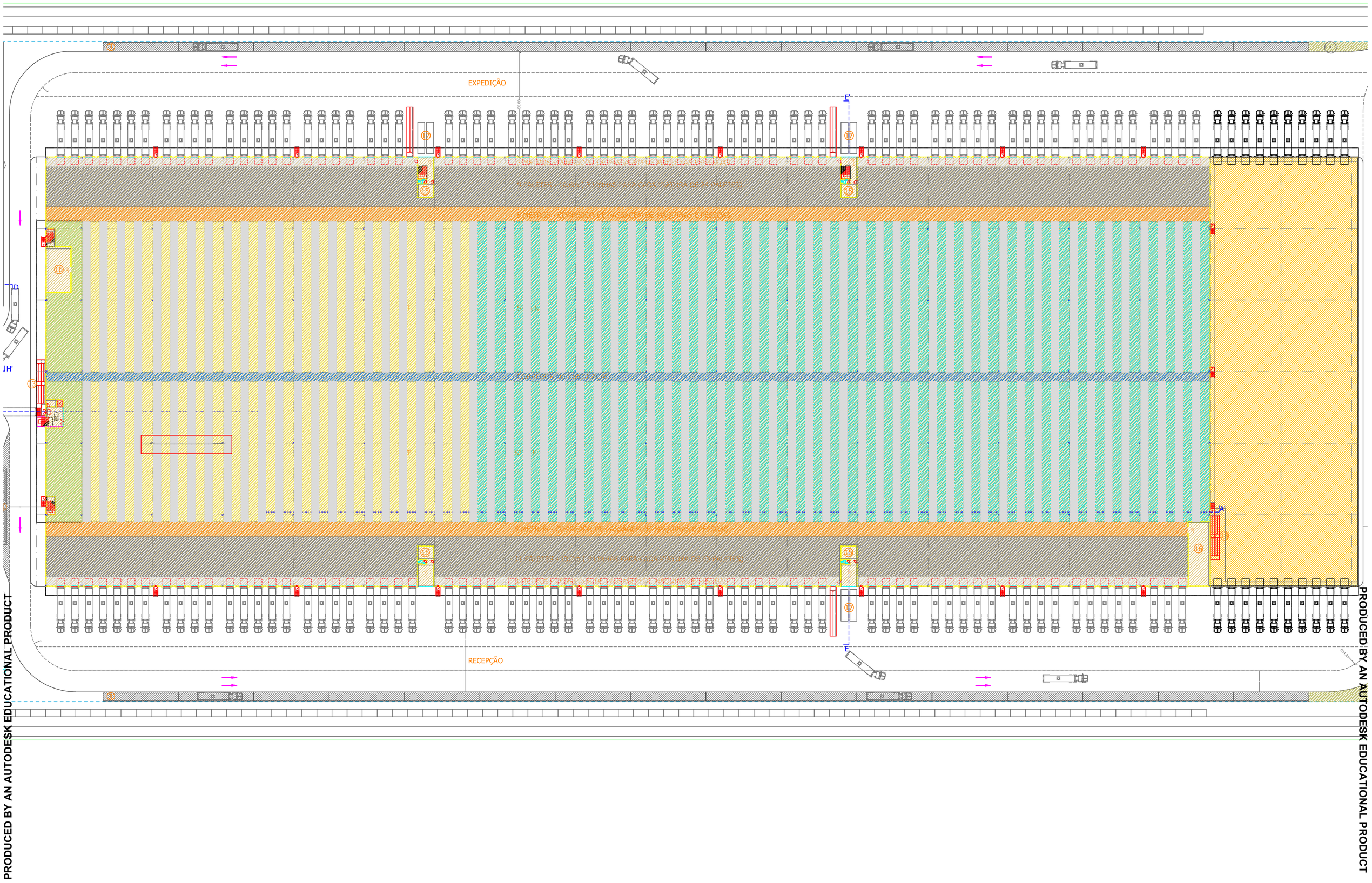
[14] *European Committee for Standardisation*, *Euro Código 2*, 1992

[15] *European Committee for Standardisation*, *Euro Código 1*, 1991

[16] *European Committee for Standardisation*, *Euro Código 3*, 1993

ANEXOS

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

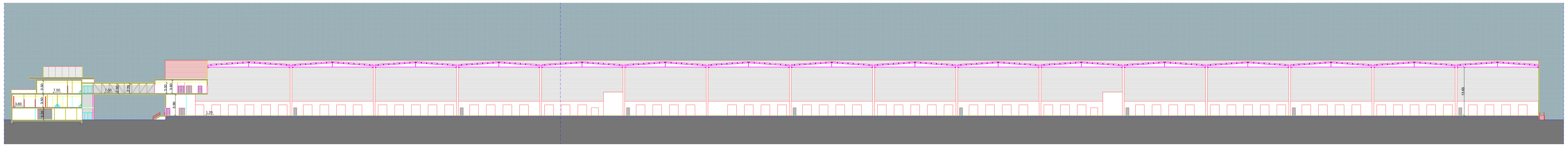


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

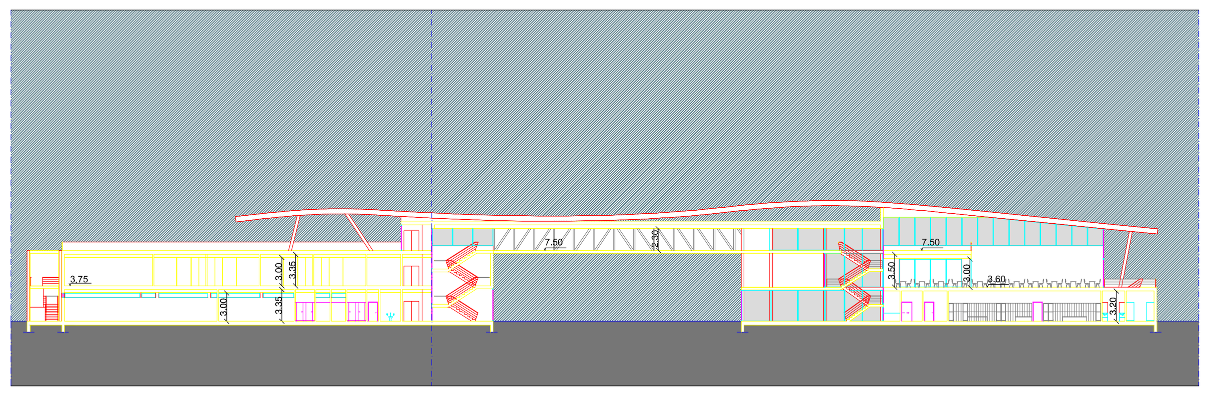
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

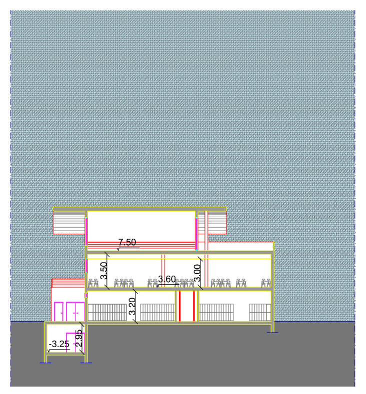
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



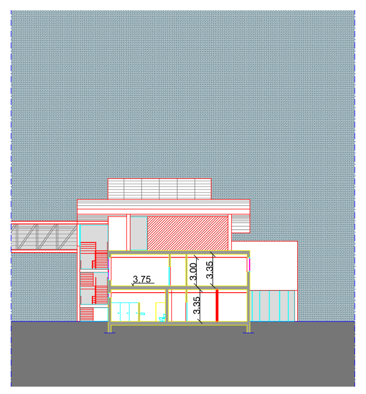
CORTE AA'



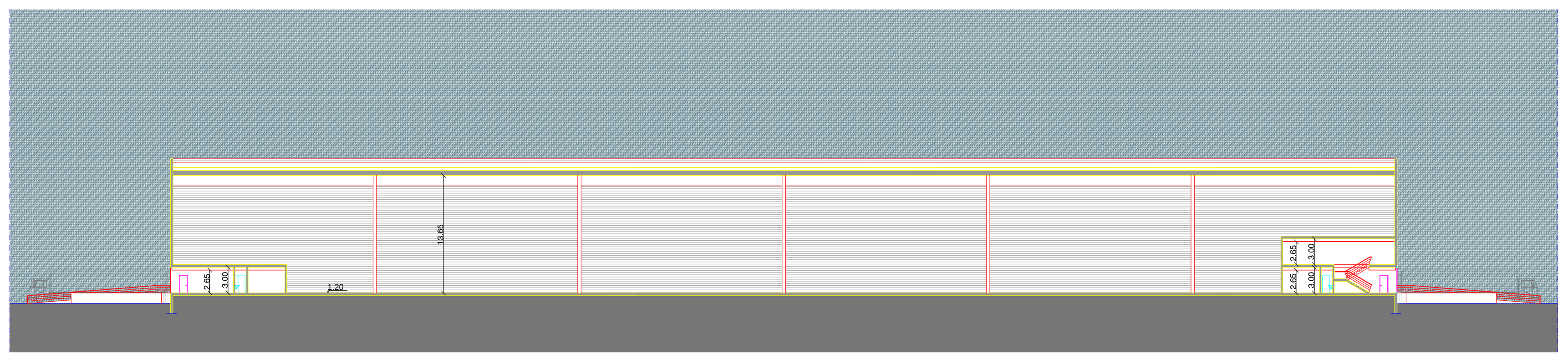
CORTE BB'



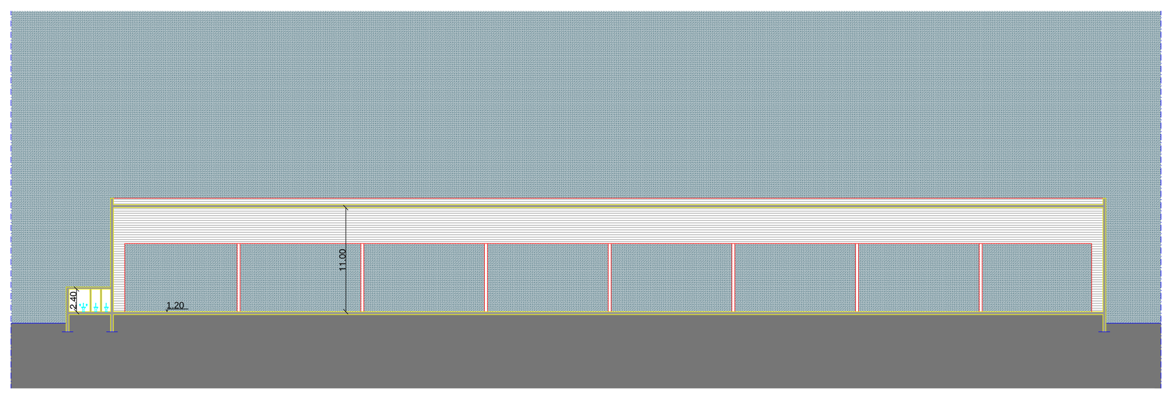
CORTE CC'



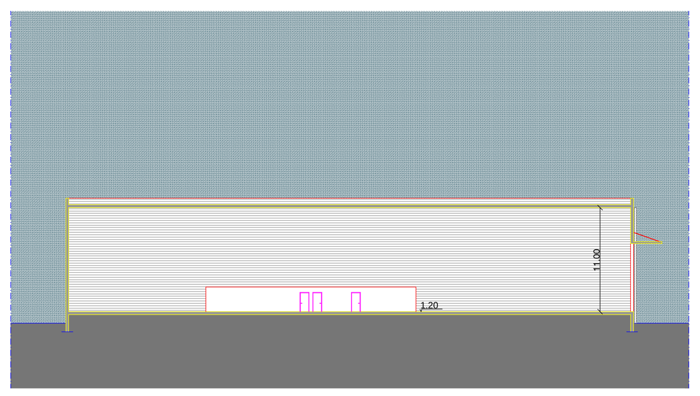
CORTE DD'



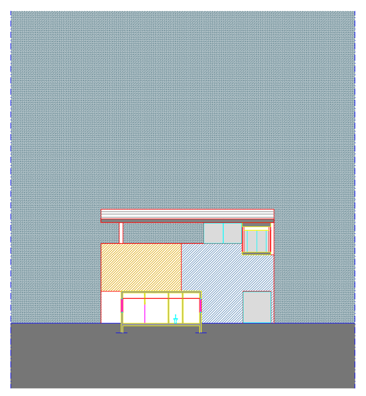
CORTE EE'



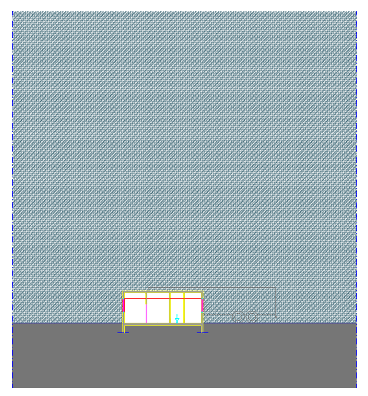
CORTE FF'



CORTE GG'



CORTE HH'



CORTE II'

LEGENDA DE MATERIAIS:

- Reboco + Pintura cor ocre
- Chapa metálica
- Reboco + Pintura cor Azul
- Painéis pré-fabricados de betão
- Chapa metálica
- Reboco + Pintura cor Branca
- Reboco + Pintura cor Vermelha
- Betão aparente

EQUIPA PROJECTISTA

coordenação / estabilidade / instalações hidráulicas / gás / acústica / pss

SOPSEC projecto
RUA DO EMISSOR, 110 4400-436 V. N. GAIA - PORTUGAL
TEL +351 22 771 88 00 FAX +351 22 771 88 19 sopsec@sopsec.pt

arquitectura

ARIS. ARQUITECTOS ASSOCIADOS
RUA BAIRRO COMÉRCIO DO PORTO, 116 4350-061 PORTO - PORTUGAL
TEL +351 22 510 12 25 FAX +351 22 518 93 40 aris.arquitectos@gmail.com

instalações eléctricas / telecomunicações / segurança

RUI MARTINS Engenharia, Lda
RUA CASTELO DE GUIMARÃES, 104 4250-108 PORTO - PORTUGAL
TEL +351 22 834 93 30 FAX +351 22 834 93 39 r.m@rmengenharia.pt

instalações mecânicas / gestão técnica centralizada

P2E PROJECTOS DE ENGENHARIA ELECTROMECÂNICA LDA
RUA SIMÃO BOLIVAR, 239 6ºA - sala 3 4470-214 MAIA - PORTUGAL
TEL +351 22 941 43 79 FAX +351 22 941 43 80 geral@p2e.pt

0	01.2010	ESTUDO PRÉVIO	M.C.	D.L./F.P.	A.A.
0	12.2009	LICENCIAMENTO	M.C.	D.L./F.P.	A.A.
emi./rev.	data	descrição	des.	proj.	verif.

Este documento é propriedade de SOPSEC - Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil, SA. não podendo ser copiado, reproduzido no todo ou em parte ou comunicado a terceiros sem a sua expressa autorização e deverá ser devolvido quando solicitado. Reservados todos os direitos pela legislação em vigor Dec. Lei 63/85 de 14 Março.

A SOPSEC É CERTIFICADA NO ÂMBITO :
CONSULTORIA, COORDENAÇÃO E ELABORAÇÃO DE PROJECTOS DE ENGª, GESTÃO E FISCALIZAÇÃO DE EMPREEND. E OBRAS, COORDENAÇÃO DE SEGURANÇA EM EMPREEND. CONSTRUÇÃO, AVALIAÇÃO ASPECTOS AMBIENTAIS EM FASE DE PROJECTO.

data: JANEIRO 2010	cliente: LOG Z ATLANTIC HUB, S.A.	número: PLP . 101 . ARQ . EP . PD . A.1.13 . 02
folha: -		proj.: Paulo Machado_Rafael Pereira
substitui: -		des.: António Ferreira_Mª Fátima Castro Susana Andrade
substituido: -		verif.: Paulo Machado_Rafael Pereira
		aprov.: Paulo Machado_Rafael Pereira
	projecto: PLATAFORMA LOGISTICA DO POCEIRÃO ARMAZÉM J.M.	escalas: 1/500
	especialidade: ARQUITECTURA	
	designação: CORTES	ARIS. ARQUITECTOS ASSOCIADOS

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Titulo : **Miguel Cabeleira - -110**

Secção tipo : **erandio 43x100**

Resumo das análises efectuadas

i) Aplicação da pré-tensão "in situ".	Tracção:	**Verifica**
	Compressão:	**Verifica**
ii) Armazenamento e transporte.	Tracção:	**Verifica**
	Compressão:	**Verifica**
iii) Betonagem da laje "in situ".	Tracção:	
	Compressão:	
iv) Aplicação do pós-esforço "in situ".	Tracção:	
	Compressão:	
iv) Fase de utilização.	Descompressão (Comb.Q.P.):	**Verifica**
	Fendilhação (Comb.F.):	**Verifica**
	Compressão (Comb.Q.P.):	**Verifica**
	Compressão (Comb.Raras):	**Verifica**
v) Estado limite último.	Momentos (em x):	**Verifica**
	Esforço transverso máximo:	**Verifica**

Características dos materiais

		26667				τ_1 =	1100 kPa
Betão	fck =	40000 kPa	fctm =	3508.8 kPa		τ_2 =	9000 kPa
Aço	fsyd	434783 kPa					
			fpk =	1860 MPa		E_{cm} =	35220 MPa
Betão transf.	fck =	30000 kPa	fctm,j =	2896.5 kPa		$\Xi_{cm,situ}$ =	32837 MPa

Acções consideradas

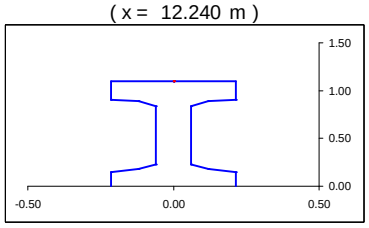
Vão =	**24.00** m		Laje betonada "in situ"			Comprimento em consola			
l inf. inicio =	**6.000** m		Espessura no início =	**0.00** m		Esquerda =	**0.50** m		
l inf. final =	**6.000** m		Espessura no final =	**0.00** m		Direita =	**0.50** m		
			Largura no início =	**0.000** m					
			Largura no final =	**0.000** m					

rcp =	**0.65** KN/m²								
Sob.(Momentos) =	**0.30** KN/m²		ψ_1 =	**0.40**	ψ_2 =	**0.20**			
Sob.(Esf.transv.) =	**0.30** KN/m²								
	pp	Δ pp	rcp	Sob.	**Frequência:**	f_{Fase1} =	3.98 Hz		F
C.equiv. 1/2 Vão	6.37	0.00	3.90	1.80		f_{Fase2} =	3.12 Hz		
Coef.E.L.Último	**1.35**	**1.35**	**1.50**	**1.50**					

Caracteristicas mecânicas da secção transversal

(x = 12.240 m)

Fase 1		Fase 2	
A =	0.2547 m²	A =	0.2547 m²
I =	0.0384 m⁴	I =	0.0384 m⁴
vi =	0.5656 m	vi =	0.5656 m
vs =	0.5344 m	vs =	0.5344 m
h =	1.1000 m	h =	1.1000 m
bs =	0.1200 m	bs =	0.1200 m
bmáx =	0.4300 m		



Ambiente = XC2, XC3, XC4

Pré-esforço

Pré-tensão (P1)

Nº de strands: 8
Diâmetro: 0.6"
$P_{1,útil}$ = 1 250 KN

Pós-tensão (P2)

	Nº	ø ["]	$P_{2,util}$ [kN]
Alinhamento 1	0	0.6"	0
Alinhamento 2	0	0.6"	0
Alinhamento 3	0	0.6"	0

Estado limite último

Máximos fase de montagem		Máximos ELUltimo		Valores na secção corrente (x=12.24m)			
Msd =	619.0 kNm	Msd =	1235 kNm	Montagem	Msd =	619 kNm	S.Inicial
Vsd =	103.2 kN	Vsd =	206 kN		Mrd =	1420 kNm	S.Inicial
				E.L.Último	Msd =	1234 kNm	S.Final
					Mrd =	1420 kNm	S.Final

Armadura de tracção

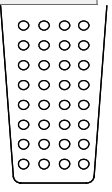
As,inf = 0.00 cm²
As,sup = 0.03 cm²

y	0.05	0.90	0.15	0.20	0.25	0.30
As	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cabos de Pré-Tensão

Activar

Nº de cordões:	8
Diâmetro:	**0.6"**
Area =	140 mm²
F util =	1250 kN
l =	24.00 m
x esq. =	0.50
x dir. =	23.50
Comp. transferência =	0.82 m
Comp. amarração =	1.73



	Emb. [m]	Nº	Esq.	Dir.
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.90	**1**	**0.00**	**0.00**
	0.00	**1**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**1**	**0.00**	**0.00**
	0.00	**2**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**3**	**2.00**	**2.00**

Cabos de Pós-Tensão

Cabo 1 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**
Nº de cordões: **0** x1 = **-0.01** y1 = **0.350**
Diâmetro: **0.6"** x2 = **6.00** y2 = **0.100**
F util = 0 x3 = **12.01** y3 = **0.250**

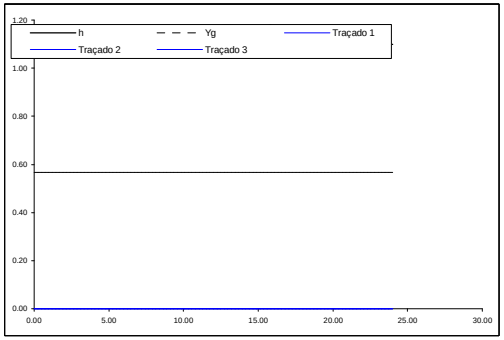
Cabo 2 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**
Nº de cordões: **0** x1 = **0.75** y1 = **0.150**
Diâmetro: **0.6"** x2 = **14.25** y2 = **0.150**
F util = 0 x3 = **27.75** y3 = **0.150**

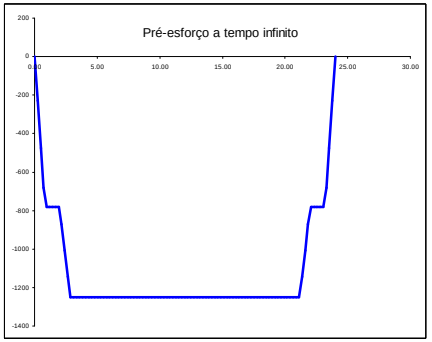
Cabo 3 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**
Nº de cordões: **0** x1 = **27.74** y1 = **0.150**
Diâmetro: **0.6"** x2 = **28.00** y2 = **0.200**
F util = 0 x3 = **28.51** y3 = **0.350**

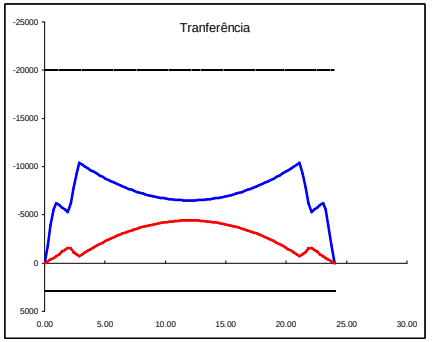
Valores de tensões

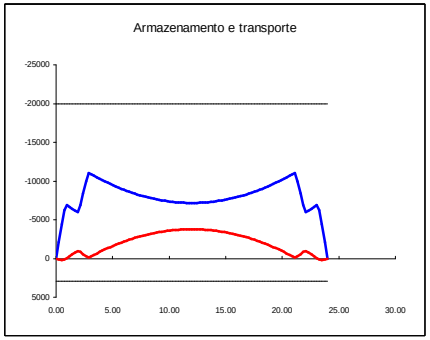
x = 12 m
Secção = **51**

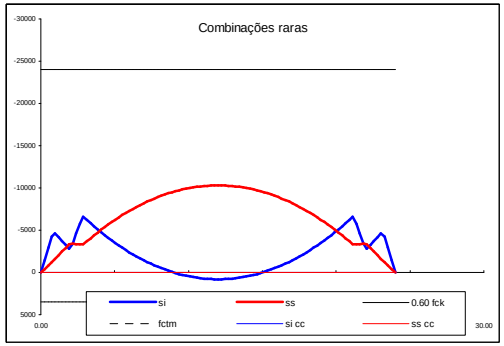
y	Transf.	CR	CF	CQP
0.00	0	0	0	0
0.00	-6499	809	-335	-716
1.10	-4415	-10306	-9226	-8865
1.10	0	0	0	0
1.10	0	0	0	0
1.10	-	0	0	0
0.00	-	0	0	0

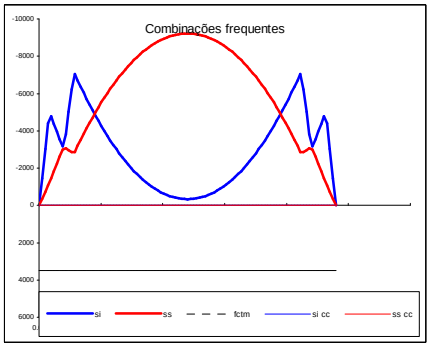


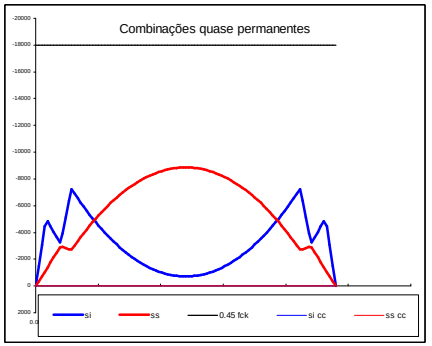


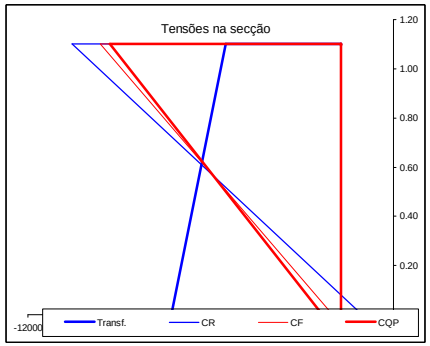












ESFORÇO TRANSVERSO

X	V_{Ed}	σ_{cp}/f_{cd}	α_c	ν	$V_{rd,max}$	$V_{Ed} < V_{rd,max}$	A_{sl}	$\rho_{l \times 100}$	N_{Ed}	σ_{cp}	$V_{rd,c}$	$V_{rd,c,min}$	dispensa	Asw/s
[m]	[kN]				[kN]		[cm^2]		[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]		[cm^2/m]
0.0	205.8	0.0	0.0	0.50	0.0	KO	1.0	0.1	0.0	0.0	31.9	48.0	NÃO	5.0
0.5	197.2	0.0	0.0	0.50	0.0	KO	1.0	0.1	473.9	1860.4	66.0	81.7	NÃO	4.9
1.0	189.3	0.1	1.1	0.50	797.5	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.3	103.9	NÃO	4.7
1.4	181.1	0.1	1.1	0.50	830.7	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.2	103.8	NÃO	4.5
1.9	172.8	0.1	1.1	0.50	830.5	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.2	103.8	NÃO	4.3
2.4	164.6	0.1	1.1	0.50	833.2	OK	1.0	0.1	1008.6	3959.5	105.0	120.7	NÃO	4.1
2.9	156.4	0.1	1.1	0.50	860.7	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	122.9	138.6	NÃO	3.9
3.4	148.1	0.2	1.2	0.50	889.2	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.1	138.9	NÃO	3.7
3.8	139.9	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	NÃO	3.5
4.3	131.7	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
4.8	123.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
5.3	115.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
5.8	107.0	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
6.2	98.8	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
6.7	90.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
7.2	82.3	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
7.7	74.1	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
8.2	65.8	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
8.6	57.6	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
9.1	49.4	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
9.6	41.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
10.1	32.9	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
10.6	24.7	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
11.0	16.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
11.5	8.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
12.0	0.0	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
12.5	-8.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
13.0	-16.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
13.4	-24.7	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
13.9	-32.9	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
14.4	-41.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
14.9	-49.4	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
15.4	-57.6	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
15.8	-65.8	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
16.3	-74.1	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
16.8	-82.3	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
17.3	-90.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
17.8	-98.8	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
18.2	-107.0	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
18.7	-115.2	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
19.2	-123.5	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
19.7	-131.7	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	SIM	0.0
20.2	-139.9	0.2	1.2	0.50	890.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.2	139.0	NÃO	3.5
20.6	-148.1	0.2	1.2	0.50	889.2	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	123.1	138.9	NÃO	3.7
21.1	-156.4	0.2	1.2	0.50	887.3	OK	1.0	0.1	1249.8	4906.4	122.9	138.6	NÃO	3.9
21.6	-164.6	0.2	1.2	0.50	884.7	OK	1.0	0.1	1008.6	3959.5	105.0	120.7	NÃO	4.1
22.1	-172.8	0.1	1.1	0.50	855.4	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.2	103.8	NÃO	4.3
22.6	-181.1	0.1	1.1	0.50	830.7	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.2	103.8	NÃO	4.5
23.0	-189.3	0.1	1.1	0.50	831.2	OK	1.0	0.1	781.1	3066.5	88.3	103.9	NÃO	4.7
23.5	-197.2	0.1	1.1	0.50	832.6	OK	1.0	0.1	473.9	1860.4	66.0	81.7	NÃO	4.9
24.0	-205.8	0.1	1.1	0.50	815.2	OK	1.0	0.1	0.0	0.0	31.9	48.0	NÃO	5.0

ϕ	ramos	espaçamento	$V_{rd,s}$	
[mm]		[cm]	[kN]	
8.00	2	10	413.1	OK
8.00	2	10	404.8	OK
8.00	2	10	404.1	OK
8.00	2	15	269.2	OK
8.00	2	15	269.1	OK
8.00	2	15	270.0	OK
8.00	2	15	270.8	OK
8.00	2	15	271.4	OK
8.00	2	20	203.8	OK
8.00	2	20	203.8	OK
8.00	2	20	203.8

Titulo : **Miguel Cabeleira - -120**

Secção tipo : **erandio 43x120**

Resumo das análises efectuadas

i) Aplicação da pré-tensão "in situ".	Tracção:	**Verifica**
	Compressão:	**Verifica**
ii) Armazenamento e transporte.	Tracção:	**Verifica**
	Compressão:	**Verifica**
iii) Betonagem da laje "in situ".	Tracção:	
	Compressão:	
iv) Aplicação do pós-esforço "in situ".	Tracção:	
	Compressão:	
iv) Fase de utilização.	Descompressão (Comb.Q.P.):	**Verifica**
	Fendilhação (Comb.F.):	**Verifica**
	Compressão (Comb.Q.P.):	**Verifica**
	Compressão (Comb.Raras):	**Verifica**
v) Estado limite último.	Momentos (em x):	**Verifica**
	Esforço transverso máximo:	**Verifica**

Características dos materiais

		26667					τ_1 =	1100 kPa
Betão	fck =	40000 kPa	fctm =	3508.8 kPa			τ_2 =	9000 kPa
Aço	fsyd	434783 kPa						
			fpk =	1860 MPa			E_{cm} =	35220 MPa
Betão transf.	fck =	30000 kPa	fctm,j =	2896.5 kPa			$\Xi_{cm,situ}$ =	32837 MPa

Acções consideradas

Vão =	**24.00**	m	Laje betonada "in situ"				Comprimento em consola		
l inf. inicio =	**6.000**	m	Espessura no início =	**0.00**	m		Esquerda =	**0.50**	m
l inf. final =	**6.000**	m	Espessura no final =	**0.00**	m		Direita =	**0.50**	m
			Largura no início =	**0.000**	m				
			Largura no final =	**0.000**	m				

rcp =	**0.65**	KN/m²							
Sob.(Momentos) =	**0.30**	KN/m²	ψ_1 =	**0.40**	ψ_2 =	**0.20**			
Sob.(Esf.transv.) =	**0.30**	KN/m²							

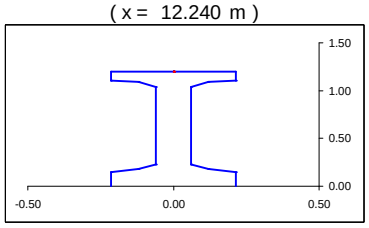
	pp	Δ pp	rcp	Sob.
C.equiv. 1/2 Vão	5.89	0.00	3.90	1.80
Coef.E.L.Último	**1.35**	**1.35**	**1.50**	**1.50**

Frequência: f_{Fase1} = 4.33 Hz
f_{Fase2} = 3.34 Hz

Caracteristicas mecânicas da secção transversal

(x = 12.240 m)

	Fase 1		Fase 2	
A =	0.2357	m²	0.2357	m²
I =	0.0421	m⁴	0.0421	m⁴
vi =	0.5622	m	0.5622	m
vs =	0.6378	m	0.6378	m
h =	1.2000	m	1.2000	m
bs =	0.1200	m	0.1200	m
bmáx =	0.4300	m		



Ambiente = XC2, XC3, XC4

Pré-esforço

Pré-tensão (P1)

Nº de strands: 7
Diâmetro: 0.6"
$P_{1,útil}$ = 1 094 KN

Pós-tensão (P2)

	Nº	ø ["]	$P_{2,util}$ [kN]
Alinhamento 1	0	0.6"	0
Alinhamento 2	0	0.6"	0
Alinhamento 3	0	0.6"	0

Estado limite último

Máximos fase de montagem		Máximos ELUltimo	
Msd =	572.8 kNm	Msd =	1188 kNm
Vsd =	95.5 kN	Vsd =	198 kN

Valores na secção corrente (x=12.24m)

Montagem	Msd =	573 kNm	S.Inicial
	Mrd =	1381 kNm	S.Inicial
E.L.Último	Msd =	1188 kNm	S.Final
	Mrd =	1381 kNm	S.Final

Armadura de tracção

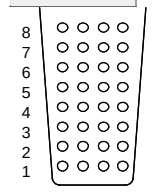
As,inf = 0.00 cm²
As,sup = 0.00 cm²

y	0.05	0.90	0.15	0.20	0.25	0.30
As	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cabos de Pré-Tensão

Nº de cordões:	7
Diâmetro:	**0.6"**
Area =	140 mm²
F util =	1094 kN
l =	24.00 m
x esq. =	0.50
x dir. =	23.50
Comp. transferência =	0.82 m
Comp. amarração =	1.73

Activar



	Emb. [m]	Nº	Esq.	Dir.
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.90	**1**	**0.00**	**0.00**
	0.00	**1**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**0**	**0.00**	**0.00**
	0.00	**2**	**0.00**	**0.00**
	0.05	**3**	**2.00**	**2.00**

Cabos de Pós-Tensão

Cabo 1 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**

Nº de cordões:	**0**	x1 =	**-0.01**	y1 =	**0.350**
Diâmetro:	**0.6"**	x2 =	**6.00**	y2 =	**0.100**
F util =	0	x3 =	**12.01**	y3 =	**0.250**

Cabo 2 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**

Nº de cordões:	**0**	x1 =	**0.75**	y1 =	**0.150**
Diâmetro:	**0.6"**	x2 =	**14.25**	y2 =	**0.150**
F util =	0	x3 =	**27.75**	y3 =	**0.150**

Cabo 3 - Secção inicial ou final (1/0)? **0**

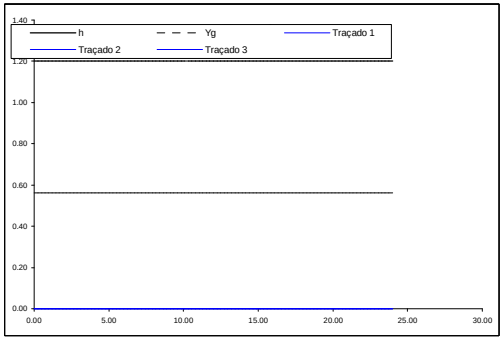
Nº de cordões:	**0**	x1 =	**27.74**	y1 =	**0.150**
Diâmetro:	**0.6"**	x2 =	**28.00**	y2 =	**0.200**
F util =	0	x3 =	**28.51**	y3 =	**0.350**

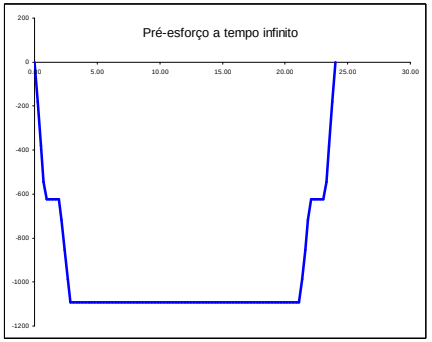
Valores de tensões

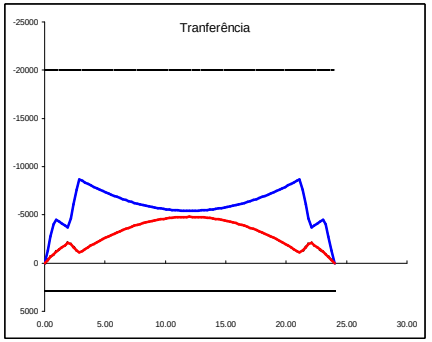
x = 12 m

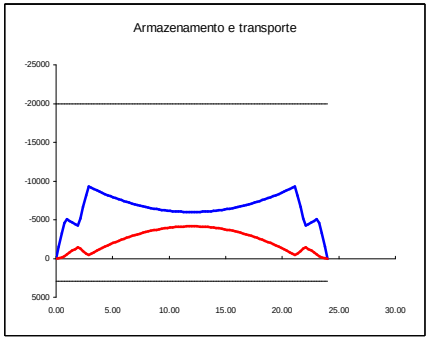
Secção = **51**

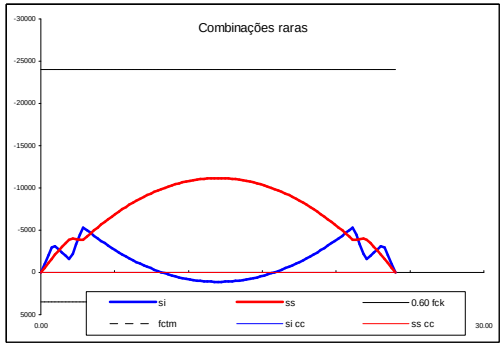
y	Transf.	CR	CF	CQP
0.00	0	0	0	0
0.00	-5432	1116	77	-269
1.20	-4792	-11168	-9990	-9597
1.20	0	0	0	0
1.20	0	0	0	0
1.20	-	0	0	0
0.00	-	0	0	0

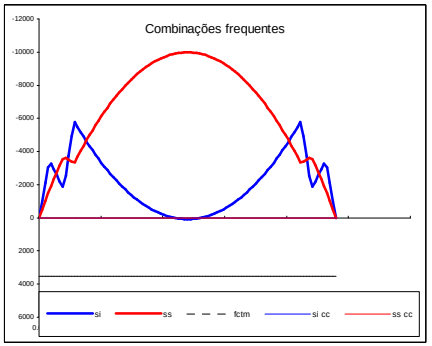


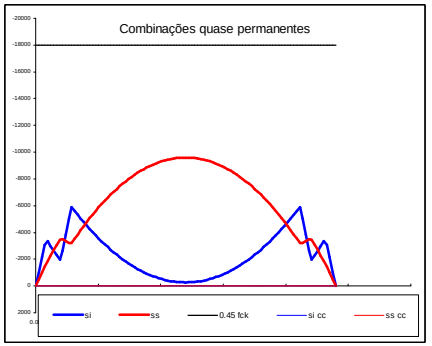


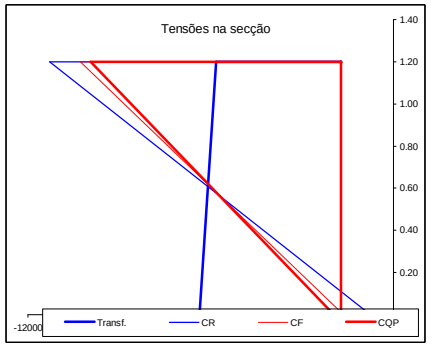












ESFORÇO TRANSVERSO

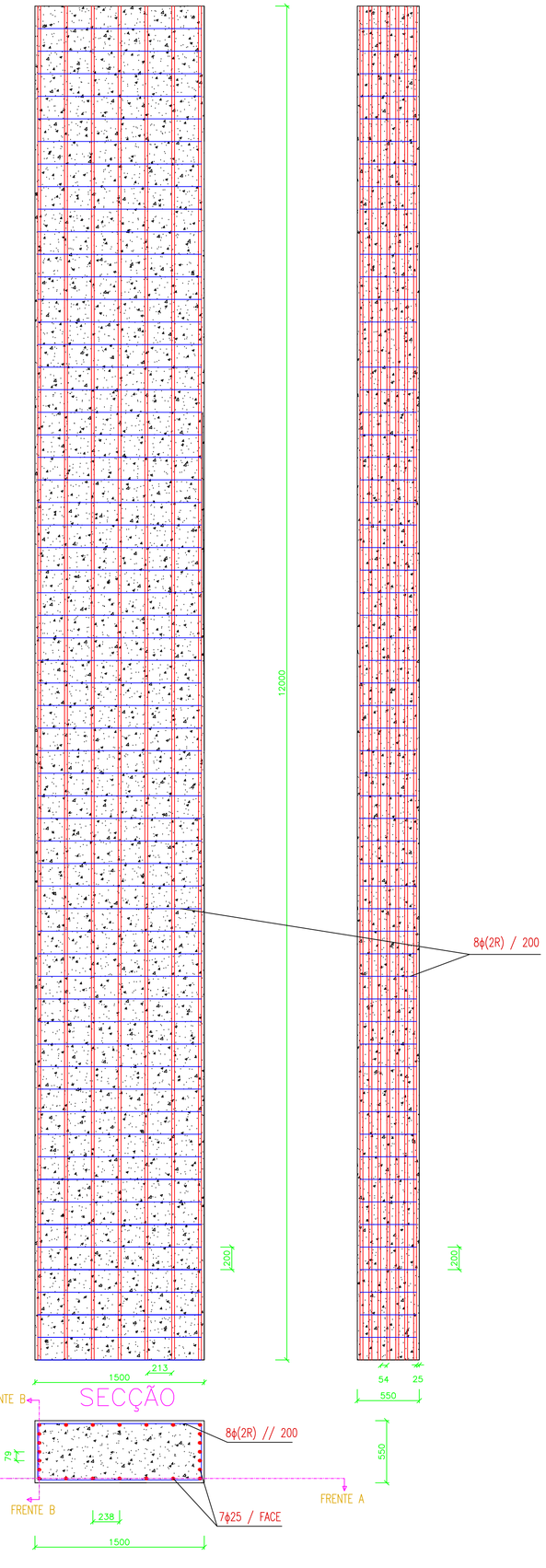
X	V_{Ed}	σ_{cp}/f_{cd}	α_c	ν	$V_{rd,max}$	$V_{Ed} < V_{rd,max}$	A_{sl}	$\rho_{l \times 100}$	N_{Ed}	σ_{cp}	$V_{rd,c}$	$V_{rd,c,min}$	dispensa	Asw/s
[m]	[kN]				[kN]		[cm^2]		[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]		[cm^2/m]
0.0	198.1	0.0	1.1	0.50	892.9	OK	1.0	0.1	0.0	0.0	33.5	51.5	NÃO	4.4
0.5	189.8	0.0	1.1	0.50	882.5	OK	1.0	0.1	379.1	1608.3	66.2	84.0	NÃO	4.3
1.0	182.2	0.1	1.1	0.50	873.6	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.2	NÃO	4.1
1.4	174.3	0.1	1.1	0.50	905.3	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.1	NÃO	3.9
1.9	166.4	0.1	1.1	0.50	905.2	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.1	NÃO	3.7
2.4	158.5	0.1	1.1	0.50	907.4	OK	1.0	0.1	852.3	3615.9	107.3	125.1	NÃO	3.6
2.9	150.5	0.1	1.1	0.50	939.1	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.5	146.3	NÃO	3.4
3.4	142.6	0.2	1.2	0.50	972.2	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.6	146.5	SIM	0.0
3.8	134.7	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
4.3	126.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
4.8	118.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
5.3	110.9	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
5.8	103.0	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
6.2	95.1	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
6.7	87.1	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
7.2	79.2	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
7.7	71.3	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
8.2	63.4	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
8.6	55.5	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
9.1	47.5	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
9.6	39.6	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
10.1	31.7	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
10.6	23.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
11.0	15.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
11.5	7.9	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
12.0	0.0	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
12.5	-7.9	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
13.0	-15.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
13.4	-23.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
13.9	-31.7	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
14.4	-39.6	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
14.9	-47.5	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
15.4	-55.5	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
15.8	-63.4	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
16.3	-71.3	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
16.8	-79.2	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
17.3	-87.1	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
17.8	-95.1	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
18.2	-103.0	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
18.7	-110.9	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
19.2	-118.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
19.7	-126.8	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
20.2	-134.7	0.2	1.2	0.50	973.0	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.7	146.6	SIM	0.0
20.6	-142.6	0.2	1.2	0.50	972.2	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.6	146.5	SIM	0.0
21.1	-150.5	0.2	1.2	0.50	970.8	OK	1.0	0.1	1093.5	4639.1	128.5	146.3	NÃO	3.4
21.6	-158.5	0.2	1.2	0.50	968.9	OK	1.0	0.1	852.3	3615.9	107.3	125.1	NÃO	3.6
22.1	-166.4	0.1	1.1	0.50	935.0	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.1	NÃO	3.7
22.6	-174.3	0.1	1.1	0.50	905.3	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.1	NÃO	3.9
23.0	-182.2	0.1	1.1	0.50	905.8	OK	1.0	0.1	624.9	2650.9	87.4	105.2	NÃO	4.1
23.5	-189.8	0.1	1.1	0.50	906.9	OK	1.0	0.1	379.1	1608.3	66.2	84.0	NÃO	4.3
24.0	-198.1	0.1	1.1	0.50	885.0	OK	1.0	0.1	0.0	0.0	33.5	51.5	NÃO	4.4

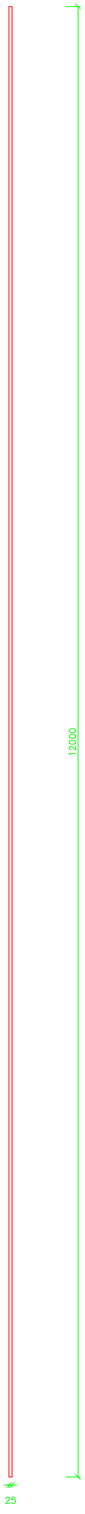
ϕ	ramos	espaçamento	$V_{rd,s}$	
[mm]		[cm]	[kN]	
8.00	2	10	452.4	OK
8.00	2	10	447.1	OK
8.00	2	10	446.6	OK
8.00	2	15	297.6	OK
8.00	2	15	297.5	OK
8.00	2	15	298.2	OK
8.00	2	15	298.8	OK
8.00	2	15	299.2	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	20	224.6	OK
8.00	2	15	299.2	OK
8.00	2	15	298.8	OK
8.00	2	15	298.2	OK
8.00	2	15	297.5	OK
8.00	2	15	297.6	OK
8.00	2	10	446.6	OK
8.00	2	10	447.1	OK
8.00	2	10	452.4	OK

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

FRENTE A

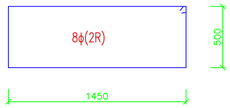
FRENTE B



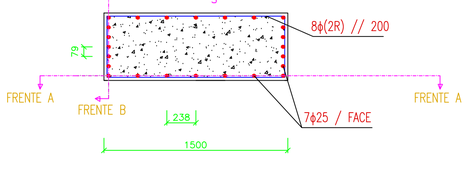


Dimensão Armadura
Principal no pilar ϕ25

Comprimentos dos eixos dos estribos



SECÇÃO



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 1,428 %

As,min = 0,00165 m^2 (ok)

Momento máximo actuante = 1680 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 300 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 9,9 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,154 m^3

ALTURA	L =	12 m
LARGURA	B =	0,55 m
COMPRIMENTO	H =	1,5 m
BETÃO	C 25/30	
AÇO	S500	
cnom = 25 mm		

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136

PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

PEÇA : PILAR DE CANTO – BETÃO ARMADO

Formato : 6 A4

escala : 1 : 25

DATA: JULHO – 2010

UNIDADES DE DIMENSÕES: mm

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

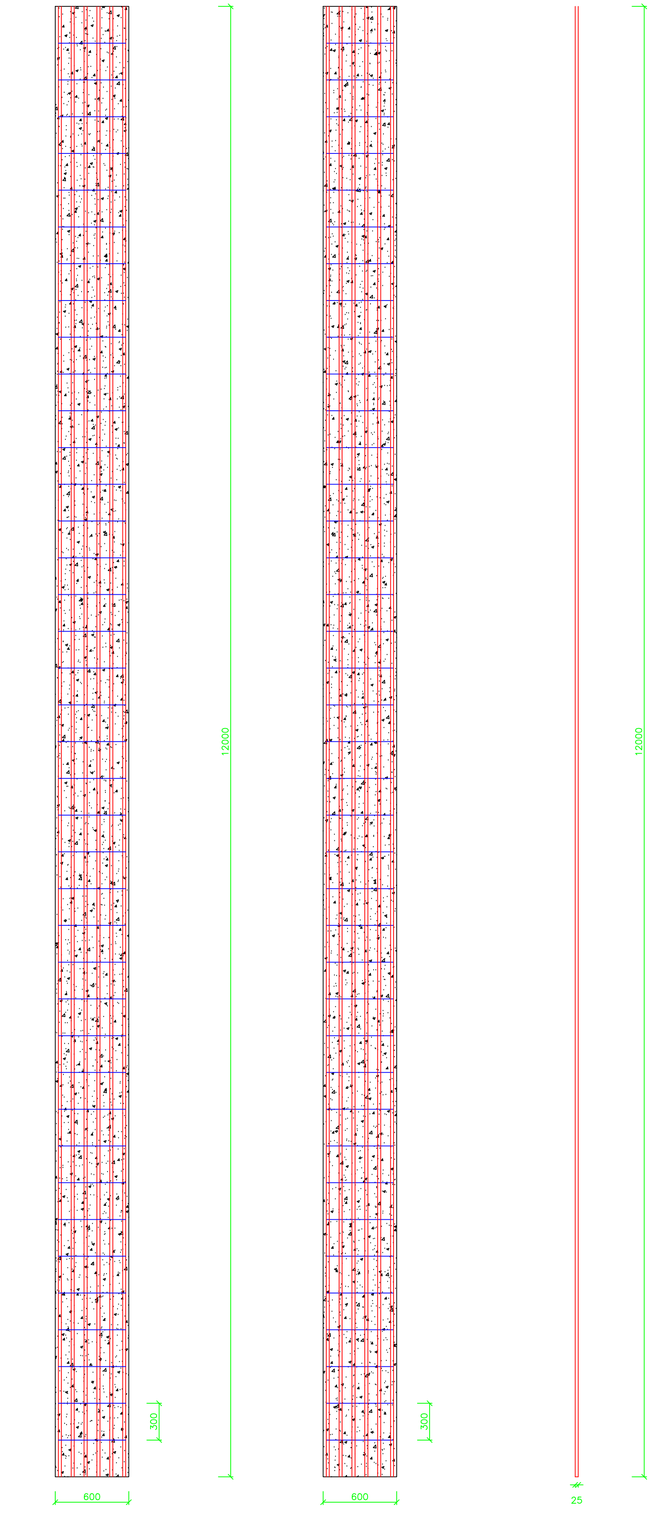
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

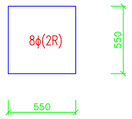
FRENTE A

FRENTE B

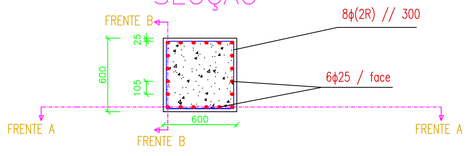


Dimensão Armadura
Principal no pilar ϕ25

Comprimentos dos eixos dos estribos



SECÇÃO



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 2,73 %

As,mín = 0,000720 m^2 (ok)

Momento máximo actuante = 795 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 300 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 4,32 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,123 m^3

ALTURA L =	12 m
LARGURA B =	0,60 m
COMPRIMENTO H =	0,60 m
BETÃO C 25/30	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO:	MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136
PROJECTO:	ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO
PEÇA :	PILAR INTERIOR – BETÃO ARMADO
	Formato : 6 A4
	escala : 1 : 25
DATA: JULHO – 2010	*UNIDADES DE DIMENSÕES:* mm

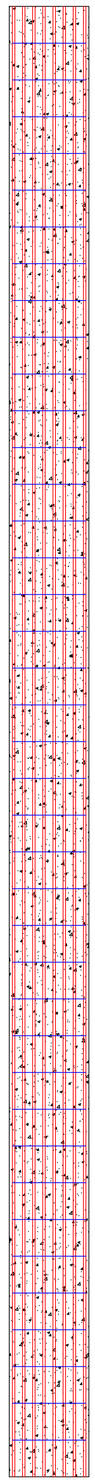
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

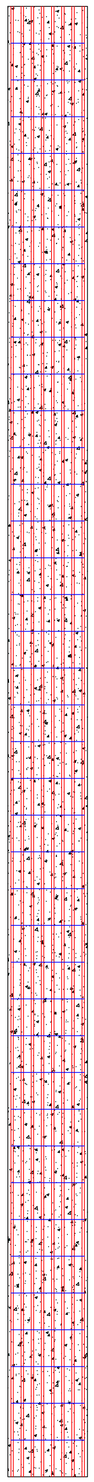
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

FRENTE A

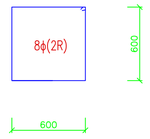


FRENTE B

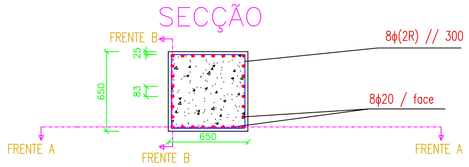


Dimensão Armadura
Principal no pilar ϕ20

Comprimentos dos eixos dos estribos



SECÇÃO



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 2,08 %

As,mín = 0,000845 m^2 (ok)

Momento máximo actuante = 769 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 300 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 5,07 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,110 m^3

ALTURA L =	12 m
LARGURA B =	0,65 m
COMPRIMENTO H =	0,65 m
BETÃO C 25/30	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136

PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

PEÇA : PILAR DE BORDO – BETÃO ARMADO

Formato : 6 A4
escala : 1 : 25

DATA: JULHO – 2010

UNIDADES DE DIMENSÕES: mm

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

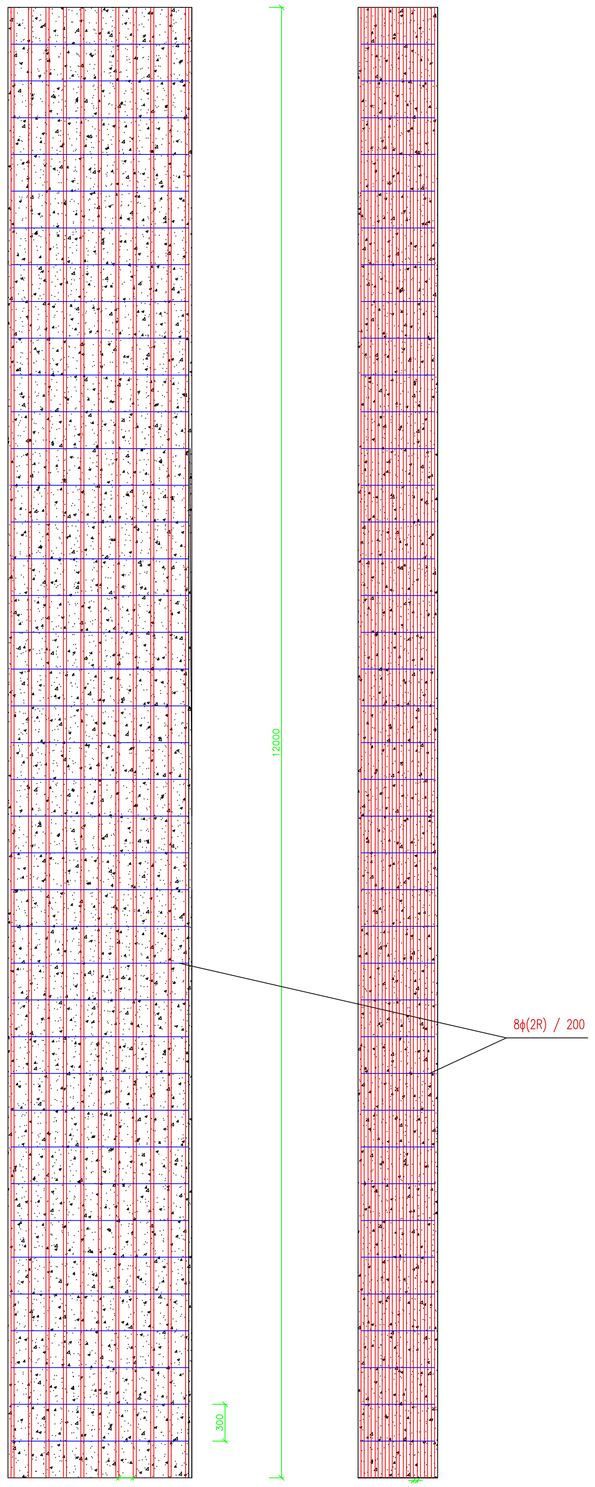
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

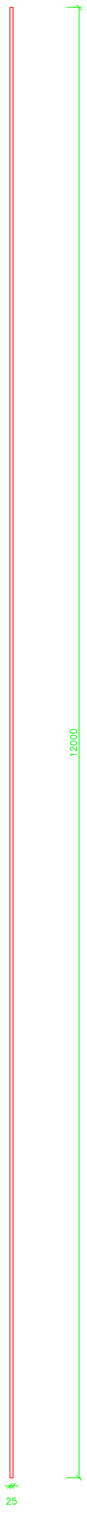
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

FRENTE A

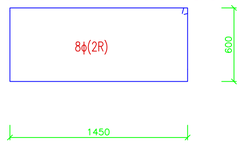
FRENTE B



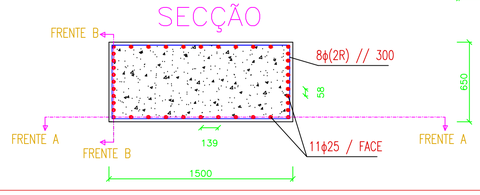
Dimensão Armadura
Principal no pilar ϕ25



Comprimentos dos eixos dos estribos



SECÇÃO



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 2,01 %

As,mín = 0,00195 m^2 (ok)

Momento máximo actuante = 2018 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 300 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 11,7 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,244 m^3

ALTURA L =	12 m
LARGURA B =	0,65 m
COMPRIMENTO H =	1,5 m
BETÃO C 25/30	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136

PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

PEÇA : PILAR DE BORDO DE CONTRAV. – BETÃO ARMADO

Formato : 6 A4

escala : 1 : 25

DATA: JULHO – 2010

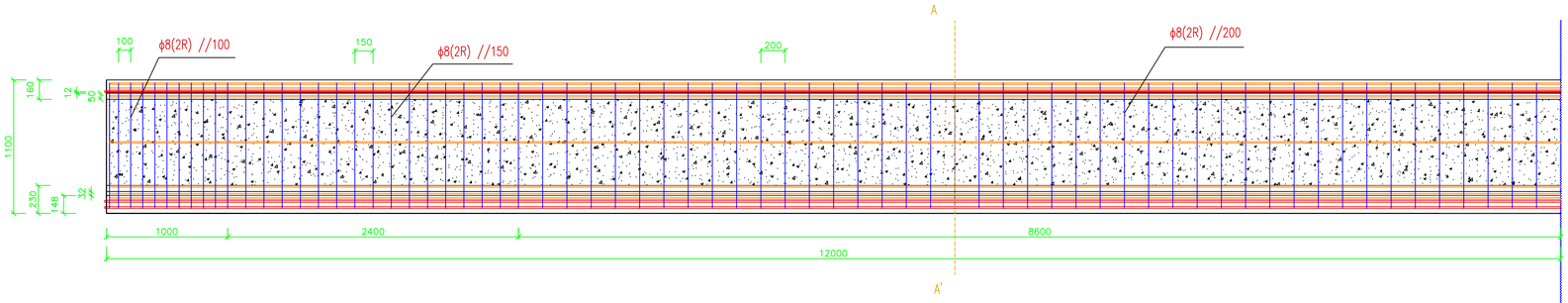
UNIDADES DE DIMENSÕES: mm

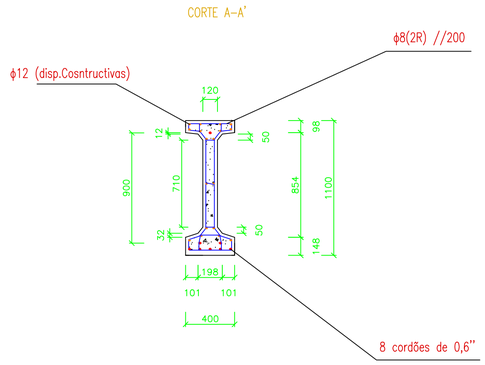
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT





Eixo de simetria
Longitudinal (1/2 vão)

NOTAS GERAIS:

YGi = 0,5679 m

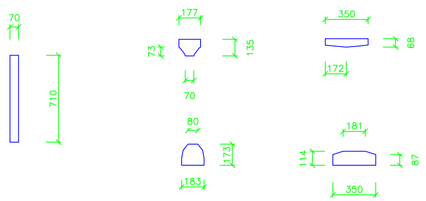
P,útil = 1250 KN

Momento máximo actuante = 846 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 500 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 5,10 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,080 m^3

Comprimentos dos eixos dos estribos



VÃO	L =	24 m
LARGURA	b =	0,40 m
ALTURA	h =	1,10 m
BETÃO	C 40/50	
AÇO	S500	
cnom = 25 mm		

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136

PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

PEÇA :
VIGA SECUNDÁRIA DE BORDO – PRÁ-FABRICADA "ERANDIO 110"

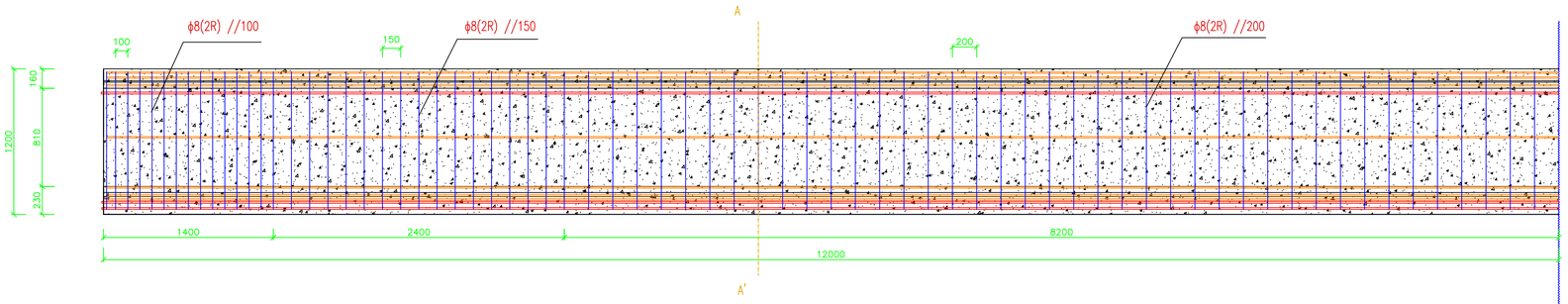
Formato : 6 A4
escala : 1 : 25

DATA: JULHO – 2010

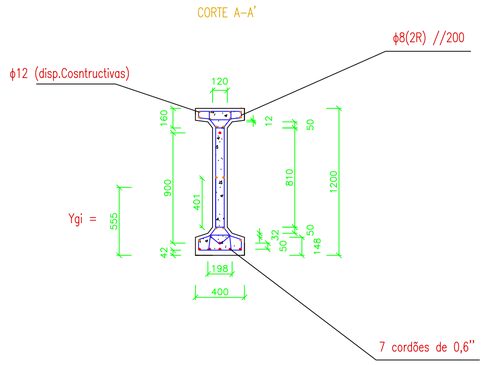
UNIDADES DE DIMENSÕES: mm

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

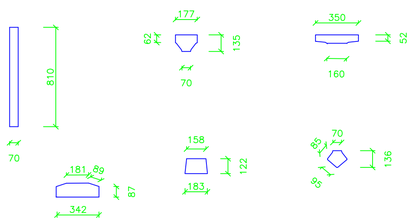
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



Eixo de simetria
Longitudinal (1/2 vão)



Comprimentos dos eixos dos estribos



NOTAS GERAIS:

Yci = 0,5553 m

P,util = 1094 KN

Momento máximo actuante = 1180 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 500 mm (ok)

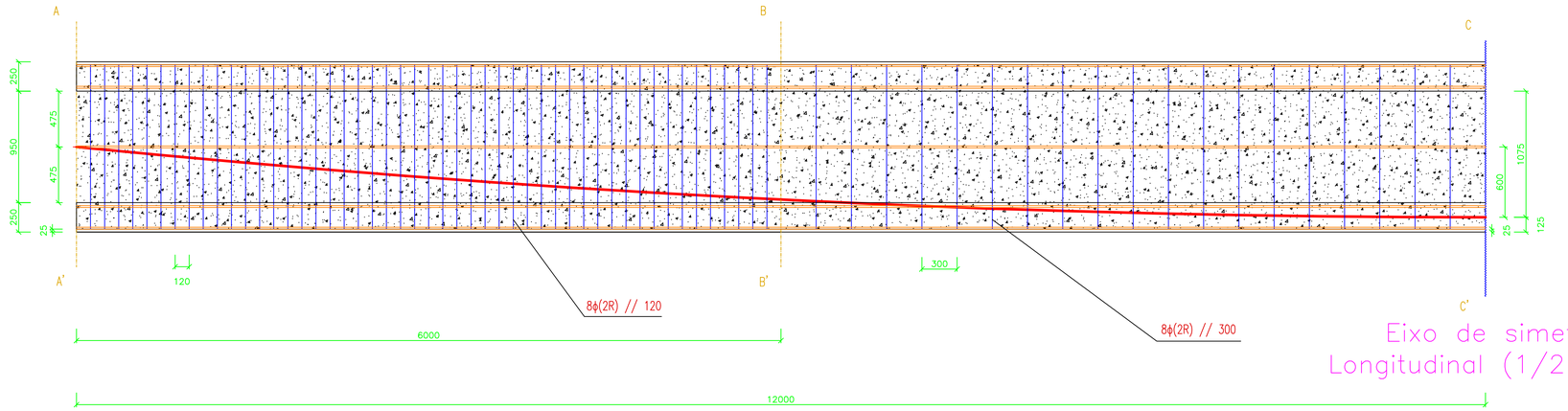
Vol. de Betão necessário aprox. = 5,39 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,085 m^3

VÃO L =	24 m
LARGURA b =	0,40 m
ALTURA h =	1,2 m
BETÃO C 40/50	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	
ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136	
PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO	
PEÇA : VIGA SECUNDÁRIA – PRÁ-FABRICADA "ERANDIO 120" *Formato :* 6 A4 *escala :* 1 : 25	
DATA: JULHO – 2010	*UNIDADES DE DIMENSÕES:* mm

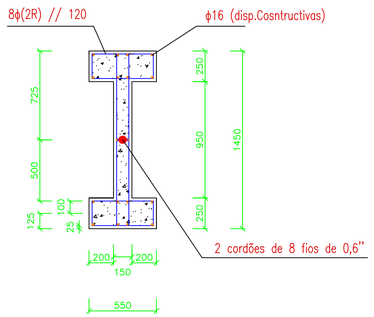
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

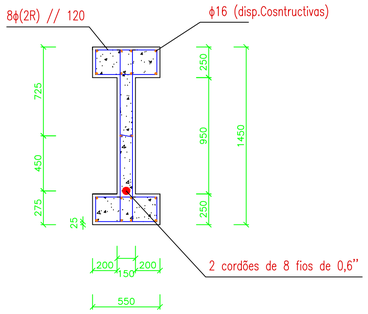


Eixo de simetria
Longitudinal (1/2 vão)

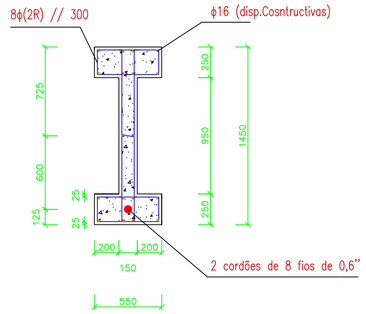
CORTE A-A'



CORTE B-B'



CORTE C-C'



NOTAS GERAIS:

P∞= 2608 KN

fctm = 3,5 MPa

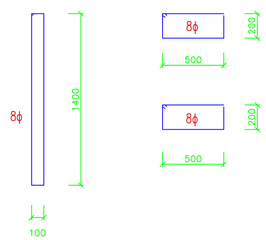
Momento máximo actuante = 3071 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 500 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 14,58 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,109 m^3

VÃO L =	24 m
LARGURA b =	0,55 m
ALTURA h =	1,45 m
BETÃO C 40/50	
f0,1k= 1670 MPa	
cnom = 25 mm	

Comprimentos dos eixos dos estribos

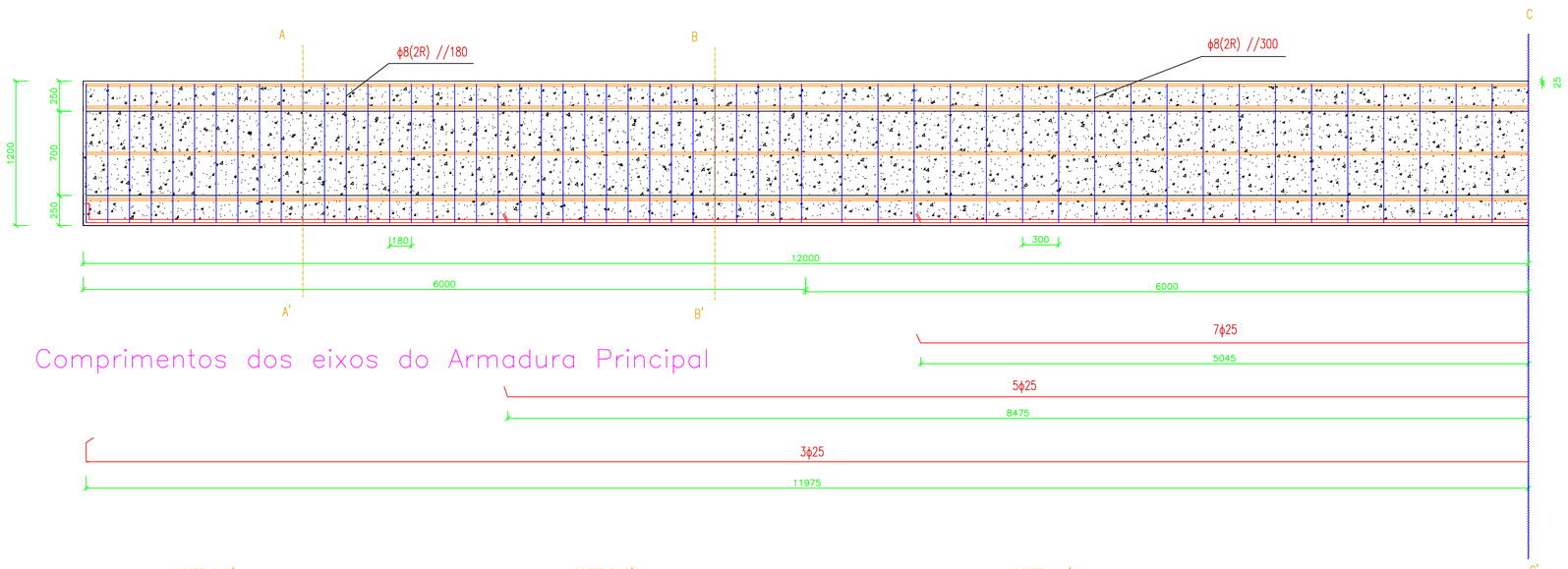


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO:	MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136
PROJECTO:	ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO
PEÇA :	VIGA PRINCIPAL – PRÉ-ESFORÇADA
	Formato : 6 A4
	escala : 1 : 25
DATA: JULHO – 2010	*UNIDADES DE DIMENSÕES:* mm

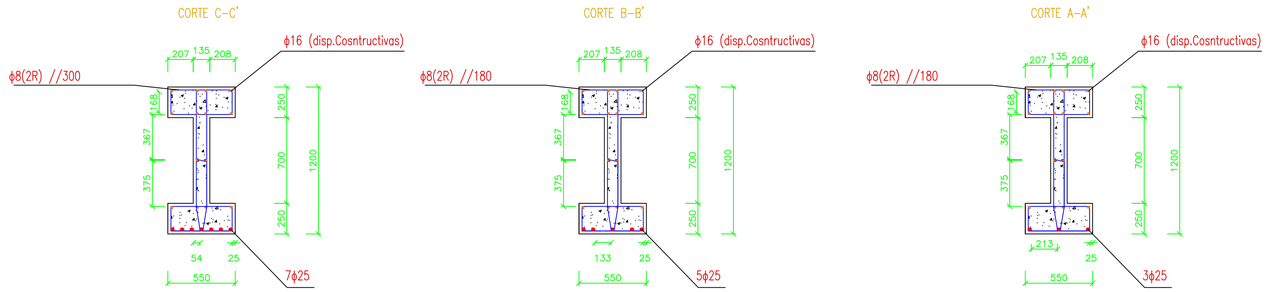
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



Comprimentos dos eixos do Armadura Principal

Eixo de simetria
Longitudinal (1/2 vão)



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 0,93 %

As,min = 0,0009 m^2 (ok)

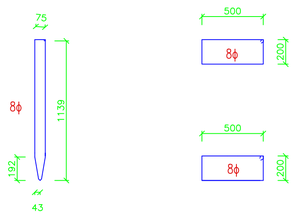
Momento máximo actuante = 1300 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 500 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 12,57 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,144 m^3

VÃO L =	24 m
LARGURA b =	0,55 m
ALTURA h =	1,2 m
BETÃO C 25/30	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

Comprimentos dos eixos dos estribos



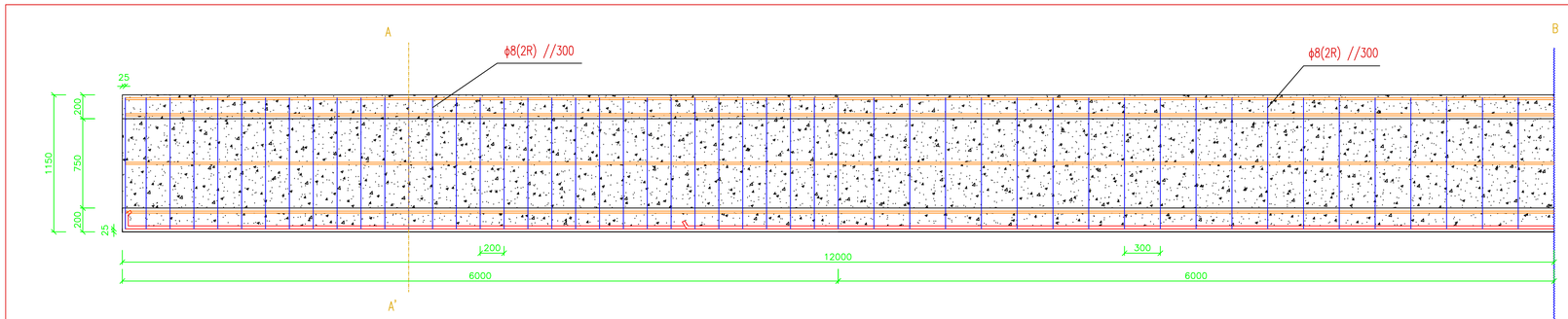
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	
ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136	
PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO	
PEÇA : VIGA SECUNDÁRIA – BETÃO ARMADO *Formato :* 6 A4 *escala :* 1 : 25	
DATA: JULHO – 2010	*UNIDADES DE DIMENSÕES:* mm

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

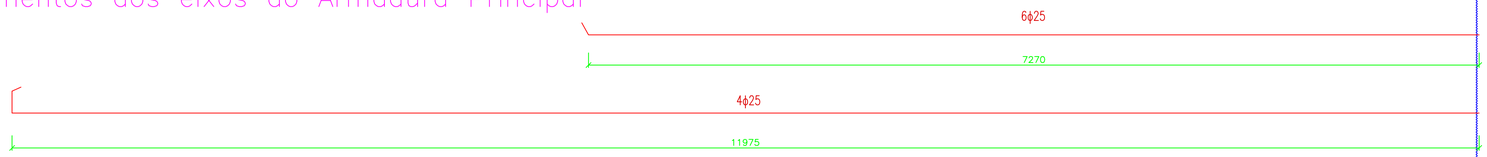
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

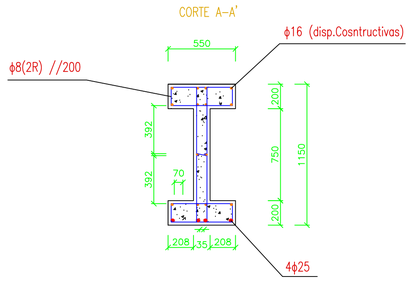
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

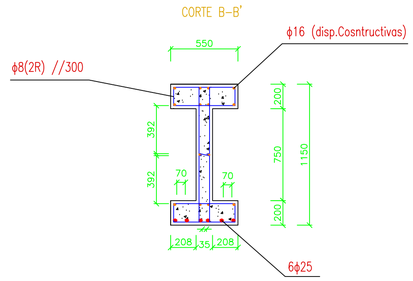
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



Comprimentos dos eixos do Armadura Principal

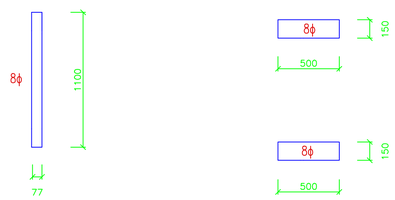






Eixo de simetria Longitudinal (1/2 vão)

Comprimentos dos eixos dos estribos



NOTAS GERAIS:

PERCENTAGEM DE ARMADURA: 0,92 %

As,min = 0,0008583 m^2 (ok)

Momento máximo actuante = 890 KN.m

Distância mínima para travamento entre varões longitudinais = 500 mm (ok)

Vol. de Betão necessário aprox. = 11,45 m^3
Vol. de Aço necessário aprox. = 0,142 m^3

VÃO L =	24 m
LARGURA b =	0,55 m
ALTURA h =	1,15 m
BETÃO C 25/30	
AÇO S500	
cnom = 25 mm	

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ALUNO: MIGUEL DOS REIS CABELEIRA, 05051136

PROJECTO: ARMAZÉM PLATAFORMA LOGÍSTICA DO POCEIRÃO

PEÇA : VIGA SECUNDÁRIA BORDO – BETÃO ARMADO

Formato : 6 A4

escala : 1 : 25

DATA: JULHO – 2010

UNIDADES DE DIMENSÕES: mm

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT