

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EXISTENTE PROJECTADO COM RECURSO A MÉTODOS DE CÁLCULO ANTIGOS

ÍRIS PINA COUTINHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Co-Orientador: Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EXISTENTE PROJECTADO COM RECURSO A MÉTODOS DE CÁLCULO ANTIGOS

ÍRIS PINA COUTINHO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Co-Orientador: Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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.

Aos meus Pais e Irmãs

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar expressos os meus agradecimentos a todos aqueles que contribuíram e apoiaram a realização desta dissertação:

Ao orientador Nelson Vila Pouca pela sua disponibilidade e conhecimento transmitido.

Ao Professor Aníbal Costa pela explicação dos métodos gráficos antigos.

Ao Arquitecto João Pedro pela forma como se disponibilizou para me receber e mostrar o edifício da Bolsa do Pescado, assim como, me fornecer todos os dados existentes relativos a esta obra.

Ao Professor Joaquim Sarmiento por todo o conhecimento e informação que me transmitiu, bem como, pela sua disponibilidade em me fornecer documentos antigos, essenciais para a realização deste trabalho, e explicação de métodos e procedimentos antigos na projecção de uma construção.

Ao Professor Manuel Matos Fernandes pela atenção fornecida numa fase inicial de arranque da dissertação, facultando bibliografia do Professor e Engenheiro Correia de Araújo.

Ao Professor Mota Freitas pela informação fornecida relativamente ao Engenheiro do projecto da Bolsa do Pescado.

Aos amigos Joana, Liliana e André pela sua companhia, paciência e incentivo ao longo de todo o trabalho. Sem eles esta dissertação teria sido um processo mais moroso.

Aos colegas de faculdade Ricardo Martins, José Rocha, João Doutel, José Coelho e Sofia Leitão pelo companheirismo demonstrado ao longo de todos os anos de curso. O seu apoio e amizade contribuíram indirectamente para a realização deste trabalho.

Aos pais e irmãs que sempre me apoiaram nos melhores e piores momentos.

A finalização desta dissertação representa o culminar de um período de 5 anos de estudo que seguiram de forma atenta e participativa.

Celebraram os sucessos e apoiaram nas derrotas, contribuindo de forma contínua para que me encontre onde estou actualmente.

RESUMO

A presente dissertação visou demonstrar a necessidade e importância de adoptar uma nova visão da engenharia civil e construção, que promova a recuperação e reabilitação de estruturas de edifícios antigos.

A abordagem adoptada foi um estudo aprofundado do projecto do edifício da Bolsa do Pescado, mais especificamente da parte da Lota. O estudo incidiu sobre a avaliação da estrutura, procurando compreender os métodos de cálculo gráficos e restantes utilizados para o seu dimensionamento e verificação de segurança.

No seguimento do estudo do projecto, e visto que os coeficientes globais de segurança estavam incorporados no critério de tensões admissíveis, deu-se a necessidade de desvendá-los através de adaptações de acordo com os regulamentos em vigor.

Após o estudo e pesquisa de coeficientes, procedeu-se ao cálculo do pórtico à luz dos Eurocódigos estruturais actuais, numa perspectiva de comparação de resultados, tanto de esforços como de armaduras a colocar nos elementos estruturais.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de edifícios; Métodos de cálculo gráficos; Coeficientes globais de segurança; Eurocódigos estruturais.

ABSTRACT

This essay aimed to show both the need and the importance of adopting a new view on civil engineering and construction, which fosters the recovering and rehabilitation of old buildings' structures.

The approach that was developed was based on a deep study of the project of the Bolsa do Pescado building, specifically the place where the fish is taxed and sold. The study focused on the structure's assessment in order to understand the methods of graphic calculation and others used to estimate its dimensioning and security checking.

As the study of the project was evolving and since the global coefficients of security were incorporated in the admissible tensions' criteria the need of unravelling them through adaptations according to the regulations in force came up.

After the study and coefficients' research the calculation of the portico according to the present structural Eurocodes was done in a perspective of results' comparison of both efforts and armours needed to be applied to the structural elements.

KEYWORDS: buildings' structures; methods of graphic calculation; global coefficients of security; structural Eurocodes.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	2
2. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO	3
2.1. ENQUADRAMENTO	3
2.2. VIDA E OBRA DO PROFESSOR FRANCISCO JACINTO SARMENTO CORREIA DE ARAÚJO	3
2.3. PROGRESSO DO BETÃO ARMADO	6
2.4. EVOLUÇÃO DOS REGULAMENTOS DE BETÃO ARMADO	7
2.4.1. REGULAMENTO DO BETÃO ARMADO (RBA).....	7
2.4.2. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (REBA)	7
2.4.3. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO (REBAP)	8
2.4.4. EUROCÓDIGO 2 (EC2)	9
2.5. MÉTODOS DE CÁLCULO DOS RESPECTIVOS REGULAMENTOS	9
2.5.1. REGULAMENTO DO BETÃO ARMADO (RBA).....	9
2.5.2. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (REBA).....	10
2.5.3. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO (REBAP)	10
2.5.4. EUROCÓDIGO 2 (EC2).....	11
3. PROJECTO	13
3.1. EDIFÍCIO – BOLSA DO PESCADO	13
3.1.1. DESCRIÇÃO DA BOLSA DO PESCADO.....	14
3.1.1.1. Descrição exterior da Bolsa	14
3.1.1.2. Descrição interior da Bolsa do Pescado	19
3.1.1.3. Funcionalidade da Bolsa do Pescado	21
3.2. CASO DE ESTUDO - LOTA DO FRIGORÍFICO DO PEIXE	21

3.2.1. DESCRIÇÃO DA LOTA DO FRIGORÍFICO DO PEIXE	22
3.2.1.1. Descrição exterior da Lota do Frigorífico do Peixe.....	22
3.2.1.2. Descrição interior da Lota do Frigorífico do Peixe	25
3.2.1.3. Funcionalidade da Lota do Frigorífico do Peixe	29
3.3. PROJECTOS DE ESTRUTURAS	30
3.3.1. CÁLCULO DO PAVIMENTO SEM NERVURAS, OU EM COGUMELOS, DESTINADOS À BOLSA DO PESCADO ...	30
3.3.1.1. Laje do pavimento da Bolsa do Pescado	31
3.3.1.2. Pilar da laje do pavimento da Bolsa do Pescado	39
3.3.1.3. Capitel do pavimento da Bolsa do Pescado.....	41
3.3.1.4. Fundações da Bolsa do Pescado	42
3.3.2. CÁLCULO DA COBERTURA PARA A BOLSA DO PESCADO	45
3.3.2.1. Laje da cobertura da Bolsa do Pescado.....	46
3.3.2.2. Vigotas ou terças da cobertura da Bolsa do Pescado	48
3.3.2.3. Galeria da cobertura da Bolsa do Pescado.....	50
3.3.2.4. Pórticos da Bolsa do Pescado.....	57
3.3.2.5. Fundações da Bolsa do Pescado	65
3.4. COMPARAÇÃO DO PROJECTO COM O RBA.....	68
3.4.1. MATERIAIS	68
3.4.2. BASES DE CÁLCULO.....	68
3.4.3. NORMAS GERAIS DE CÁLCULO E LIMITES DE FADIGA.....	69
3.4.4. LAJES ARMADAS EM CRUZ.....	69
3.4.5. VIGAS RECTANGULARES	70
3.4.6. SUPORTES, PILARES E COLUNAS	70
3.4.7. EDIFÍCIOS	71
4. MODELAÇÃO.....	72
4.1. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MÉTODOS ANTIGOS E OS ACTUAIS.....	72
4.1.1. MATERIAIS	72
4.1.2. COEFICIENTES GLOBAIS E PARCIAIS	72
4.1.3. COMPARAÇÃO DOS VALORES DAS HIPÓTESES DE CARGA DO PROJECTO COM OS DO SAP2000	74
4.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS, COM AS ACÇÕES DE PROJECTO, À LUZ DO EC2	77
4.2.1. DIAGRAMA DE ESFORÇOS	78

4.2.2. SECÇÕES	78
4.2.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	78
4.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS, COM AS ACÇÕES ACTUAIS, À LUZ DO EC2	77
4.3.1. ACÇÕES	78
4.3.1.1. Acções permanentes.....	78
4.3.1.2. Acções variáveis	78
4.2.1.3. Coeficientes de combinação de cargas variáveis.....	80
4.2.1.4. Combinações de acções.....	80
4.3.2. DIAGRAMA DE ESFORÇOS	78
4.3.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	78
4.3.4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA PARA O ESTADO DE UTILIZAÇÃO	78
4.3.4.1. Limite das tensões	80
4.3.4.1. Diagrama de Esforços.....	80
5. CONCLUSÕES	103
5.1. CONCLUSÕES FINAIS.....	103
BIBLIOGRAFIA	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. – Ponte de Abreiro.....	5
Fig.2.2. – Ponte da Ferrodosa.....	5
Fig.2.3. – Ponte Luiz Bandeira	6
Fig.3.1. – Fachada inicial sobre a Alameda de Basílio Teles	13
Fig.3.2. – Fachada inicial sobre a Rua da Frente	14
Fig.3.3. – Planta da Bolsa do Pescado evidenciando, a vermelho, os dois corpos deste edifício	15
Fig.3.4. – Alçado do projecto da fachada sobre a Rua Dom Pedro V	15
Fig.3.5. – Alçado do projecto da fachada sobre a Alameda de Basílio Teles.....	16
Fig.3.6. – Fachada actual sobre a Rua Dom Pedro V.....	17
Fig.3.7. – Fachada actual sobre a Rua Dom Pedro V.....	17
Fig.3.8. – Fachada virada para a Alameda de Basílio Teles.....	18
Fig.3.9. – Continuação de fachada virada para a Alameda de Basílio Teles	18
Fig.3.10. – Plantas da cave e do R/C do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado.....	19
Fig.3.11. – Plantas do 1.º andar do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado	20
Fig.3.12. – Plantas do 2.º andar do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado	21
Fig.3.13. – Entrada da Lota do Entrepasto Frigorífico de Peixe	23
Fig.3.14. – Fachada do Frigorífico de Peixe	24
Fig.3.15. – Porta de entrada do Frigorífico de Peixe.....	24
Fig.3.16. – Motivos decorativos da porta de entrada do Frigorífico de Peixe	25
Fig.3.17. – Planta de cobertura da Lota do Frigorífico de Peixe.....	25
Fig.3.18. – Planta da Lota	26
Fig.3.19. – Planta da cave da Lota.....	26
Fig.3.20. – Corte da Lota do Pescado	27
Fig.3.21. – Pórticos onde a cobertura se apoia.....	27
Fig.3.22. – Cachorros onde assenta a galeria	28
Fig.3.23. – Grande nave com vistas da galeria.....	28
Fig.3.24. – Prancha e sistema mecânico de ligação à Bolsa do Pescado.....	29
Fig.3.25. – Esquema da disposição dos pilares.....	30
Fig.3.26. – Esquema elucidativo de distribuição de tensões em fase elástica	32
Fig.3.27. – Corte da faixa central da laje.....	33
Fig.3.28. – Corte da faixa sobre os apoios.....	33

Fig.3.29. – Esquema elucidativo para o cálculo das tensões	34
Fig.3.30. – Corte da laje sobre o pilar	37
Fig.3.31. – Corte do pilar	38
Fig.3.32. – Método gráfico de Mohr	39
Fig.3.33. – Corte da sapata e estacas	41
Fig.3.35. – Corte da laje da cobertura.....	44
Fig.3.36. – Corte das vigotas	46
Fig.3.37. – Corte da galeria.....	49
Fig.3.38. – Esquema do cachorro	53
Fig.3.39. – Corte de um pórtico.....	57
Fig.3.40. – Plantas das sapatas dos pórticos	65
Fig.3.41. – Corte das sapatas dos pórticos.....	65
Fig.4.1. – Hipótese de carga do peso próprio - projecto.....	75
Fig.4.2. – Diagrama de momentos - projecto.....	75
Fig.4.3. – Diagrama de momentos – SAP2000.....	76
Fig.4.4. – Diagrama de momentos - projecto.....	77
Fig.4.5. – Diagrama de momentos – SAP2000.....	77
Fig.4.6. – Hipótese de carga das terças - projecto	78
Fig.4.7. – Diagrama de momentos – projecto	79
Fig.4.8. – Diagrama de momentos – SAP2000.....	79
Fig.4.9. – Hipótese de carga da galeria - projecto	80
Fig.4.10. – Diagrama de momentos - projecto.....	80
Fig.4.11. – Diagrama de momentos – SAP2000.....	81
Fig.4.12. – Hipótese de carga do vento - projecto	82
Fig.4.13. – Diagrama de momentos - projecto.....	82
Fig.4.14. – Diagrama de momentos – SAP2000.....	83
Fig.4.15. – Diagrama do esforço axial com as acções do projecto	84
Fig.4.16. – Diagrama do esforço transversal com as acções do projecto	85
Fig.4.17. – Diagrama dos momentos flectores com as acções do projecto	85
Fig.4.18. – Esquema elucidativo da localização das secções no pórtico	86
Fig.4.19. – Secção transversal 1 do pilar	86
Fig.4.20. – Secção transversal 2 do pilar.....	87
Fig.4.21. – Secção transversal 3 do pilar	87

Fig.4.22. – Secção transversal 4 da viga 87

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Esforços da hipótese de carga do peso próprio	76
Quadro 2 – Esforços da hipótese de carga da temperatura	78
Quadro 3 – Esforços da hipótese de carga das terças	79
Quadro 4 – Esforços da hipótese de carga da galeria.....	81
Quadro 5 – Esforços da hipótese de carga do vento.....	83
Quadro 6 – Valores dos esforços de cálculo	88
Quadro 7 – Valores dos coeficientes para a determinação dos esforços resistentes.....	89
Quadro 8 – Verificação da segurança da ELU.....	89
Quadro 9 – Valores referentes à armadura transversal.....	90
Quadro 10 – Verificação da segurança relativa à armadura transversal	90
Quadro 11 – Coeficientes ψ	93
Quadro 12 – Valores dos esforços de cálculo.....	96
Quadro 13 – Valores dos coeficientes para a determinação dos esforços resistentes.....	96
Quadro 14 – Verificação da segurança da ELU.....	96
Quadro 15 – Verificação da segurança para as armaduras transversais	97
Quadro 16 – Esforços da combinação quase-permanente	99
Quadro 17 – Esforços da combinação característica	101
Quadro 18 – Valores de A, I e y para a combinação quase-permanente.....	101
Quadro 19 – Tensões do betão na combinação quase-permanente.....	102
Quadro 20 – Valores de A, I e y para a combinação característica.....	102
Quadro 21 – Tensões do betão na combinação característica.....	102

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

“Em cada momento do seu tempo de vida, qualquer estrutura deve garantir níveis adequados de segurança, funcionalidade e durabilidade. À noção de durabilidade esta associado o chamado tempo de vida útil da estrutura, que corresponde ao período de tempo durante o qual a estrutura cumpre a função para que foi projectada com o suficiente grau de segurança.”, (Castro; Martins, 2006)

Cada vez mais nos deparamos com a degradação de edifícios antigos com importância cultural, não havendo por parte da população, em geral, o cuidado de conservação e manutenção destes. Surge assim, a necessidade de recuperação e reabilitação destes marcos arquitectónicos edificados, inserindo-os num melhoramento do panorama histórico.

Neste contexto, insere-se o edifício em causa, a Bolsa do Pescado. Nascido em 1935, este edifício apresenta, nos dias de hoje, um ligeiro grau de degradação tanto exterior como interior. Apesar da sua idade, não houve preocupação na manutenção de uma das obras mais notáveis da arquitectura moderna industrial realizada, na década de 30, na cidade do Porto.

Reforçando a hipótese de recuperação, no âmbito do projecto de requalificação da marginal do Douro, o edifício foi vendido com a intenção de ser transformado num hotel de charme. Contudo, a autarquia impôs algumas condicionantes relativas a conservação da sua traça original.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

O objectivo geral do trabalho consiste na avaliação estrutural de um edifício existente cujo projecto foi elaborado com base em metodologias de cálculo elástico envolvendo coeficientes globais de segurança com recurso a métodos de cálculo gráficos.

No desenvolvimento do trabalho pretende-se identificar e analisar os métodos utilizados, com realce para os métodos gráficos, e em simultâneo fazer-se uma análise das soluções estruturais adoptadas. Enquadra-se ainda nos objectivos deste trabalho proceder-se ao estudo da estrutura do edifício seguindo as novas metodologias de análise estrutural enquadradas na regulamentação actual, quer relativa aos estados limites últimos quer em relação aos estados limites de utilização. Neste propósito será efectuada a avaliação de segurança de acordo com os Eurocódigos Estruturais, procurando estabelecer-se os níveis de segurança garantidos por esta estrutura tendo presente que o seu projecto

foi elaborado com uma abordagem completamente diferente da seguida actualmente no projecto de estruturas de edifícios.

1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

O presente documento é dividida em cinco capítulos.

O primeiro capítulo faz uma pequena introdução ao tema da tese, onde se expõe os objectivos que se pretende alcançar e dos capítulos que compõem o presente trabalho.

No segundo capítulo faz-se um enquadramento do projecto, onde se aborda a vida e obra do Professor e Engenheiro Francisco Jacinto Sarmiento Correia de Araújo; o progresso do betão armado na construção. Para uma melhor compreensão dos regulamentos de betão armado que estiveram em vigor em Portugal, é imprescindível mencionar o seu progresso e mudança, tanto da regulamentação como dos métodos de cálculo por estes utilizados.

O projecto do edifício em estudo, Bolsa do Pescado, é relatado no capítulo 3. Descreveu-se o edifício, tanto interior como exteriormente, para uma melhor visualização e compreensão deste. Posteriormente, apresenta-se o projecto de estruturas da Lota propriamente dita, onde estão relatados os métodos de cálculo utilizados, entre eles os gráficos. Sendo o projecto de estruturas efectuado na altura em que entrou em vigor o RBA, e estando Correia de Araújo envolvido na sua concepção, torna-se interessante a comparação do projecto com o regulamento, com intenção de demonstrar as suas analogias.

Após uma avaliação e estudo do projecto da Lota da Bolsa do Pescado, é necessário passar à modelação do projecto à luz dos actuais regulamentos. Antes de avançar para esse passo, comparam-se, no capítulo 4, os vários itens utilizados no dimensionamento e verificação da estrutura, tais como, materiais, coeficientes globais e parciais, etc. Cumprindo um dos objectivos da tese dimensiona-se o pórtico da Lota de acordo com o Eurocódigo 2, e posteriormente verifica-se para os estados limites últimos e de serviço.

No quinto, e último capítulo, apresentam-se as conclusões a que se chega depois do profundo estudo efectuado em volta desta dissertação.

ENQUADRAMENTO DO PROJECTO

2.1. ENQUADRAMENTO

No âmbito do tema a desenvolver é necessário fazer uma breve abordagem sobre a vida e obra do Professor e Engenheiro Francisco Correia de Araújo, bem como ligeira referência á evolução dos regulamentos (RBA, REBA, REBAP e EC2) e seus métodos de cálculo.

2.2. VIDA E OBRA DO PROFESSOR FRANCISCO JACINTO SARMENTO CORREIA DE ARAÚJO

Correia de Araújo é um nome familiar na FEUP, não pela sua deslumbrante carreira como engenheiro civil mas como fundador do centro informático (CICA) deste estabelecimento de ensino.

Francisco Jacinto Sarmiento Correia de Araújo iniciou a sua carreira na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em 1935, sendo contratado para assistente do grupo de Construções Cíveis, exercendo, ao mesmo tempo, o cargo de engenheiro na Câmara Municipal do Porto. Foi como engenheiro da Câmara que projectou, em 1934, o frigorífico da Bolsa do Pescado.

Enquanto professor escreveu sobre inúmeros temas ligados aos campos de engenharia civil que leccionou.

Iniciou-se em 1942, já como Professor auxiliar desde 1940, com o seu primeiro livro “Estudo dos muros de suporte e dos seus suportes: muros de suporte, fundações e silos” [1]. Durante alguns anos a reger a cadeira de Resistência dos Materiais e Estabilidade das Construções, detectou que os apontamentos tirados pelos alunos, por vezes, continham ideias falsas e deficientes. Para uma melhor compreensão do programa da cadeira decidiu, então, reunir as suas lições num compêndio.

No ano seguinte abordou os “Princípios gerais da teoria matemática da plasticidade e a sua aplicação ao cálculo das peças prismáticas” [22] publicado pela Imprensa Portuguesa.

Concluiu o seu Doutoramento em 1944 [12].

Com o começo da Revista Engenharia, publicada por alunos da FEUP, o professor redigiu sobre os mais diferentes métodos aplicáveis ao cálculo de estruturas e abordou temas na qual incidiam os seus projectos.

Estreou-se logo na primeira publicação (Junho/Julho de 1945). De uma forma clara e pormenorizada é explicado o “Cálculo das estruturas no espaço pelo método de Cross” [2]. É admirável a actualização deste método, que é, ainda, aplicável nos dias de hoje.

A partir daí é notável a sua presença nas várias edições da Revista, e como excelente professor que era, explicava minuciosamente o assunto abordado.

Na última publicação desse mesmo ano escreveu sobre “Os vigamentos cruzados ortogonais” [3], onde faz uma breve sistematização do método a utilizar, para obter os valores dos momentos finais totais destas estruturas hiperestáticas.

Juntamente com outros engenheiros conceituados projectou e acompanhou a obra do hangar de Pedras Rubras, que teve início em 1948. Durante a construção ocorreram problemas no descimbramento. Devido a este sucedido, o Professor Correia de Araújo compôs um artigo sobre as “Coberturas onduladas de betão armado, com os bordos livres” [4], onde o hangar de Pedras Rubras serviu como exemplo para a explicação do funcionamento e dos métodos de abordagem de cálculo para essas coberturas. Este artigo foi editado na décima primeira Revista de Engenharia.

Para a edição de Fevereiro-Abril de 1954 abordou “O método dos deslocamentos dos nós (Gehler), do Prof. Bomfim Barreiros” [5], onde aclara o desenvolvimento e análise do método.

Consagrou-se Professor Catedrático e Director da secção de estudos de estabilidade do centro de estudos de Engenharia Civil em 1955 [12]. Nesse mesmo ano foi publicado, na revista da Ordem dos Engenheiros, um artigo sobre a “Resistência dos solos” [22].

No ano de 1956, Francisco Correia de Araújo escreveu sobre “Solicitações das pontes e das estruturas: o comportamento dos materiais e das obras sob cargas dinâmicas” [22] para uma revista da capital. (visto o artigo só estar disponível na Biblioteca Nacional de Portugal, em Lisboa, não me foi possível ter acesso, e daí não ter a informação do nome da revista).

Na sua profissão envolvia-se em diferentes projectos, entre eles pontes. Em 1957, e novamente para a Revista Engenharia, redigiu um curto texto sobre a “Classificação das solicitações das pontes” [6], onde fez um resumo das solicitações nos diferentes regulamentos, consoante os materiais a utilizar. Deu o exemplo da Ponte da Arrábida para melhor compreensão dos valores de cargas e solicitações a usar.

Ainda nesse ano, juntamente com os engenheiros Manuel Correia de Barros Júnior e Augusto Nascimento da Fonseca Júnior, foi editado em Lisboa, o tema “Circular sobre os "trabalhos científicos" do Prof. António Bomfim Barreiros” [22].

Com a progressiva evolução europeia na engenharia civil, Francisco Coreia de Araújo, passados quatro anos, escreveu sobre “Os modernos conceitos europeus de cálculo do betão armado” [22].

No ano seguinte publicou o seu segundo livro: “Elasticidade e Plasticidade” [7].

Depois de alguns anos afastado das edições da Revista de Engenharia, participou em duas edições seguidas onde reescreve acerca das “Resistências dos solos” [8] e do “Cálculo das Estruturas no Espaço pelo Método de Cross” [9] em meados de 1964.

No Instituto Superior Técnico, onde leccionava a cadeira de “Resistência dos Materiais”, foi aclamado Professor Catedrático em 1965 [12]. Nos dois últimos meses desse ano, repetidamente na Revista de Engenharia, fez uma nova abordagem do “Cálculo Matricial das Estruturas Contínuas pelo Método dos deslocamentos” [10], em desenvolvimento das lições dadas no 3º Curso Universitário de Férias do Ultramar (1962), em Angola e Moçambique.

Passado um ano desempenhava um novo papel para o seu curriculum. Foi distinguido para Director do Laboratório de Ensaios de Materiais.

Para o Instituto Superior Técnico, no ano de 1967, compôs o texto: “A computação linear e o cálculo das estruturas” [22].

Em 1968 foi um ano cheio de novos cargos para o Professor Correia de Araújo. Foi nomeado Director para três situações diferentes: para o Gabinete de Estruturas da Faculdade; para o Centro de Estudos de Engenharia Civil; e, por último, para Director da Faculdade de Engenharia, papel que desempenhou com “zelo, lealdade e competência” [12] até 1971.

Durante a sua carreira desempenhou várias funções relacionadas com o seu curso. Foi Vogal de Pontes do Conselho Superior de Obras Públicas, Administrador da Sociedade Portuense de Empreitadas, júri de concursos para investigadores do Laboratório Nacional de Engenharia Civil [12].

Esteve envolvido em projectos exteriores a Faculdade, tais como, o projecto das pontes de Abreiro (Fig.2.1.) [23] e Ferradosa (Fig.2.2.) [24], entre outros, e colaborou na elaboração dos regulamentos desde que estes surgiram.



Fig.2.1. – Ponte de Abreiro



Fig.2.2. – Ponte da Ferradosa

Pode-se concluir que Francisco Correia de Araújo teve uma admirável e preenchida carreira, tornando-se uma pessoa bastante importante para a engenharia civil da época.

2.3. PROGRESSO DO BETÃO ARMADO

O betão é um material desde há muito utilizado nas construções.

O betão armado surge na primeira metade do século XIX, sendo Joseph Monier o grande pioneiro, concebendo e dimensionando a primeira ponte deste material.

Em meados deste século começou-se a construir pavimentos, tanto lajes como vigas, de betão armado, impulsionando a sua quase permanente utilização nestes elementos estruturais.

Como não podia deixar de ser, com o aparecimento do betão armado, logo surgiram inúmeros estudos e, por conseguinte, as suas publicações para uma melhor compreensão e conhecimento deste material inovador.

Com o passar dos anos tornou-se imprescindível a criação de normas regulamentares para a sua aplicação, sendo publicadas, em 1906, as primeiras instruções francesa.

No desenvolvimento dos estudos sobre o funcionamento do betão armado, destacou-se o sistema de Hennebique. Este sistema estrutural caracteriza-se pela colocação de estribos em forma de U nas vigas, que tinham como função a ligação dos varões traccionados á zona de betão comprimido. Este sistema construtivo foi aplicado na Ponte Luiz Bandeira de Sejães sobre o rio Vouga (Fig.2.3.) e no Edifício de moagem de trigo do Caramulo [26].



Fig.2.3. – Ponte Luiz Bandeira

Tornou-se indispensável, com crescimento do conhecimento, leccionar sobre as envolventes e funcionamento do betão armado, criando-se, em 1922, a primeira disciplina em Portugal que o fez.

A partir daí houve uma enorme adesão a este material, sendo cada vez mais frequente a sua utilização, tornando-se um material imprescindível nos dias que correm.

2.4. EVOLUÇÃO DOS REGULAMENTOS DE BETÃO ARMADO

2.4.1. REGULAMENTO DO BETÃO ARMADO (RBA)

Desde muito cedo que surgiu a necessidade de elaborar um documento regulamentar para estruturas de betão armado. No início do século XX foram aprovadas as “Instruções regulamentares para o emprego do betão armado”, em 1918, com a finalidade de servirem de base para os projectistas que usavam este material nas construções.

Decorridos alguns anos, com o avanço da técnica e de estudos efectuados nos mais diversos campos relacionados com a construção civil, deu-se a necessidade de actualizar as tais Instruções. Sendo assim, em 1935, foi aprovado o “Regulamento do Betão Armado”, Decreto nº 25948 de 16 de Outubro [14]. Nessa época, o RBA era o único regulamento existente que abrangia a área do betão armado, logo verificava-se uma compilação de assuntos relativos a este material.

Já, nessa altura, havia a preocupação de englobar no cálculo de estruturas, as acções sísmicas e da temperatura. Para o tratamento da primeira situação aplicava-se às sobrecargas um coeficiente dinâmico. O caso da variação de temperatura era resolvido com juntas de dilatação, ou em circunstâncias especiais devia-se ter em conta nos cálculos esta mudança proveniente do ar do ambiente.

A verificação da segurança baseava-se em tensões de segurança, os designados de limites de fadiga para o betão e para o aço. Estas tensões admissíveis estavam tabeladas, submetendo-se a um limite geral e um máximo. Necessário será frisar que neste período a determinação das tensões era linear, ou seja, o cálculo era elástico.

A aprovação do RBA foi, portanto, um passo muito importante para a engenharia civil em Portugal, trazendo a renovação e inovação de conceitos.

2.4.2. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (REBA)

A origem do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em 1946, possibilitou o progresso nas investigações das envolventes do betão armado. Da mesma forma, com o nascimento do “Comité Européen du Béton”, em 1953, que criou as “Recomendações Práticas”, deu-se a necessidade de actualizar o regulamento até aí em vigor.

Em 1967, o RBA foi, então, revogado, sendo publicado o novo “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”, Decreto nº 47723 de 20 de Maio [15], aplicado em conjunto com o RSEP, “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes”.

Apesar de o REBA ter entrado em vigor, havia por parte da comissão de elaboração do regulamento a consciência de que pontos importantes e reveladores na construção civil, como elementos pré-fabricados, betão pré-esforçado, etc, não eram abordados. Isto devia-se aos recentes conhecimentos que haviam surgido, e que retardariam a publicação desse documento, se nele se tivesse em consideração.

Na implantação deste novo decreto foi excluído o tratamento de projecto e execução de pontes de betão armado, pois não se queria induzir os projectistas a obedecer a cláusulas desactualizadas. Tencionava-se, no entanto, abordar num regulamento específico o procedimento correcto quando este estivesse devidamente estudado e actualizado.

Referentes às solicitações, estas não eram abordadas no regulamento em causa, mas sim no RSEP, havendo, todavia, que se estabelecer um acordo com o REBA em situações específicas, tais como, a variação de temperatura, a retração e a fluência

Quanto às armaduras, houve uma restrição nas cláusulas do regulamento devido ao leque de variedade que estas apresentavam no mercado. Sendo assim, tabelou-se os valores característicos mínimos das propriedades mecânicas dos varões mais empregues no betão armado.

A grande mudança notou-se na verificação de segurança. Esta passou a ser efectuada por “modernos critérios de segurança” [15], que consideravam estados de ruína ou estados limites (rotura, fendilhação excessiva e deformação excessiva). Tanto para o betão como para o aço passou a adoptar-se o cálculo plástico, ou seja, a relação entre as tensões e as extensões passou a ser não-linear, o que permitiu a obtenção de cálculos mais exactos. Este novo sistema de cálculo conduzia a melhores resultados, por ser mais racional e levar a uma segurança mais regular. De realçar que o método antigo não foi completamente abolido.

Através dos estudos efectuados constatou-se uma inovação na apresentação dos resultados obtidos, aduzindo-se a tabelas e gráficos. Como exemplo para estas duas situações pode referir-se as tabelas dos distintos coeficientes que entram na determinação analítica do comportamento das estruturas e os gráficos das propriedades mecânicas dos materiais.

Notou-se uma nova e melhor organização, separando-se o regulamento em capítulos referentes a temas mais gerais, e não tão específicos como no Regulamento do Betão Armado.

É perceptível que os colaboradores da elaboração deste regulamento tinham a perfeita noção de que este apresentava lacunas em relação a certos assuntos. Porém, era do seu conhecimento que se tencionava publicar em breve, regulamentos mais específicos relativamente aos diversos temas em falta, que ainda estavam a ser aprofundados.

2.4.3. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO (REBAP)

O regulamento, que até então estava em vigor, necessitava forçosamente de ser revisto. A carência de informação em relação às estruturas pré-esforçadas e a inovação técnica internacional que se verificou naqueles anos foram os grandes motivos para a renovação do RBA. A promulgação do “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” [17] trouxe novas condições de verificação de segurança de estruturas, onde se tem em conta todo o tipo de materiais.

Todas estas razões conduziram á aprovação, em 1983, do Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” [16] que esteve em vigor a par com o RSA. É neste regulamento que estão presentes os novos “critérios de verificação de segurança, definição de estados limites, quantificação e combinação de acções e coeficientes de segurança” [16].

A actualização do regulamento não foi muito acentuada. Além do tratamento do betão pré-esforçado foram, também, aperfeiçoados os problemas de fadiga e da acção sísmica, assim como outros capítulos mais abrangentes.

Quanto à segurança das estruturas, os critérios adoptados não diferiam muito dos conceitos utilizados no REBA. Continuava-se a fazer a verificação da segurança das estruturas para os estados limites. Houve, no entanto, um melhoramento deste, em relação á encurvadura, ao punçoamento (estados limites últimos) e á fendilhação (estado limite de utilização).

No que diz respeito às acções, consideravam-se, para os estados limites últimos, os valores característicos e para os estados limites de utilização, os valores frequentes, permanentes e raros.

Ao englobar o betão pré-esforçado no regulamento, obrigou a um novo e mais alargado agrupamento das classes de resistência do betão, assim como o melhoramento relativo as propriedades reológicas do betão (retracção e fluência). Houve uma adaptação do diagrama de tensões-extensões do betão, que deixa de ser parabólico, passando a ser um diagrama parábola-rectângulo.

Nas disposições das armaduras foram acrescentadas novas exigências relativamente aos ensaios, e adoptou-se, tanto para os aços endurecidos a frio como para os aços laminados a quente, um diagrama de cálculo simplificado bilinear.

2.4.4. EUROCÓDIGO 2 (EC2)

Na entrada em vigor do Eurocódigo 2 [21] em 2004, verifica-se que a filosofia de dimensionamento das estruturas não sofreu grandes alterações, apenas se deu um refinamento e actualização dos conceitos, tais como, a evolução nas propriedades dos materiais e o tratamento da durabilidade das estruturas.

Certos assuntos que eram abordados no REBAP deixam de o ser no EC2, passando a estar presentes em normas específicas, tais como EC8 e EN 13670. As disposições especiais em zonas sísmicas e o tema referente á execução de estruturas são tratados, respectivamente, no EC8 e no EN 13670.

Acompanhando a evolução, o EC2 alarga as características e terminologia dos materiais (aço e betão). A classificação dos betões passa a englobar as resistências características dos provetes cúbicos e cilíndricos.

Para a verificação de segurança das estruturas não existem grandes diferenças. Para os estados limites últimos de flexão toma por recomendação do EC2 o valor unitário, o coeficiente de 0,85 que entrava na definição da resistência máxima de cálculo do betão, passando a ser só f_{cd} . Nos estados limites de utilização alargou-se os valores permitidos para a largura máxima de fendas.

Nesta Euronorma foram introduzidos capítulos referentes a estruturas pré-fabricadas, de betão leve e de betão simples ou fracamente armado.

Pode-se afirmar que, em geral, os resultados práticos não sofrem grande alteração do REBAP para o EC2, isto é, uma estrutura estará bem dimensionada seguindo o regulamento antigo.

2.5. MÉTODOS DE CÁLCULO DOS RESPECTIVOS REGULAMENTOS

2.5.1. REGULAMENTO DO BETÃO ARMADO (RBA)

Como foi referido anteriormente, neste primeiro regulamento de 1935 verificava-se a segurança em termos de tensões de segurança.

Os cálculos de resistência determinavam-se por métodos científicos baseados em dados experimentais, e não por processos empíricos, ou seja, determinam-se os esforços com base num modelo elástico linear á rotura. Já se tinha o cuidado de homogeneizar as secções, aplicando um coeficiente de equivalência, m , obtendo-se uma secção fictícia de betão.

Para a determinação de esforços internos admitia-se que as armaduras suportavam todos os esforços de tracção, sendo desprezada a resistência de tracção do betão.

Na verificação de segurança era indispensável que fossem respeitados os limites da fadiga do betão e do aço, estando estas tensões admissíveis tabeladas para edifícios e pontes.

Era exigida a verificação das tensões tangenciais em todos os elementos da construção que eram solicitados a flexão, assim como, também era necessário certificar-se que se cumpria as tensões de aderência consoante a inclinação dos varões. No cálculo das tensões, para o caso do betão á compressão, a relação entre tensões e extensões é elástica e linear.

A distribuição dos esforços e consequentemente das armaduras eram efectuados seguindo fórmulas e métodos que se apresentam no regulamento. Servem de exemplo as lajes armadas em cruz que se determinavam pelo processo simplificado de Marcus.

2.5.2. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (REBA)

A verificação de segurança era satisfeita majorando com coeficientes convenientes as combinações mais desfavoráveis das solicitações, que tinham, necessariamente, que ser inferiores ás do estado de ruína.

O cálculo de esforços, para estruturas reticuladas, determinava-se pelas condições de equilíbrio estático e pela compatibilidade das deformações, admitindo-se que as deformações se davam em regime elástico. A sua redistribuição efectuava-se multiplicando os momentos flectores máximos por coeficientes de redistribuição tabelados. Para estruturas laminares, o cálculo dos esforços fazia-se tendo em conta que as deformações se produziam em regime elástico perfeito.

A determinação da capacidade resistente era efectuada por cálculos elásticos, podendo, por exemplo, em lajes, ser determinada pela teoria das linhas de rotura. Relativamente às secções, para o cálculo desta capacidade são considerados os esforços de tracção, flexão (simples e composta), compressão, esforços transversos e de torção. Efectuava-se o cálculo á rotura para compressão simples, tracção e flexão, acrescentando-se, a este último, a determinação por tensões de segurança. Quanto ao esforço transversal e torção, esta era calculada pela soma das resistências do betão e da armadura.

No que dizia respeito a deformação e fendilhação das estruturas novos conceitos eram aplicados para a verificação destes estados. A largura máxima de fendas obtinha-se pela multiplicação da extensão média das armaduras com a distância média entre fendas. Para o estudo das deformações fazia-se uma análise bilinear considerando-se diagramas momentos-curvaturas.

2.5.3. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO (REBAP)

Era necessário verificar-se a segurança tanto para os estados limites últimos como para os estados limites de utilização.

Para os estados limites últimos efectuava-se a verificação relativamente aos esforços, havendo uma excepção para análise plástica as lajes, em que se trata em termos de acções. Para os casos que englobavam a fadiga, a segurança verificava-se em termos de tensões. Era necessário respeitar que o valor de cálculo do esforço actuante fosse menor ou igual ao resistente, majorando o actuante por um coeficiente especificado no RSA.

Tal como no Regulamento de Estruturas do Betão Armado (REBA) era possível redistribuir-se os esforços actuantes, excepto alguns casos.

Em relação aos esforços resistentes sujeitos a tracção, compressão e flexão (simples, composta e desviada) tinha-se de ter em consideração certas hipóteses para a sua determinação. Quanto ao esforço transversal, o seu cálculo era efectuado com base na teoria de treliça de Morsch. Para as lajes, era ainda necessário acrescentar a verificação ao punçoamento se não actuassem forças que provocassem elevados valores de esforço transversal. Os esforços de torção eram determinados com base na consideração de uma treliça tubular.

Tanto para estruturas de nós fixos como de nós móveis verificava-se a encurvadura, tendo em conta as não linearidades físicas e geométricas do comportamento da estrutura.

Quanto aos estados limites de utilização considerava-se o estado limite de fendilhação e o de deformação, subdividindo-se o primeiro em dois, o estado limite de descompressão e o de largura das fendas. Para esta situação era referido no RSA estados limites de muito curta duração (combinações raras), curta duração (combinações frequentes) e de longa duração (combinações quase-permanentes) que tinham-se de se ter em consideração.

Eram considerados diferentes estados limites de fendilhação consoante o tipo de armadura a utilizar. Para o caso de armaduras ordinárias verificava-se apenas o de largura de fendas, enquanto que para as armaduras de pré-esforço acrescentava-se a verificação á descompressão. Apenas se analisava o estado limite de fendilhação para o caso das secções estarem em fase não fendilhada e os materiais apresentassem comportamento elástico perfeito.

A segurança relativa á largura de fendas era satisfeita se ao nível das armaduras mais traccionadas não se excede-se o valor regulamentar.

Admitia-se que estava satisfeita a segurança em relação a deformação das estruturas se a flecha que essas apresentassem fosse menor ou igual a 1/400 para a combinação frequente. Para o cálculo das deformações havia que ter em conta se os elementos se encontravam ou não fendilhados.

2.5.4. EUROCÓDIGO 2 (EC2)

Tal como no regulamento anterior, também o Eurocódigo 2 impõe a verificação da segurança aos estados limites últimos e de utilização.

Para a verificação de segurança são aplicados vários modelos de análise. Em serviço analisa-se a globalidade da estrutura com um modelo elástico linear, enquanto que para a rotura pode-se analisar com base em modelos elásticos linear, não lineares ou plásticos.

Na avaliação dos estados limites últimos para a flexão simples ou composta, a resistência máxima de cálculo do betão é f_{cd} . Quanto ao esforço transversal adoptou-se o método da treliça de inclinação variável para estruturas que necessitem de armaduras transversais. Relativamente ao punçoamento definia-se o perímetro de controlo à distância $2d$, determinando-se a capacidade resistente em termos de tensão.

A limitação das tensões, o controlo da fendilhação e o controlo das deformações são os três estados limites de utilização a ter em conta. No cálculo das deformações e tensões tem de se considerar as secções não fendilhadas. Introduziu-se o conceito de armaduras mínimas para todas as peças de betão armado com zonas traccionadas. O cálculo da largura de fendas e das deformações são efectuadas por métodos mais expeditos.

PROJECTO

3.1. EDIFÍCIO – BOLSA DO PESCADO

No início da década de 1930, a Câmara Municipal do Porto tinha como objectivo principal a higienização dos produtos alimentares. Na medida das suas possibilidades e recursos financeiros cumpriu este programa construindo o Matadouro e, em seguida, o Frigorífico do Peixe.

Esta obra ergueu-se entre a Alameda de Basílio Teles e a Rua Dom Pedro V, na freguesia de Massarelos, na Marginal do rio Douro.

Numa etapa inicial foi elaborado um projecto da fachada do Entrepasto do Frigorífico do Peixe bastante simples (Fig.3.1. e 3.2.), sem grandes adornos, justificado pela função a que destinava o edifício.

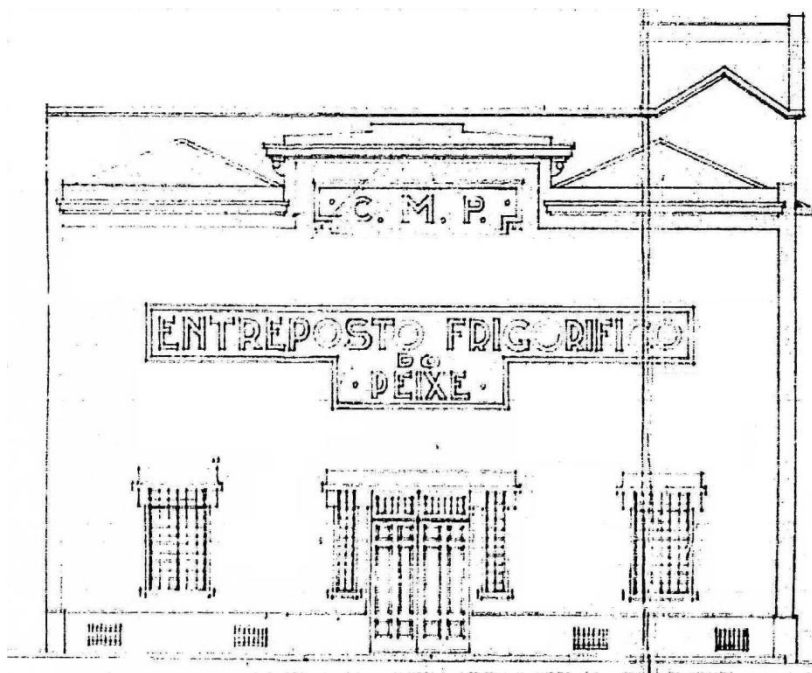


Fig.3.1. – Fachada inicial sobre a Alameda de Basílio Teles

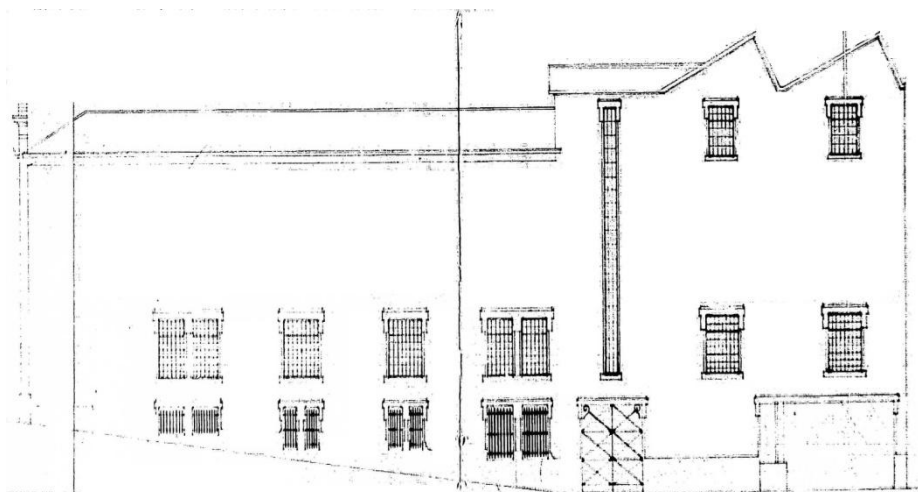


Fig.3.2. – Fachada inicial sobre a Rua da Frente

Na fase de conclusão do Frigorífico do Peixe tornou-se necessário, constituindo mesmo uma parte anexa indispensável, fazer edificar ao seu lado a clássica lota (Bolsa do Pescado). O projecto foi elaborado prevendo logo a hipótese de futura ampliação do edifício.

3.1.1. DESCRIÇÃO DA BOLSA DO PESCADO

De seguida far-se-á uma breve descrição do edifício da Bolsa do Pescado, na época em que se construiu, com base na memória descritiva do projecto de arquitectura e de estruturas [13], onde serão utilizados os termos contidos nesta.

3.1.1.1 Descrição exterior da Bolsa do Pescado

O grande objectivo do arquitecto Januário Godinho era oferecer á cidade do Porto um corpo arquitectónico de largas e harmónicas proporções ajustado o mais possível a todas as circunstâncias que dominam a concepção de um trabalho desta natureza.

O edifício trivialmente conhecido por Bolsa do Pescado, tinha essa denominação nos desenhos do projecto, mas era designado por diversos nomes: Entrepasto Frigorífico do Peixe; Lota do Peixe de Massarelos; Armazéns Frigoríficos de Massarelos.

Este edifício é composto pela combinação de dois blocos (Fig.3.3.) com diferentes finalidades e usos, que surgem como um todo no corpo exterior. Na época (inicio dos anos 30), na vertente de construção industrial, este tipo de estrutura tornou-se um insólito pela sua capacidade de inovação.

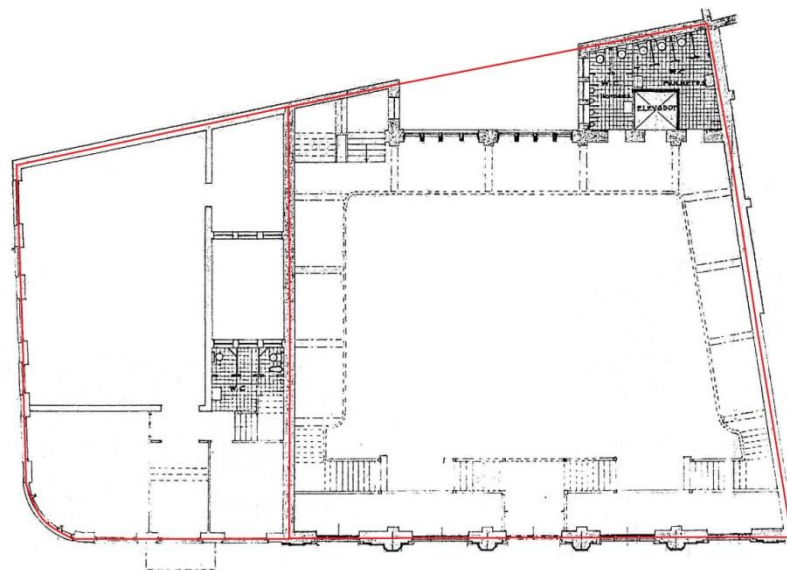


Fig.3.3. – Planta da Bolsa do Pescado evidenciando, a vermelho, os dois corpos deste edifício

Estando este conjunto de corpos edificados num lugar privilegiado da beira-rio, com vários ângulos e perspectivas, em face da ampla e movimentada Avenida marginal, foi necessário obedecer a linhas largas e bem proporcionadas, sóbrias e sem pormenores mesquinhos para não desarmonizar a zona. O arquitecto conseguiu aplicar ao edifício uma arquitectura europeia e actual face aos tempos que corriam (Fig. 3.4. e 3.5.).

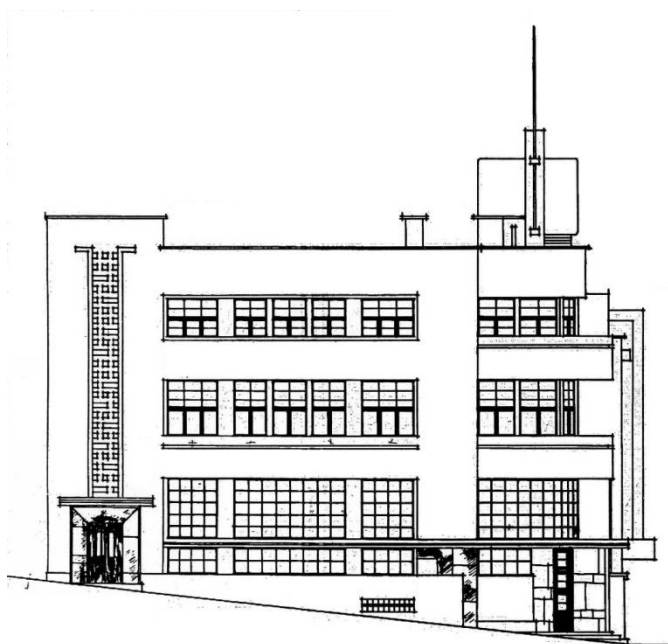


Fig.3.4. – Alçado do projecto da fachada sobre a Rua Dom Pedro V

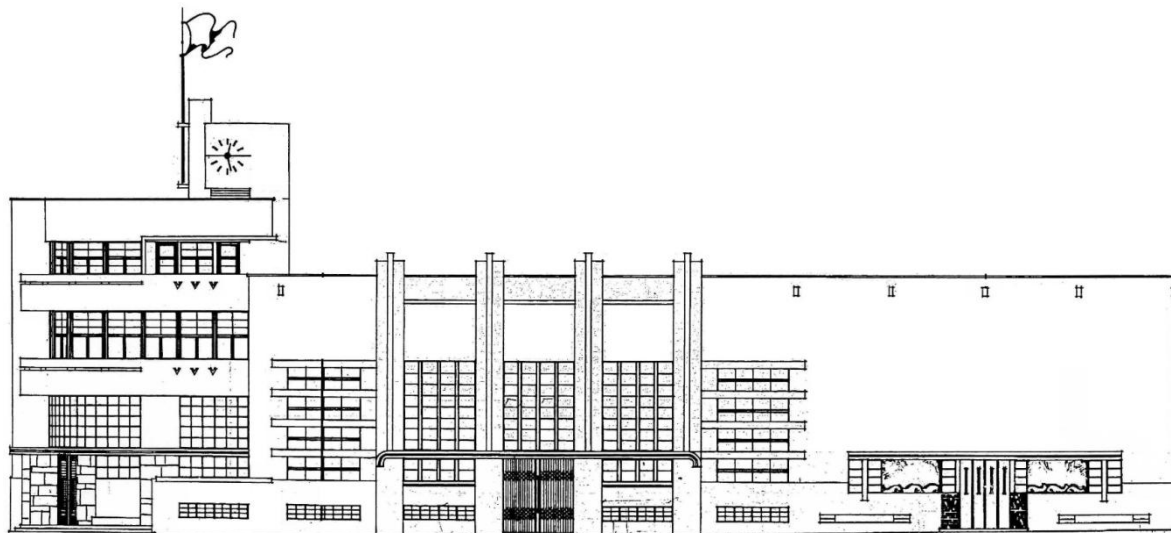


Fig.3.5. – Alçado do projecto da fachada sobre a Alameda da Basílio Teles

Do lado esquerdo da Bolsa do Pescado fica o edifício dos escritórios, átrio e morada dos directores (Fig.3.6., 3.7., 3.8., 3.11. e 3.12.), e no lado oposto aparece o Frigorífico do Peixe englobando no seu interior a Lota do Peixe (Fig.3.9. e 3.18.), objecto de estudo, que será descrito posteriormente com mais pormenor.



Fig.3.6. e 3.7. – Fachada actual sobre a Rua Dom Pedro V

Toda a fachada do edifício apresenta uma homogeneidade de cores sóbrias e claras, com tonalidades cremes quebradas com maineis e vãos cor de terra, como se pode observar pelas Fig.3.6., 3.7., 3.8., e3.9.. Virada para o rio Douro sobressai a incisiva torre marcada pela presença de um simples relógio, inexistente actualmente, constando, todavia, no projecto (Fig.3.5.).



Fig.3.8. – Fachada virada para a Alameda de Basílio Teles



Fig.3.9. – Continuação da fachada virada para a Alameda de Basílio Teles

3.1.1.2 Descrição interior da Bolsa do Pescado

A edificação é composta por quatro pisos.

A entrada (Rés-do-chão) concentra-se no gaveto desenvolvido em curva que dá acesso a uma grande sala designada zona de distribuição, que tal como a cave, se conjugam numa planta livre suportadas apenas por três pilares circulares com enormes e proporcionais capiteis, como se pode ver na figura em baixo.

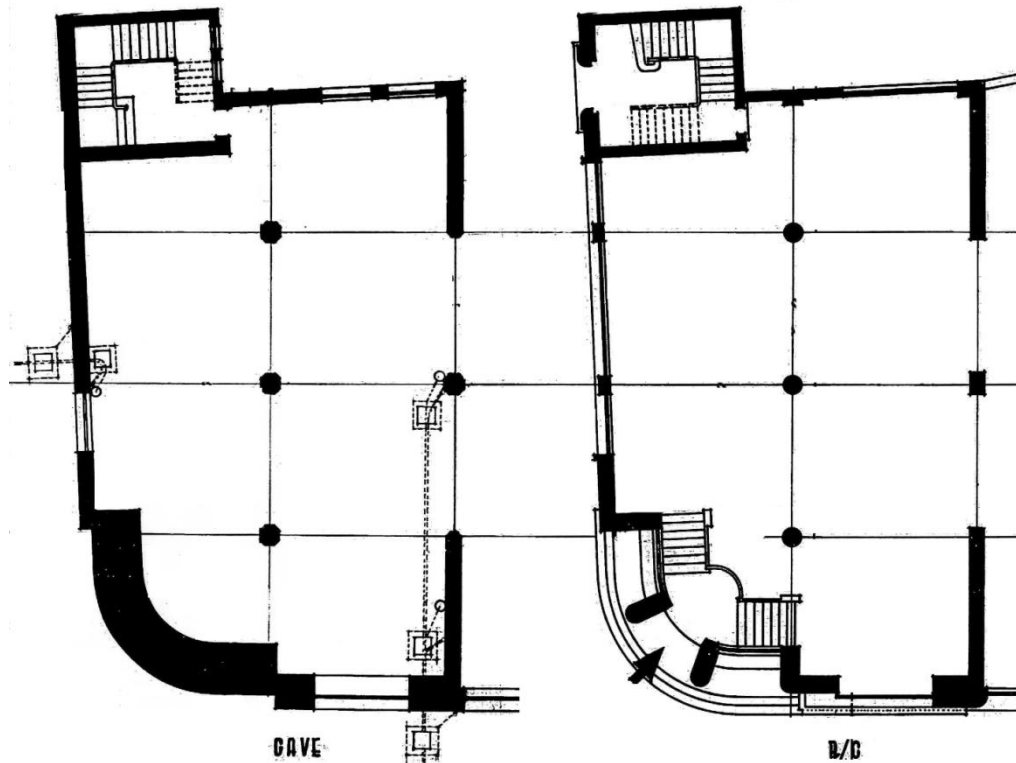


Fig.3.10. – Plantas da cave e do R/C do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado

No primeiro andar (Fig.3.11.) fixou-se a zona de escritórios, albergando a secretaria que lucrava da vista para a foz do rio Douro, vizinha da sala do director que contem a invejável e arredondada varanda virada para o abundante curso de água do rio. Do lado posto a estas divisões ficam a grande sala de reuniões e de flanco o arquivo.

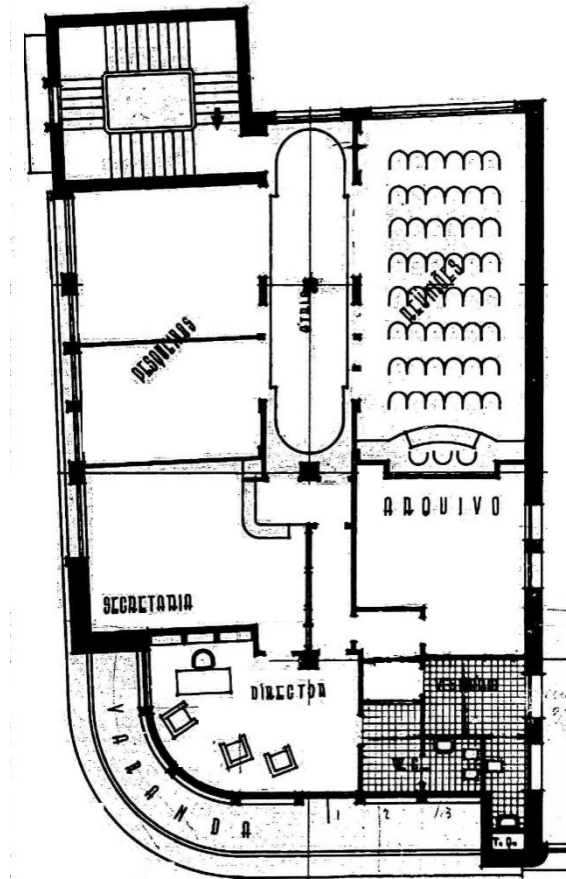


Fig.3.11. – Plantas do 1º andar do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado

Subindo ao segundo andar (Fig.3.12.) nota-se um ligeiro aumento da planta regular dos pisos inferiores. É aqui se encontra a zona habitacional, que comporta quatro quartos, dois deles com ligação a uma pequena sala comum. Salientam-se os sistemas de ventilação paralelos aos W.C., devido às suas parecidas dimensões em planta.

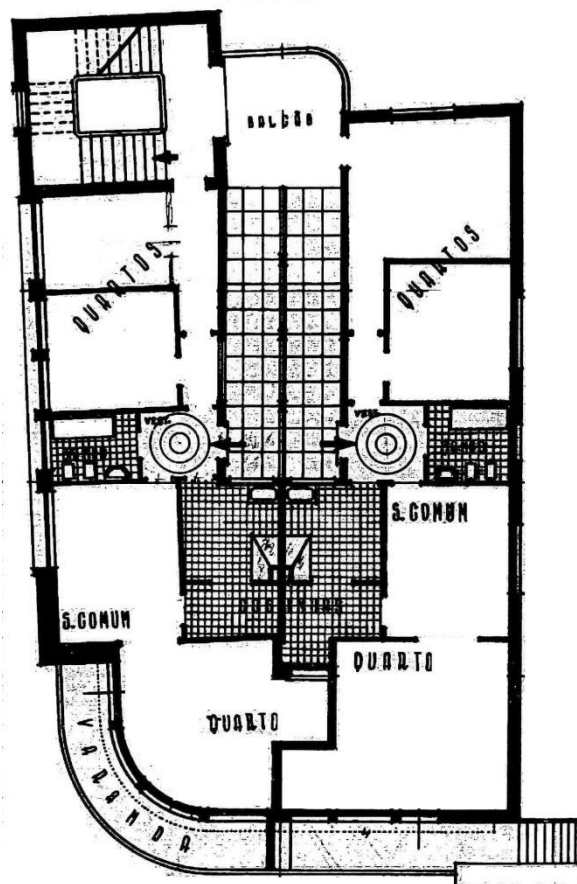


Fig.3.12. – Plantas do 2º andar do corpo de escritórios da Bolsa do Pescado

Chega-se, assim, ao topo do edifício onde nos deparamos com um extraordinário terraço que possuiu uma fantástica e alargada paisagem.

A ligação dos pisos efectua-se por uma caixa de escadas localizada no extremo norte do edifício (Fi.3.10., 3.11. e 3.12.). É permitida a entrada directa para este compartimento através da porta de acesso à Rua D. Pedro V.

3.1.1.3 Funcionalidade da Bolsa do Pescado

A Bolsa do Pescado divide-se em dois compartimentos no que diz respeito à sua funcionalidade. O sector terciário localizava-se na zona de escritórios, onde eram controlados todos as ocorrências relacionadas com a entrada e saída de peixe, o seu armazenamento, o comércio, etc. A lota e frigorífico do peixe eram os locais onde tais acontecimentos se realizavam.

3.2. CASO DE ESTUDO – LOTA DO FRIGORÍFICO DO PEIXE

O projecto da Bolsa do Pescado foi elaborado prevendo a hipótese de futura ampliação do edifício para poente, quando tal fosse julgado oportuno. Chegando a oportunidade de construção do Frigorífico do Peixe, verificou-se que o conjunto dos edifícios destinados a recepção, tratamento, manutenção e venda do peixe, a Bolsa do Pescado e Serviços anexos, merecia tratamento arquitectónico que

oferecesse um bloco de largas e harmónicas proporções, ajustado, tanto quanto possível, à ideia do fim a que se destina, como foi referido anteriormente. Resolveram fazer um novo estudo da fachada, mantendo-se as cotas e dimensões fundamentais do projecto aprovado e procurando traduzir exteriormente o sistema construtivo, de que são elemento principal os grandes pórticos de cimento armado, que suportam a cobertura (Fig.3.13. e 3.21.).

O Arquitecto Januário Godinho ficou encarregado de desenhar a nova fachada a cargo da Sociedade de Engenharia, Obras Públicas e Cimento Armado, Lda., adjudicatária da obra, enquanto que o Engenheiro Francisco Correia de Araújo, na altura Engenheiro-Chefe da 4ª Secção da 3ª Repartição-Engenharia da Câmara Municipal do Porto, ficou responsável pelo projecto de estruturas.

Após aprovação, pelo órgão de gestão do município do Porto, do projecto e respectivas alterações, deu-se início à obra no ano de 1935.

3.2.1. DESCRIÇÃO DA LOTA DO FRIGORÍFICO DO PEIXE

3.2.1.1. Descrição exterior da Lota do Frigorífico do Peixe

O arquitecto Januário Godinho teve de atender que toda a importante e bela estrutura de betão armado que dominava o interior, tinha de ser respeitada e traduzida exteriormente de modo que o sistema construtivo ficasse bem saliente. E assim a linha horizontal da fachada, definindo com visível imponência um edifício que devia resultar dos mais interessantes da cidade do Porto, é cortada ao centro pelas sóbrias verticais dos pórticos (Fig.3.13.), ossatura fundamental do salão da lota, marcadas com vigor e despidas de inúteis acessórios.

O edifício central da Bolsa do Pescado (lota) apresenta-se repleto de largas janelas com a sua elegante caixilharia permitindo um ambiente inundado de luz natural e ar. Entre as amplas janelas sobressaem os elegantes e incisivos pórticos rectos (Fig.3.13.).



Fig.3.13. – Entrada da Lota do Entrepósito Frigorífico do Peixe

A simplicidade da fachada do Frigorífico (Fig.3.14.) contrasta com a restante do corpo do edifício, estando, no entanto, bem fundindo no conjunto. A enorme massa do frigorífico, sem janelas nem aberturas, quase como nua, surge com uma cor sóbria e com bons acabamentos dos revestimentos. Pode-se afirmar que a arquitectura foi definida tendo em conta a função do edifício.



Fig.3.14. – Fachada do Frigorífico do Peixe

A entrada do edifício (Fig.3.15.), separada por uma moldura horizontal, apresenta alguns pormenores graciosos e agradáveis: a porta de tom claro de forma a não destoar com a pintura da restante fachada; os tijolos graciosos; as pequenas janelas dos serviços da direcção e secretaria; os dois baixos-relevos fundidos em cimento branco, cuja modelação ficou a cargo do escultor Henrique Moreira. Esta bela composição ilustra motivos tirados da pesca e da vida do mar (Fig.3.16.).



Fig.3.15. – Porta de entrada do Frigorífico do Peixe



Fig.3.16. – Motivos decorativos da porta de entrada do Frigorífico do Peixe

3.2.1.2. Descrição interior da Lota do Frigorífico do Peixe

Surgindo num amplo espaço de salão (Fig.3.17.), este corpo do Frigorífico do Peixe abriga a lota do pescado, onde decorria o princípio justificativo de uso industrial de construção deste edifício.



Fig.3.17. – Grande nave com vistas da galeria ao fundo

Esta parte do edifício divide-se em apenas dois compartimentos (Fig.3.21.): a sala de recepção e selecção do peixe que se instala na cave (Fig.3.20.); e a lota propriamente dita aloja-se no piso superior (Fig.3.19.).

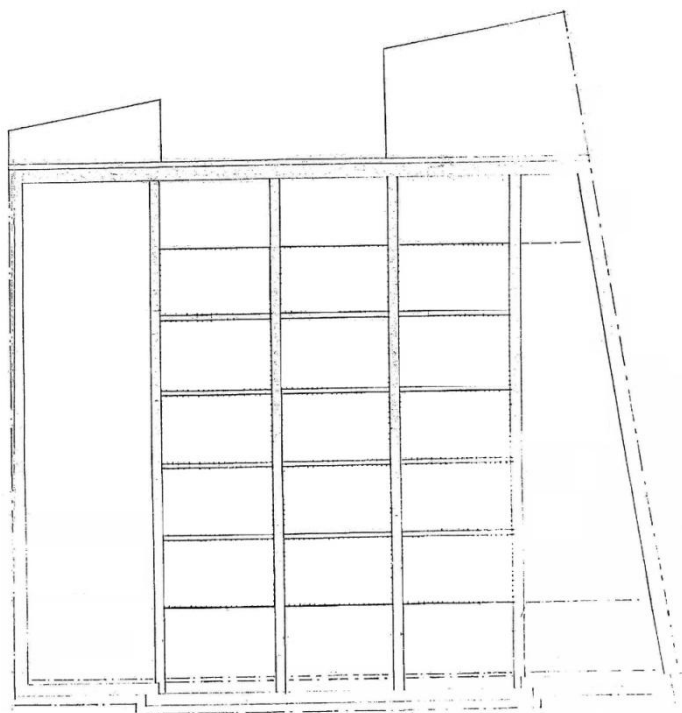


Fig.3.18. – Planta da cobertura da Lota do Frigorífico do Peixe

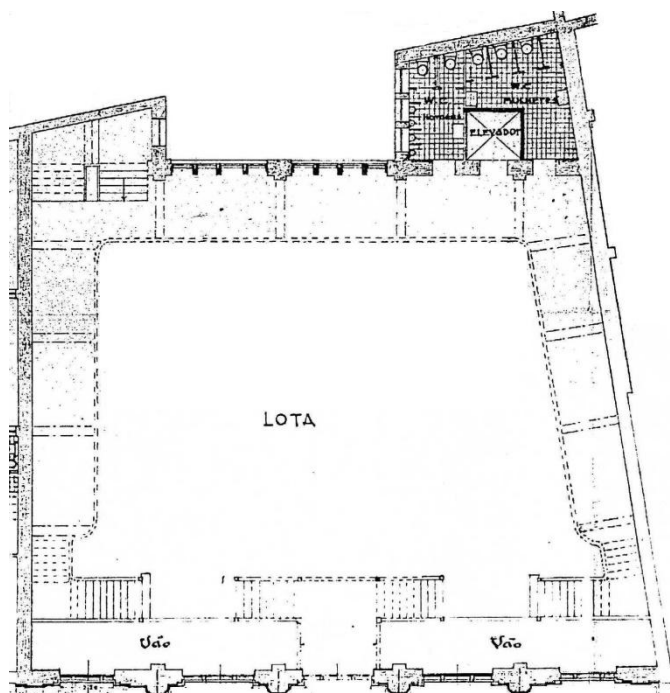


Fig.3.19. – Planta da Lota

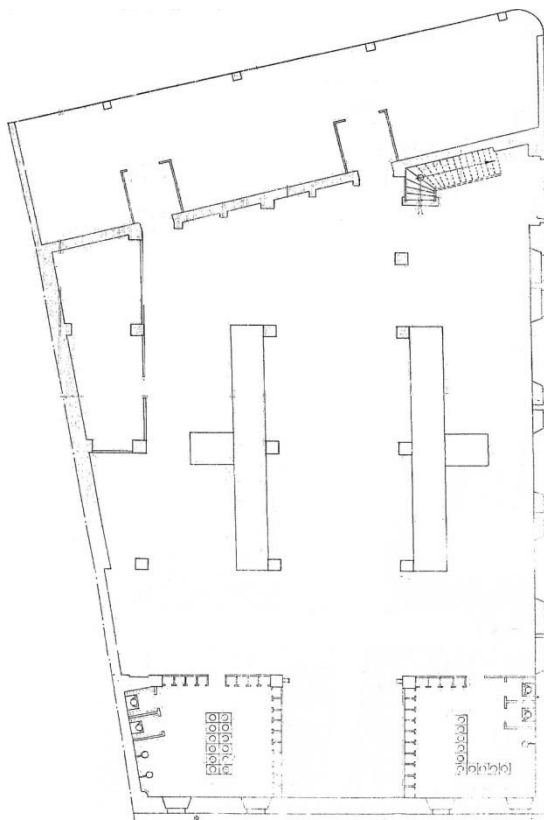


Fig.3.20. – Planta da cave da Lota

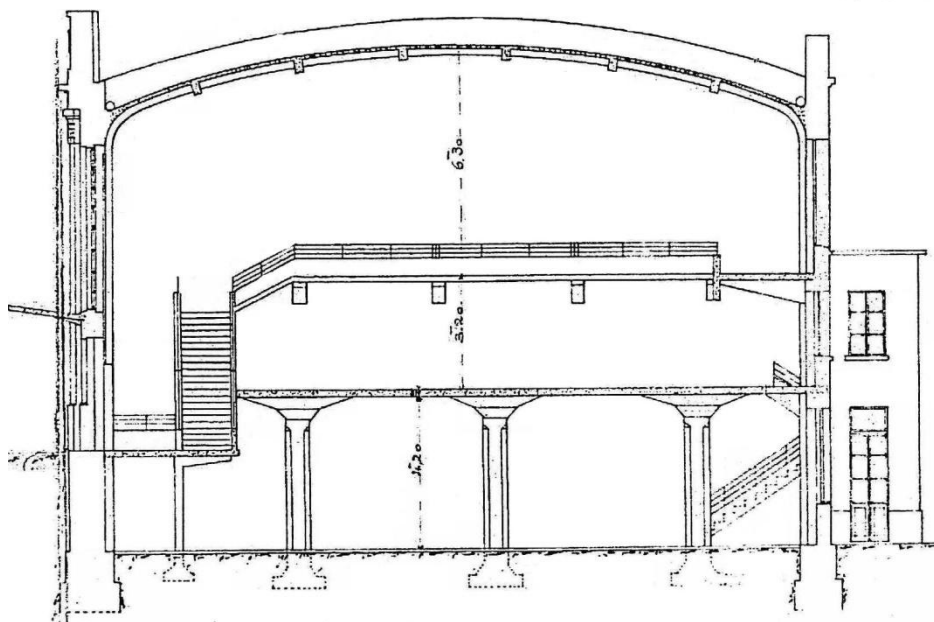


Fig.3.21. – Corte da Lota do Pescado

Descendo ao piso inferior (Fig.3.20.) observa-se um compartimento amplo com 4 metros de pé-direito suportado por nove pilares em cogumelo, ou seja, os pilares de secção octogonal unem-se com a laje do pavimento da grande nave através de capitéis com forma de tronco de pirâmide de base quadrada.

A grande nave (Fig.3.17.), designação que desde cedo lhe foi atribuída, exhibe toda a largura de 20 metros sem qualquer pilar de apoio intermédio, vencida com a coadjuvação da sua estrutura de suporte porticada. Num espaço completamente livre assoma-se a cobertura sustida por quatro eloquentes e rectos pórticos em betão armado (Fig.3.22.) que culminavam num arco levemente abatido. Para uma boa iluminação natural da grande sala da lota, a rede estrutural é unida por pequenas vigotas perpendiculares, preenchendo-se com cimento translúcido as superfícies que se perfazem os intervalos da cobertura abobadada.



Fig.3.22. – Pórticos onde a cobertura se apoia

Numa das pernas verticais dos pórticos encastram consolas designadas, na altura, por cachorros de apoio (Fig.3.22.) duma galeria que corre ao longo de três faces da sala, em forma de U. Esta galeria em consola situa-se ao nível de um primeiro piso com cerca de 3 metros de altura (Fig.3.17.).



Fig.3.23. – Cachorros onde assenta a galeria

3.2.1.3. Funcionalidade da Lota do Frigorífico do Peixe

Todo o peixe destinado à cidade do Porto descarregava numa prancha própria para, por meio de um sistema mecânico especial, ser descarregado imediatamente, porquanto os vapores atracavam com todas as facilidades a esta prancha (Fig.3.24.). Sendo assim, estas instalações construíram-se para propiciar a transição do peixe dos vapores para a lota, e aí se puder proceder ao tratamento e armazenamento do produto.

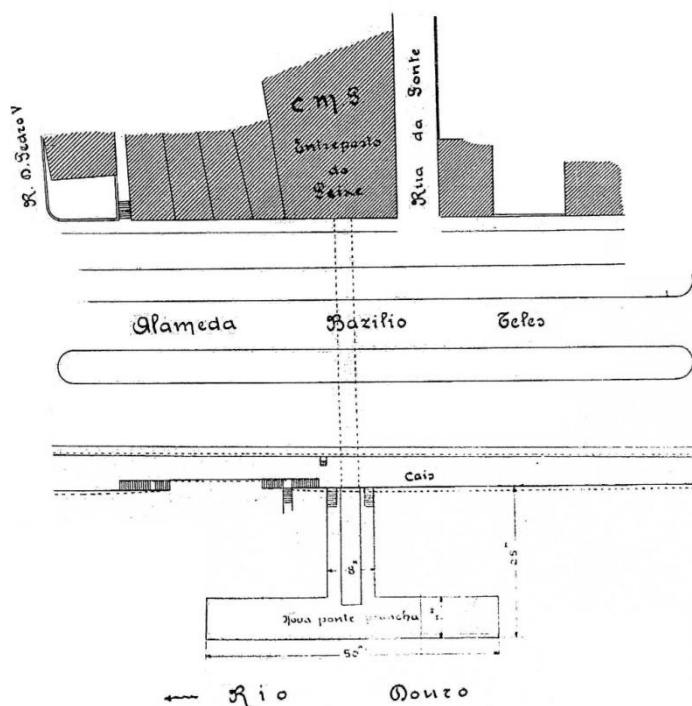


Fig.3.24. – Prancha e sistema mecânico de ligação à Bolsa do Pescado

Todos os pisos da Lota tinham distintas funções. A cave era destinada à ampliação da sala de recepção e selecção de peixe, onde se executavam todas as operações de lavagem, limpeza e embalagem nas bancas (ou mesas como consta no projecto), para em seguida passar à lota ou às câmaras frias ou mesmo à congelação, para a sua conservação prolongada (Fig.3.20.).

O segundo pavimento era lota propriamente dita, ou seja, era lá que se permitia decorrer todo o processo de venda do peixe para o público, para os armadores e todos os demais interessados (Fig.3.19.).

3.3. PROJECTO DE ESTRUTURAS

Para uma melhor compreensão do projecto de estruturas da Lota do Pescado, dos métodos gráficos e de cálculo, utilizados, transcreve-se a memória de cálculo [13] deste explicando os parâmetros e coeficientes das expressões, procurando analisar e comparar com os métodos actuais.

3.3.1. CÁLCULO DO PAVIMENTO SEM NERVURAS, OU EM COGUMELOS, DESTINADO À BOLSA DO PESCADO

Este pavimento assenta em 9 pilares em cogumelo (Fig.3.25.), situados nos vértices do rectângulo de 6,70mx5,60m.

O seu cálculo foi efectuado de acordo com as indicações do Regulamento Alemão de 1925, na parte em que não constava com o regulamento da altura, calculando os momentos flectores pelas fórmulas de Marcus (H. Marcus – Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung aut die Berechnung Diegeamer).

O valor considerado para a sobrecarga foi de 500 kg/m².

As dimensões principais utilizadas para proceder ao cálculo desta estrutura foram: 6,70m de vão máximo; 5,60m de vão mínimo; e 4,00m de altura do pilar.

Considerou-se a laje como sendo quadrada, porque $6,70\text{m} < 1,25 \times 5,60\text{m}$, intervindo sempre no cálculo, o vão de 6,70m.

As tensões admissíveis para o betão e para o aço foram, respectivamente, 45 kg/cm^2 e 1100 kg/cm^2 .

As dosagens do betão por m^3 foram: 350 kg de cimento; $0,400 \text{ m}^3$ de gôdo; e $0,800 \text{ m}^3$ de areia.

3.3.1.1. Laje do pavimento da Bolsa do Pescado

A laje (Fig.3.25.) tem uma espessura e igual a 18 cm. Dividiu-se a superfície da laje em três tiras em cada sentido, tendo por larguras, respectivamente $\frac{1}{4}$ do vão, $\frac{1}{2}$ do vão e $\frac{1}{4}$ do vão. Em cada um das tiras consideraram-se três secções, numeradas como indica o seguinte esquema:

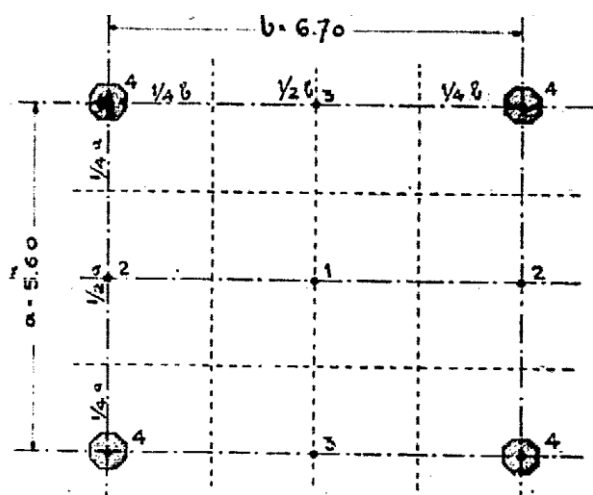


Fig.3.25. – Esquema da disposição dos pilares

O peso próprio p e a sobrecarga g foram as cargas aplicadas às tiras da laje, sendo os seus respectivos valores 450 kg/m^2 ($4,41 \text{ kN/m}^2$) e 500 kg/m^2 ($4,90 \text{ kN/m}^2$).

O engenheiro, no dimensionamento desta laje, segue as fórmulas de Marcus para a determinação do valor dos momentos flectores. Começa por pré-dimensionar a espessura da laje H para as secções de momento máximo positivo e negativo. A secção de momento máximo negativo considerada foi a secção 4 pois esta permite determinar também o entablamento e (zona do capitel ainda considerada como laje para facilitar os cálculos, dado que o capitel apresenta uma forma comparável à junção de duas pirâmides de diferentes inclinações). A secção de momento máximo positivo considerada foi a secção 1 (secção a meio vão).

A determinação da espessura deste elemento construtivo efectua-se segundo a expressão 3.2, onde R_b' é a tensão admissível do betão; M é o momento flector; b é a largura, que, tal como hoje em dia, se considera um metro de base; α é um coeficiente que resulta da expressão 3.3, onde m é o coeficiente de homogeneização que assume valor igual a 15, tal como no RBA, e R_a é a tensão admissível da

armadura. Foi considerado que 2/3 da espessura total da laje, englobando o entablamento, seria para a espessura da laje e 1/3 seria para o entablamento.

Actualmente, o pré-dimensionamento de uma laje inicia-se com a determinação da sua espessura através do controlo de deformação imposto pelo EC2. Este valor é verificado, avaliando o momento reduzido μ resultante do momento máximo produzido na laje, que deve estar contido no intervalo $0,10 < \mu < 0,20$.

Segue-se o dimensionamento da espessura da laje.

Momento máximo negativo (Fórmulas de Marcus):

$$M_4 = -0,064pl^2 - 0,064gl^2 = -0,064 \times (450 + 500) \times 6,7^2 = -2730 \text{ kgm} (= -26,8kN.m) \quad (3.1)$$

Espessura total da laje e do entablamento do pilar:

$$H + e = \sqrt{\frac{6}{R'_b(3\alpha - \alpha^2)}} \times \sqrt{\frac{1,5M}{b}} + 3 \quad (3.2)$$

onde α :

$$\alpha = \frac{mR'_b}{mR'_b + R_a} = 0,38 \quad (3.3)$$

Vem

$$H + e = 0,366 \times \sqrt{1,5 \times 2730} + 3 = 23,4 + 3 = 26,4 \cong 27 \text{ cm} \quad (3.4)$$

Tomou-se:

$$H = \frac{2}{3} \times 27 = 18 \text{ cm} \quad (3.5)$$

para a laje e

$$e = \frac{1}{3} \times 27 = 9 \text{ cm} \quad (3.6)$$

para o entablamento.

Momento máximo positivo:

$$M_1 = 0,033pl^2 + 0,0435gl^2 = (0,033 \times 450 + 0,0435 \times 500) \times 6,7^2 = 1650 \text{ kgm} (= 16,2kN.m) \quad (3.7)$$

$$H = 0,366 \times \sqrt{1650} + 3 = 14,9 + 3 = 17,9 \cong 18 \text{ cm} \quad (3.8)$$

Chegando aos valores da espessuras passa-se ao cálculo das armaduras.

A área de armadura necessária calcula-se pela igualdade entre as forças de betão F_c e aço F_s , sendo F_c igual à divisão entre o momento flector M e o braço entre o binário de forças h' e F_s igual à multiplicação da área da armadura A_a com tensão do aço R_a (Fig.3.26.), resultando a expressão 3.11. O valor para h' (exp.3.10) é um valor estimado, multiplicando-se a altura da secção transversal h por 0,88 (valor ponderado).

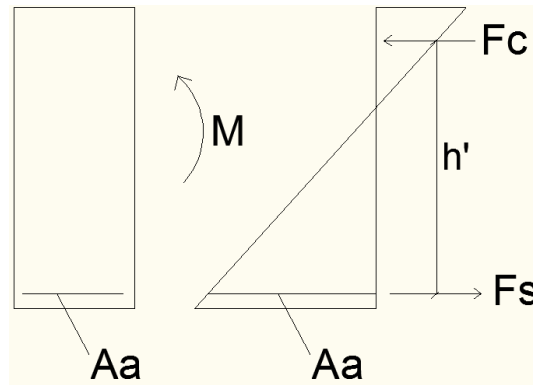


Fig.3.26. – Esquema elucidativo da distribuição das tensões em fase elástica

O processo utilizado para a determinação de A_a é idêntico ao empregue nos dias de hoje, apesar de, actualmente, se considerar uma distribuição de tensões não linear. Existem, ainda, ligeiras diferenças na designação dos símbolos: h' corresponde a z ; A_a corresponde a A_s ; e R_a corresponde a f_{yd} . Torna-se interessante referir que o cálculo de h' (exp.3.10) não se afasta muito da ponderação utilizada habitualmente, justificando-se o valor de z como sendo 90% da altura útil da secção transversal, designada por d , sendo ainda d considerado como 90% da altura da secção h , ou seja, z é igual a cerca de 81% de h . Comparando com os 88% utilizados no projecto, verifica-se que a diferença entre as percentagens não é muito grande.

Procede-se ao cálculo das armaduras da laje. Para uma melhor compreensão das dimensões em corte da laje, bem como, das armaduras colocadas nesta, seguem-se as figuras relativas à faixa central (Fig.3.27.) e a faixa sobre os apoios (Fig.3.28.).

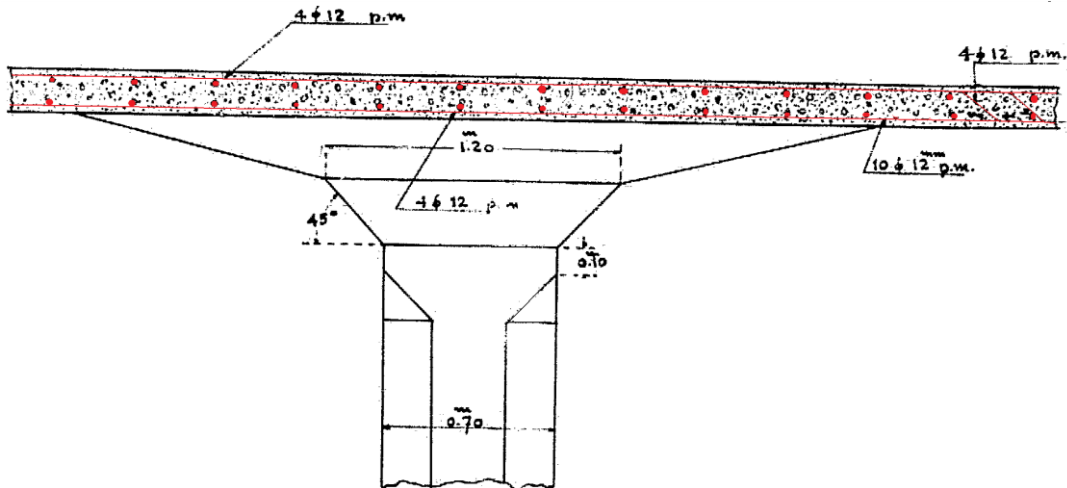


Fig.3.27. – Corte da faixa central da laje

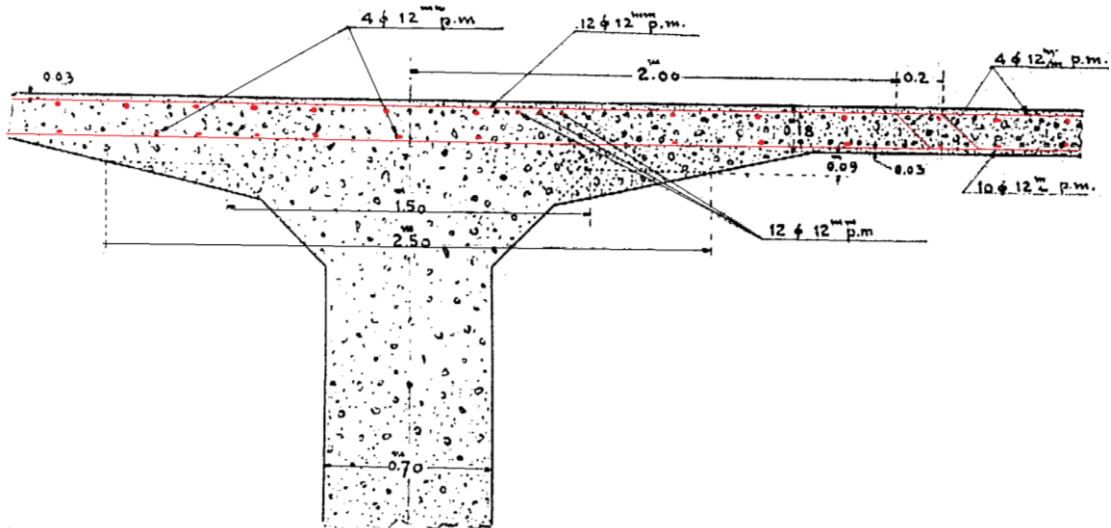


Fig.3.28. – Corte da faixa sobre os apoios

Armaduras

- Faixa lateral, secção sobre os pilares

$$M_4 = -2730 \text{ kgm} \quad (3.9)$$

$$h' = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times h = 0,88 \times (27 - 3) = 21,1 \text{ cm} \quad (3.10)$$

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{273000}{1100 \times 21,1} = 11,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 12\phi 12 = 13,57 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (3.11)$$

- Faixa lateral, secção média

$$M_3 = 0,039pl^2 + 0,032gl^2 = (0,039 \times 450 + 0,032 \times 500) \times 6,7^2 = 1510 \text{ kgm} (= 14,8kN.m) \quad (3.12)$$

$$h' = 0,88 \times (18 - 3) = 13,8 \text{ cm} \quad (3.13)$$

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{151000}{1100 \times 13,8} = 10,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 12 = 11,3\text{cm}^2 / m \quad (3.14)$$

Considerar 4 ϕ 12 na parte inferior, sobre o pilar, para neutralizar o M^+ causado pelo possível abaixamento do mesmo.

- Faixa central, secção média

$$M_1 = 1650 \text{ kgm} \quad (3.15)$$

$$h' = 13,8 \text{ cm} \quad (3.16)$$

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{165000}{1100 \times 13,8} = 11,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 12 = 11,3\text{cm}^2 / m \quad (3.17)$$

- Faixa central, secção a meio da linha dos pilares

$$M_2 = -0,012pl^2 - 0,012gl^2 = -0,012(450 + 500) \times 6,70^2 \cong -520 \text{ kgm} (= 5,1kN.m) \quad (3.15)$$

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{165000}{1100 \times 13,8} = 11,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi 12 = 11,3\text{cm}^2 / m \quad (3.17)$$

Na parte superior da laje, a meio, considerou-se 4 ϕ 12, para neutralizar os momentos negativos, provenientes da hipótese de carregar todos os panos adjacentes ao considerado, com exclusão deste.

Como se pode constar, as armaduras na zona de compressão são, apenas, estimadas. Isto justifica-se pelo facto de, nesta altura, não se dimensionar as armaduras que funcionam à compressão.

Após o dimensionamento das armaduras é necessário verificar a segurança da laje. Esta verificação faz-se em termos de tensões, sendo as tensões do aço e do betão designadas por trabalho do ferro e trabalho do betão, respectivamente.

Para se obter o valor das tensões é imprescindível determinar a posição do eixo neutro y (3.18).

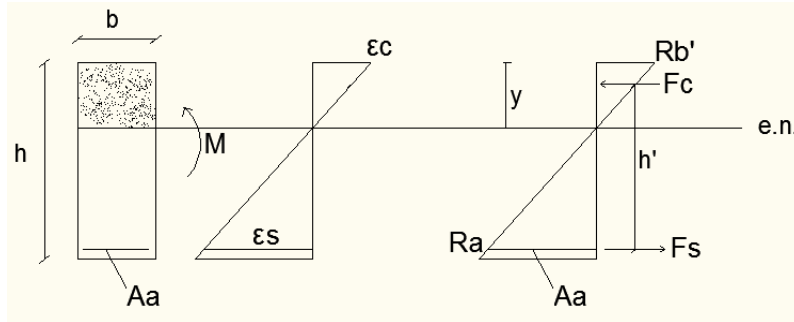


Fig.3.29. – Esquema elucidativo para o cálculo das tensões

Verificação das tensões (abstraindo das barras de compressão):

- Secção 4

$$y = \frac{m \times A_a}{b} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{mA_a}} \right) = \frac{15 \times 13,56}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 24}{15 \times 13,56}} \right) = 7,9 \text{ cm} \quad (3.18)$$

Trabalho do betão:

$$R_b' = \frac{2M}{b \cdot y \left(h' - \frac{y}{3} \right)} = \frac{2 \times 273000}{100 \times 7,9 \times \left(24 - \frac{7,9}{3} \right)} = 32,2 \text{ kg/cm}^2 (= 32,2 \text{ MPa}) \quad (3.18)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{M}{A_a \left(h' - \frac{y}{3} \right)} = \frac{273000}{13,56 \times \left(24 - \frac{7,9}{3} \right)} = 943 \text{ kg/cm}^2 (= 94,3 \text{ MPa}) \quad (3.19)$$

- Secção 3

$$y = \frac{15 \times 11,3}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times (18-3)}{15 \times 11,3}} \right) = 5,6 \text{ cm} \quad (3.20)$$

Trabalho do betão:

$$R_b' = \frac{2 \times 151000}{100 \times 5,6 \times \left(15 - \frac{5,6}{3} \right)} = 41 \text{ kg/cm}^2 (= 41 \text{ MPa}) \quad (3.21)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{151000}{11,3 \times \left(15 - \frac{5,6}{3} \right)} = 1020 \text{ kg/cm}^2 (= 102 \text{ MPa}) \quad (3.22)$$

▪ Secção 1

$$y = \frac{15 \times 11,3}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times (18 - 3)}{15 \times 11,3}} \right) = 5,6 \text{ cm} \quad (3.23)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 165000}{100 \times 5,6 \times \left(15 - \frac{5,6}{3} \right)} = 44,8 \text{ kg/cm}^2 (= 48,8 \text{ MPa}) \quad (3.24)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{165000}{11,3 \times \left(15 - \frac{5,6}{3} \right)} = 1100 \text{ kg/cm}^2 (= 110 \text{ MPa}) \quad (3.25)$$

▪ Secção 2

$$y = \frac{15 \times 4,52}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 15}{15 \times 4,52}} \right) = 3,9 \text{ cm} \quad (3.26)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 52000}{100 \times 3,9 \times \left(15 - \frac{3,9}{3} \right)} = 44,8 \text{ kg/cm}^2 (= 44,8 \text{ MPa}) \quad (3.27)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{165000}{4,52 \times \left(15 - \frac{3,9}{3} \right)} = 839,7 \text{ kg/cm}^2 (83,97 \text{ MPa}) \quad (3.28)$$

Depois da verificação das tensões do betão e do aço, é necessário fazer uma verificação ao corte. O método seguido por Correia de Araújo corresponde a uma análise das tensões médias das secções, assumindo a compatibilidade entre o aço e o betão, homogeneizando as áreas das secções, sendo S correspondente a A_{ci} . Este método está completamente desactualizado, nem sendo válido nos dias de hoje. Actualmente faz-se a verificação ao corte através de um modelo de treliça.

Verificação do trabalho ao corte:

- Corte da laje no plano vertical segundo o perímetro do entablamento

O entablamento tem base quadrada, com 2,50m de lado.

A armadura da laje ao direito do entablamento é $30 \phi 12 + 10 \phi 12 = 40 \phi 12$ ($A_a = 45,2 \text{ cm}^2$) em cada direcção.

Esforço cortante ao longo do perímetro do entablamento:

$$T = (500 + 450) \times (6,70 \times 5,60 - 2,50^2) = 29706,5kg \approx 30000kg \quad (3.29)$$

Superfície homogeneizada da laje, resistindo ao corte:

$$S = 4 \times 250 \times 18 + 4 \times 15 \times 45,2 = 20712cm^2 \quad (3.30)$$

Trabalho ao corte:

$$R_s = \frac{T}{S} = \frac{30000}{20712} = 1,4 kg/cm^2 < 4,4 kg/cm^2 \quad (3.31)$$

- Corte da laje e do entablamento no plano vertical segundo a periferia do capitel, na sua interacção com o entablamento (parte tracejada a vermelho no desenho visto que a parte cheia se deve desprezar, nos termos do Regulamento Alemão)

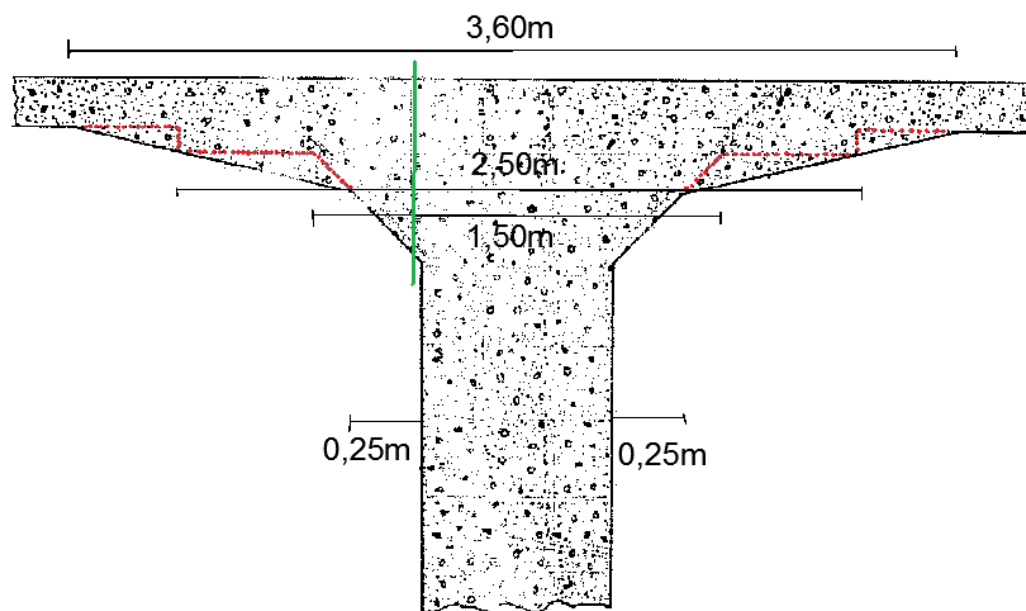


Fig.3.30. – Corte da laje sobre o pilar

Na figura anterior representam-se a verde a secção a verificar e a vermelho a zona a desprezar segundo o Regulamento Alemão.

O capitel tem a forma dum tronco de pirâmide de base quadrada, com 1,50m de lado na base inferior.

A armadura ao direito da base inferior do capitel é $18 \phi 12 + 6 \phi 12 = 24 \phi 12$ ($A_a = 54,24cm^2$), $27,12 cm^2$ em cada direcção.

Esforço cortante ao longo do perímetro do entablamento:

$$T = (500 + 450) \times (6,70 \times 5,60 - 1,50^2) + 2500 \times 0,09 \times (2,50^2 - 1,50^2) = 34405,5kg \approx 34500kg$$

$$(3.32)$$

Superfície homogeneizada da laje, resistindo ao corte:

$$S = 4 \times 150 \times (18 + 9) + 4 \times 15 \times 27,12 = 17887 \text{ cm}^2 \quad (3.33)$$

Trabalho ao corte:

$$R_s = \frac{34500}{17887} = 1,9 \text{ kg/cm}^2 < 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.34)$$

Comparando esta verificação com o regulamento actual pode-se fazer o paralelismo com o controlo do punçoamento.

3.3.1.2. Pilar da laje do pavimento da Bolsa do Pescado

Os pilares têm secção octogonal, circunscrita num círculo de diâmetro $d=70\text{cm}$.

Lado do octógono:

$$l = \frac{1}{2} \times 0,8284 \times 70 = 88,99 \text{ cm} \quad (3.35)$$

Área do octógono:

$$A = \frac{1}{4} \times 3,3137 \times 70^2 = 4059 \text{ cm}^2 \quad (3.36)$$

Armadura: $8 \phi 26=42,47\text{cm}^2$

O pilar foi cintado com arame de $\phi 6$ e as cintas foram espaçadas de 28cm.

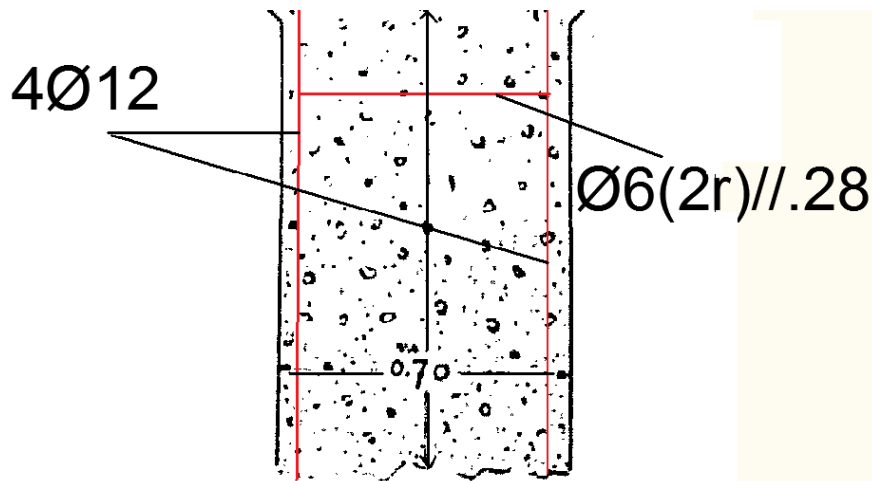


Fig.3.31. – Corte do pilar

Superfície da secção homogeneizada:

$$S = 4059 + 15 \times 42,47 = 4696 \text{ cm}^2 \quad (3.37)$$

1ª Hipótese – as sobrecargas estão dispostas simetricamente e dão origem a compressão simples.

As cargas aplicadas sobre o pilar foram: peso próprio do pavimento - $450 \times 6,70 \times 5,60 = 16884 \text{kg}$; peso próprio do entablamento - $2500 \times 0,09 \times 2,50^2 = 1406 \text{kg}$; sobrecarga - $500 \times 6,70 \times 5,60 = 18760 \text{kg}$; peso próprio do pilar - $0,4696 \times 4,00 \times 2500 = 4696 \text{kg}$. O que dá um total arredondado de 41800kg .

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{41800}{4696} = 9 \text{kg/cm}^2 (= 9 \text{MPa}) \quad (3.38)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = 15 \times 9 = 135 \text{kg/cm}^2 (= 13,5 \text{MPa}) \quad (3.39)$$

2ª Hipótese – a sobrecarga encontra-se de um só lado do pilar e cobre completamente os dois panos adjacentes ao pilar, do mesmo lado, dando origem a flexão composta.

Para esta hipótese ocorrem duas situações de carga sobre o pilar, a simétrica e a anti-simétrica. A simétrica obtém-se pela soma do peso próprio do pavimento (16884kg) com o peso próprio do entablamento (1406kg), dando 18290kg . A anti-simétrica conta com a sobrecarga de $1/2 \times 500 \times 6,70 \times 5,60 = 9380 \text{kg}$ que actua à distância de um quarto de $6,70$, igual a $1,675 \text{m}$ do eixo do pilar, a resultante das duas cargas vale 27670kg e actua à distância de $(9380 \times 1,675) / 27670 = 0,56 \text{m}$ do eixo do pilar.

Para a determinação das tensões máximas, seguiu-se o método gráfico de Mohr (L. Santarella – II Cimento Armato – Vol.I – pag. 362 –Ed. Hoopl1-Milão-1930). Este método seguiu-se para achar o eixo neutro da secção. Através das forças resultantes das armaduras e de cortes da secção respeitantes ao betão representados num conjunto de triângulos (como se pode observar na figura em baixo), chega-se ao ajuntamento de duas áreas iguais com desenhos diferentes. No ponto mais baixo de intersecção destas duas áreas (ponto a vermelho na figura 3.25.), localiza-se o eixo neutro.

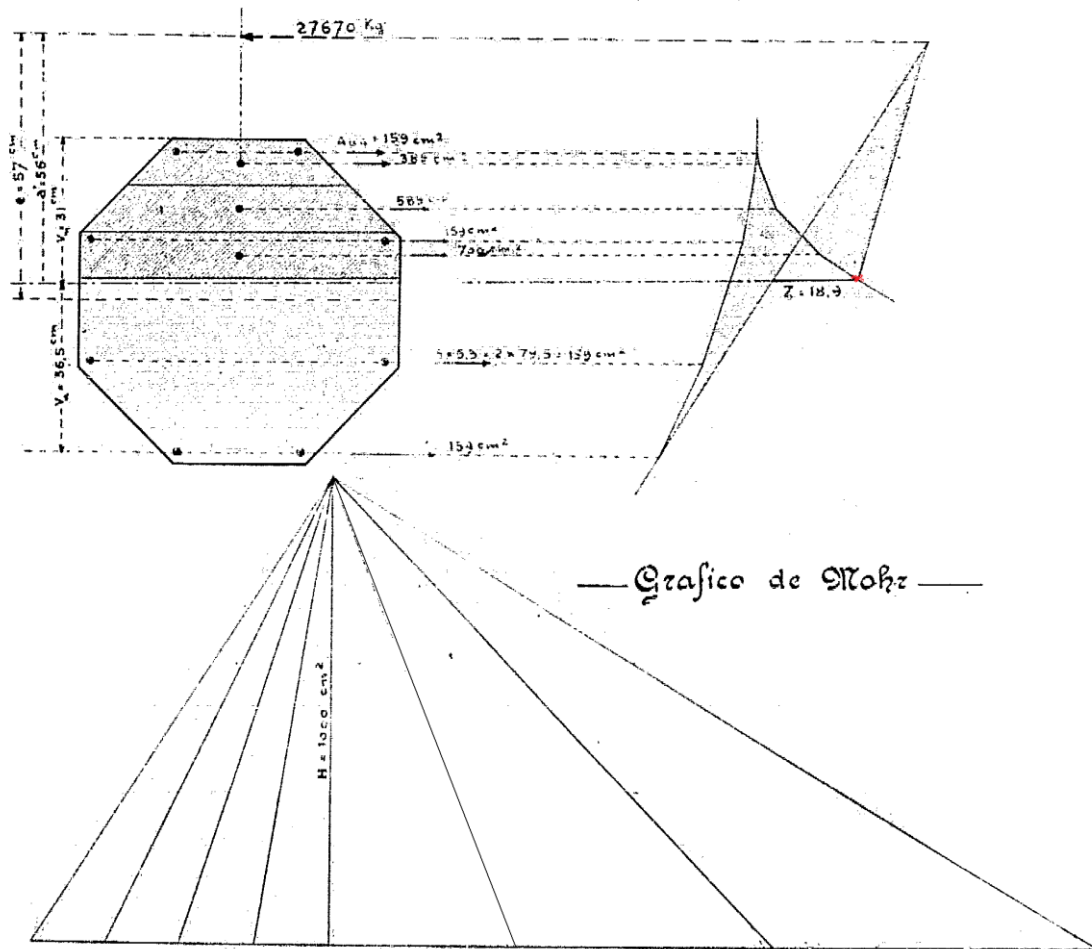


Fig.3.32. – Método gráfico de Mohr

Este método permitiu determinar os seguintes valores: V_m que é o valor da altura da secção que está à compressão, e é igual a 31cm; V_a que é o valor da altura da secção que está a tracção, e é igual a 36,5cm; s que é a distancia entre as duas áreas das figuras a partir do ponto de intersecção, e é igual a 118,9cm; H que é igual a 1000cm^2 , de onde se conclui que:

Trabalho do betão:

$$R_b' = \frac{V_m \times N}{H \times s} = \frac{31 \times 27670}{1000 \times 118,9} = 45 \text{ kg/cm}^2 (4,5 \text{ MPa}) \quad (3.40)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = m \frac{V_a \times N}{H \times s} = 15 \times \frac{36,5 \times 27670}{1000 \times 118,9} = 801 \text{ kg/cm}^2 (= 80,1 \text{ MPa}) \quad (3.41)$$

Abstraindo-se a tracção do betão.

3.3.1.3. Capitel do pavimento da Bolsa do Pescado

O capitel tem a forma de um tronco de pirâmide de base quadrada, tendo a superior 1,50m e a inferior 0,70m de lado; as arestas laterais são inclinadas de 45° sobre as bases.

As cargas que actuam sobre o capitel são: peso do pavimento - 16884kg; peso do entablamento - 1406kg; e sobrecarga - 18760kg. O que dá um total de 37050kg. A carga unitária sobre o capitel é $37050/1502=1,7\text{kg/cm}^2$.

A carga que actua na parte central do capitel, de lado $70+2 \times 40 \times \tan(15^\circ)=91,5\text{cm}$, transmite-se directamente ao pilar - equivale a admitir que as pressões no betão se transmitem segundo o ângulo de 15°.

Resta um caixilho de 29,25cm de largura, sujeito à carga vertical unitária de $1,7\text{kg/cm}^2$. Esta carga transmite-se às arestas laterais do tronco de pirâmide, onde se decompõe em duas forças das quais, uma se dirige para o pilar, onde com a oposta, igual em valor absoluto, dá compressão simples; a segunda dirige-se horizontalmente para o exterior.

Em cada aresta a pressão é:

$$T = 1,7 \times \frac{150 + 91,5}{2} \times 29,25 = 6004\text{kg} \quad (3.42)$$

Graficamente, determinou-se o valor da componente horizontal - 9000 kg - que dá, segundo cada lado do quadrado, a componente $9000 \times \cos(45^\circ)=6363\text{kg}$.

Esta força pode ser neutralizada por uma barra de ϕ 26mm ($A_a=531\text{mm}^2$), trabalhando a:

$$R_b = \frac{6363}{531} = 11,9\text{kg/cm}^2 \quad (3.43)$$

3.3.1.4. Fundações da Bolsa do Pescado

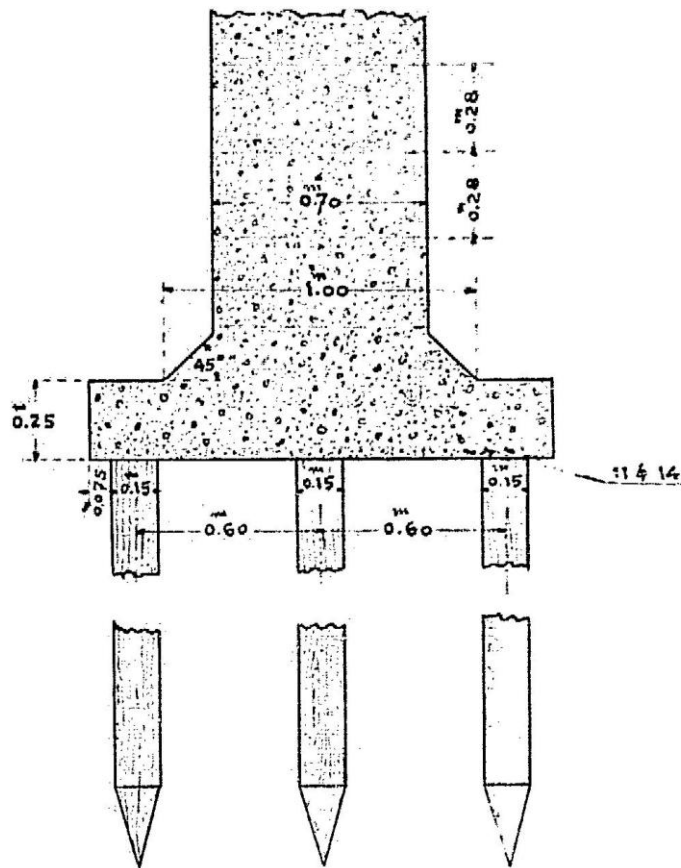


Fig.3.33. – Corte da sapata e estacas

Nas primeiras décadas do século XX, não se realizavam ensaios nos solos onde se construíam os edifícios. O conceito de *nega e* é, ao que hoje se designa, pela profundidade de penetração no solo para se obter a carga pretendida, como por exemplo, para o ensaio SPT. O engenheiro seguiu as fórmulas de De Laharpe para dimensionar as estacas e fazer a sua verificação.

▪ Estacas

As estacas têm um diâmetro $d=15\text{cm}$ onde a área da secção é $A=176,71\text{cm}^2$.

Cada pilar transmite a carga de 41800kg, seja, contando com a sapata, prolongamento do pilar, terras, etc., 4500kg.

Tomando 9 estacas, corresponde a cada uma $R'=5000\text{kg}$.

A capacidade de carga de cada estaca, segundo a fórmula holandesa:

$$R' = \frac{P \times h}{n \times e \times \left(1 + \frac{P}{P}\right)} \quad (3.44)$$

Fez-se (De Laharpe):

Onde: P é o peso do macaco – 600kg; h é a altura da queda – 6m; e é a nega; e p é o peso da estaca.

$$n \times \left(1 + \frac{P}{P}\right) = 10 \quad (3.45)$$

Logo:

$$R' = \frac{P \times h}{10e} \quad \text{ou} \quad e = \frac{P \times h}{10R'} = \frac{600 \times 6}{10 \times 5000} = 0,072m \quad (3.46)$$

A nega é de 7cm.

Trabalho da madeira que constitui a estaca (pinho nacional):

$$R'_a = \frac{5000}{176,71} = 28kg/cm^2 < 40kg/cm^2 \quad (3.47)$$

- Sapata da fundação

Deu-se às nove estacas a posição quadrada, em três filas de três com um espaçamento de eixo a eixo.

A sapata de altura constante é de secção quadrada, de 1,50m de lado.

Momento flector máximo:

$$M = \frac{P(L-1)}{8} = \frac{41800 \times (150 - 70)}{8} = 418000kg/cm \quad (3.48)$$

Altura:

$$h = \sqrt{\frac{6}{R'_b(3\alpha - \alpha^2)}} \times \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,366 \times \sqrt{\frac{4180}{1,5}} = 19,3cm \quad (3.49)$$

$$h' = h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 19,3 \times \left(1 - \frac{0,38}{3}\right) = 16,8cm \quad (3.50)$$

$$\alpha = \frac{m \times R'_b}{m \times R'_b + R'_a} = 0,38 \quad (3.51)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{M}{R'_a \times h'} = \frac{418000}{1100 \times 16,8} = 22,6 cm^2 \rightarrow 15\phi 14 = 23,1cm^2 / m \quad (3.52)$$

Verificação das tensões

$$y = \frac{m \times A_a}{b} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{15A_a}}\right) = \frac{15 \times 23,1}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 150 \times 16,8}{15 \times 23,1}}\right) = 6,7 cm \quad (3.53)$$

Trabalho do betão:

$$R_b^+ = \frac{2M}{b \cdot y \left(h' - \frac{y}{3} \right)} = \frac{2 \times 418000}{150 \times 6,7 \times \left(23 - \frac{6,7}{3} \right)} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.54)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{M}{A_a \left(h' - \frac{y}{3} \right)} = \frac{418000}{23,1 \times \left(23 - \frac{6,7}{3} \right)} = 871 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.55)$$

As armaduras que cruzam com estas, são de iguais dimensões e situadas 1,6cm abaixo. A altura total da secção é, pois: $H=19,3+0,7+1,6+1,4+2=25\text{cm}$ e $h=25-2=23\text{cm}$.

O esforço transversal máximo é o mesmo nas duas direcções octogonais e é:

$$T = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{l}{L} \right) = \frac{418000}{2} \left(1 - \frac{70}{150} \right) = 11100 \text{ kg} \quad (3.56)$$

Esforço tangencial unitário:

$$t_0 = \frac{T}{bh'} = \frac{11100}{150 \times 16,8} = 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.57)$$

Não são, pois, necessários estribos.

Verificação ao corte:

A verificação ao corte efectuou-se segundo o plano vertical do perímetro do pilar que, na base, tem a forma quadrangular e sofre um alongamento para 1,00m de lado.

Secção homogeneizada resistindo ao corte:

$$S = 4 \times (100 \times 25 + 10\phi 14) = 4 \times (2500 + 10 \times 1,54 \times 15) = 10924 \text{ cm}^2 \quad (3.58)$$

Trabalho ao corte:

$$t_0 = \frac{418000}{10924} = 3,8 \text{ kg/cm}^2 < 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.59)$$

3.3.2. CÁLCULO DA COBERTURA PARA A BOLSA DO PESCADO

Esta cobertura é constituída por panos de cimento translúcido de 6cm de espessura, incorporados numa placa de cimento armado de igual espessura, com a disposição constante dos desenhos respectivos, destinada a permitir a boa iluminação natural da grande sala da lota.

Para o cálculo, baseado em resultados de ensaios efectuados no Laboratório de Ensaios de Materiais da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Laboratório oficial) e segundo a prática normal, considerou-se a placa da cobertura como constituída somente de cimento armado, o que

equivale a admitir que o cimento translúcido se comporta elasticamente como aquele e com ele tem perfeita aderência.

A placa de cobertura apoia-se por intermédio de vigotas ou terças em quatro pórticos e nos dois muros exteriores. Os pórticos são constituídos por duas pernas verticais, solidárias com o arco de eixo parabólico. Numa das pernas, encastram os cachorros de apoio duma galeria que corre ao longo de três faces da sala.

As dimensões principais utilizadas para proceder ao cálculo desta estrutura foram: 20,60m do vão dos pórticos; 12m da altura dos pilares; 2,50m da flecha do eixo parabólico do arco; 5m da distância entre os eixos dos pórticos; 2,94m da distância horizontal entre eixos das vigotas.

As dosagens do betão por m^3 foram: 350 kg de cimento; $0,400 m^3$ de gôdo; e $0,800 m^3$ de areia.

As tensões admissíveis para o betão e para o aço foram, respectivamente, $45 kg/cm^2$ à compressão e $4,4 kg/cm^2$ ao corte; e $1100 kg/cm^2$ à tracção e $880 kg/cm^2$ ao corte.

3.3.2.1. Laje da cobertura da Bolsa do Pescado

A laje tem, como já referido anteriormente, a espessura de 6cm, e apoia-se em terças afastadas de 2,94m.

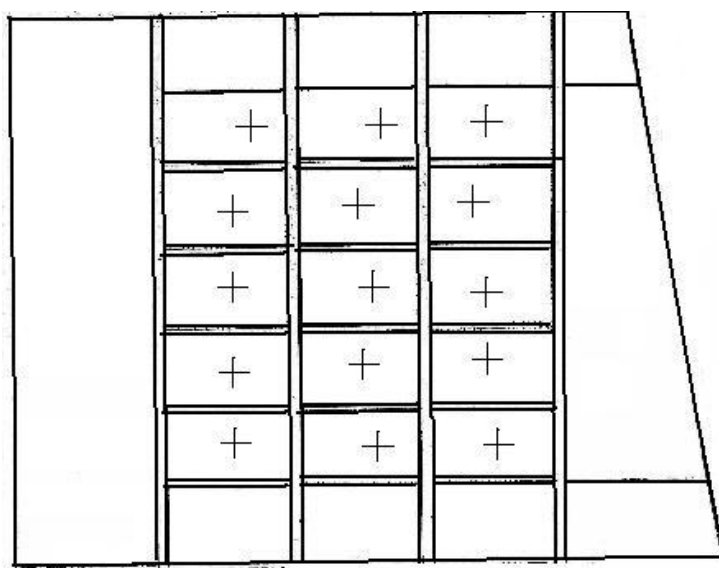


Fig.3.34. – Planta da laje da cobertura com a respectiva disposição da armadura

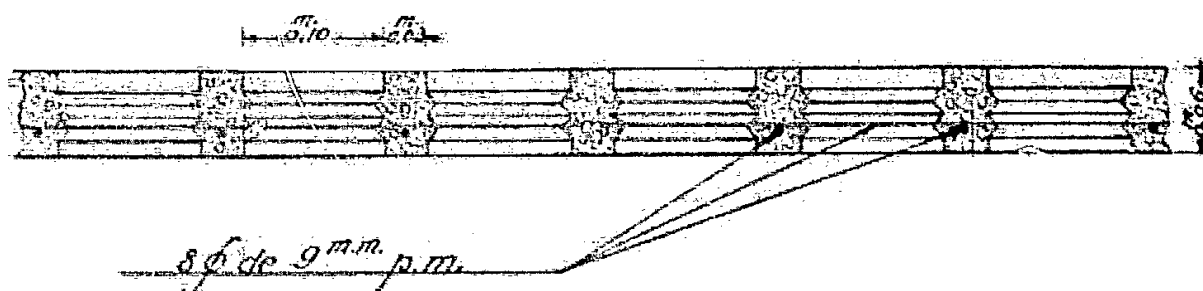


Fig.3.35. – Corte da laje da cobertura

A carga permanente conta com o peso próprio – $0,06 \times 1,00 \times 2500 = 150 \text{ kg/m}^2$, com o hidrófobo e revestimento - 30 kg/m^2 , e com a sobrecarga (reparações) – 36 kg/m^2 , o que dá um total de 216 kg/m^2 .

Considerou-se a pressão horizontal do vento de valor 150 kg/m^2 , devida ao vento, que dá a compressão vertical de $150 \times 2,50 / 10,30 = 36 \text{ kg/m}^2$.

Como a hipótese do vento exclui a das reparações, é de 216 kg/m^2 a carga total.

O cálculo das armaduras da laje da cobertura é diferente ao seguido para a laje de pavimento da loja.

Neste caso segue-se um método parecido com os actuais. Consoante as condições de apoio da laje estimam-se os valores dos momentos através de uma simplificação.

Momento máximo a meio (laje semi-encastada):

$$M = \frac{pl^2}{10} = \frac{216 \times 2,94^2}{10} = 186,7 \text{ kgm} \quad (3.60)$$

$$h = \beta \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,366 \times 13,6 = 4,9 \text{ cm} \quad (3.61)$$

$$H = 4,9 + 1,1 = 6 \text{ cm} \quad (3.62)$$

$$h' = h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 4,9 \times \left(1 - \frac{0,380}{3}\right) = 4,3 \text{ cm} \quad (3.63)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{18670}{1100 \times 4,3} = 3,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 9 / m = 5,09 \text{ cm}^2 / m \quad (3.64)$$

Nas duas direcções. Levantam-se cinco dessas barras, cerca das vigotas.

Verificação das tensões :

$$y = \frac{m \times A_a}{b} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{15A_a}}\right) = \frac{15 \times 5,09}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 4,9}{15 \times 5,09}}\right) = 2,05 \text{ cm} \quad (3.65)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2M}{b \cdot y \left(h' - \frac{y}{3}\right)} = \frac{2 \times 18670}{100 \times 2,05 \times \left(4,9 - \frac{2,05}{3}\right)} = 45 \text{ kg/cm}^2 (= 4,5 \text{ MPa}) \quad (3.66)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{M}{A_a \left(h' - \frac{y}{3}\right)} = \frac{18670}{5,09 \times \left(4,9 - \frac{2,05}{3}\right)} = 880 \text{ kg/cm}^2 (= 88 \text{ MPa}) \quad (3.67)$$

Esforço transversal máximo:

$$T = \frac{pl}{2} = \frac{215 \times 2,94}{2} = 317,5 \text{ kg} \quad (3.68)$$

Trabalho ao corte:

$$t_0 = \frac{T}{bh'} = \frac{317,5}{100 \times 4,3} = 0,74 \text{ kg/cm}^2 < 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.69)$$

Não precisa de estribos.

3.3.2.2. Vigotas ou terças da cobertura da Bolsa do Pescado

Estes elementos estruturais têm um vão de 5m, uma altura de 0,40m e uma largura de 0,20m.

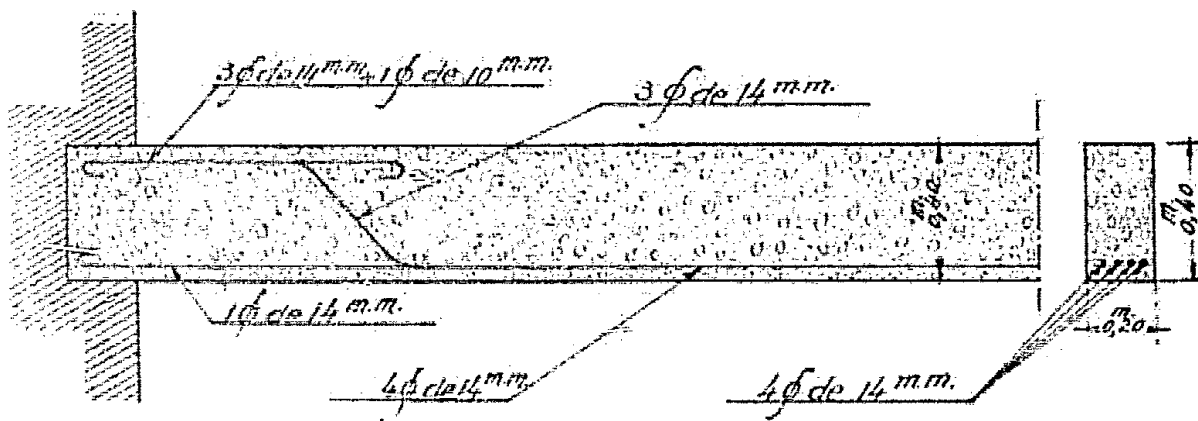


Fig.3.36. – Corte das vigotas

Para o dimensionamento das vigotas utiliza-se o mesmo método seguido para a laje.

As cargas consideradas foram: o peso próprio - $0,40 \times 0,20 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$, e a carga transmitida pela laje - $216 \times 2,94 = 635 \text{ kg/m}^2$, o que dá um total de 835 kg/m^2 .

Momento máximo positivo (semi-encastramento):

$$M = \frac{pl^2}{10} = \frac{235 \times 5^2}{10} = 2087,5 \text{ kgm} \quad (3.70)$$

$$h = \beta \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,366 \times \sqrt{\frac{2087,5}{0,2}} = 37,4 \text{ cm} \quad (3.71)$$

$$H = 37,4 + 2,6 = 40 \text{ cm} \quad (3.72)$$

$$h' = h \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 37,4 \times \left(1 - \frac{0,380}{3} \right) = 34,9 \text{ cm} \quad (3.73)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{M}{R_a \times h'} = \frac{208750}{1100 \times 34,9} = 5,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (3.74)$$

Verificação das tensões

$$y = \frac{15 \times 6,16}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 37,4}{15 \times 6,16}} \right) = 14,5 \text{ cm} \quad (3.75)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 208750}{20 \times 14,5 \times \left(37,4 - \frac{14,5}{3} \right)} = 44,7 \text{ kg/cm}^2 (= 4,47 \text{ MPa}) \quad (3.76)$$

Trabalho do ferro:

$$R'_a = \frac{208750}{6,16 \times \left(37,4 - \frac{14,5}{3} \right)} = 1040 \text{ kg/cm}^2 (= 104 \text{ MPa}) \quad (3.77)$$

Momento máximo negativo (semi-encastramento):

$$M = -\frac{pl^2}{12} = -\frac{835 \times 5^2}{12} = -1750 \text{ kgm} \quad (3.78)$$

$$h = 0,366 \times \sqrt{\frac{1750}{0,2}} = 34,2 \text{ cm} \quad (3.79)$$

$$h' = 34,2 \times \left(1 - \frac{0,380}{3} \right) = 29,8 \text{ cm} \quad (3.80)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{175000}{1100 \times 29,8} = 5,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 14 + 1\phi 10 = 5,41 \text{ cm}^2 \quad (3.81)$$

A barra de $\phi 10$ corre todo o comprimento da viga.

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 5,41}{20} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 34,2}{15 \times 5,41}} \right) = 12,9 \text{ cm} \quad (3.82)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 175000}{20 \times 12,9 \times \left(34,2 - \frac{12,9}{3} \right)} = 45 \text{ kg/cm}^2 (= 4,5 \text{ MPa}) \quad (3.83)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{175000}{5,41 \times \left(34,2 - \frac{12,9}{3}\right)} = 1080 \text{ kg/cm}^2 (= 108 \text{ MPa}) \quad (3.84)$$

Esforço transversal máximo:

$$T = \frac{835 \times 5}{2} = 2087,5 \text{ kg} \quad (3.85)$$

Trabalho ao corte:

$$t_0 = \frac{2087,5}{20 \times 29,8} = 3,5 \text{ kg/cm}^2 < 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.86)$$

Não precisa de estribos.

3.3.2.3. Galeria da cobertura da Bolsa do Pescado

A galeria é constituída por uma laje encastrada na parede e uma viga paralela a esta, que, por sua vez, se apoia em cachorros encastrados nos pórticos, ou nas paredes, conforme os casos. A viga, muito alta e pouco larga, constitui o parapeito da galeria.

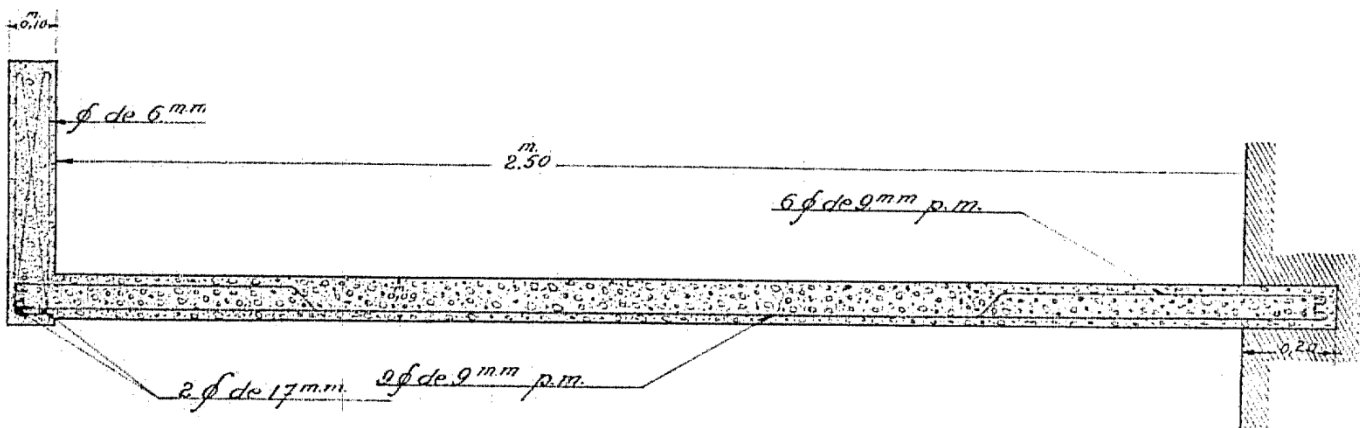


Fig.3.37. – Corte da galeria

- Laje

A galeria tem uma largura total de 2,60m de que, 0,10 pertencem à viga. Como a laje tem 0,09m de espessura, o vão teórico é de:

$$L = 2,50 + 0,09 \cong 2,60 \text{ m} \quad (3.87)$$

As cargas consideradas são: o peso próprio - $0,09 \times 1,00 \times 2500 = 225 \text{ kg/m}^2$, e a sobrecarga - 300 kg/m^2 , o que dá um total de 525 kg/m^2 .

Momento máximo positivo:

$$M = \frac{pl^2}{10} = \frac{525 \times 2,60^2}{10} \cong 360 \text{kgm} \quad (3.88)$$

$$h = 0,366 \times \sqrt{360} = 6,9 \cong 7 \text{cm} \quad (3.89)$$

$$H = 7 + 2 = 9 \text{cm} \quad (3.90)$$

$$h' = 7 \times \left(1 - \frac{0,380}{3}\right) = 6,1 \text{cm} \quad (3.91)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{36000}{1100 \times 6,1} = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 9\phi 9 = 5,72 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (3.92)$$

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 5,72}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 7}{15 \times 5,72}}\right) = 2,7 \text{ cm} \quad (3.93)$$

Trabalho do betão:

$$R_b^+ = \frac{2 \times 36000}{100 \times 2,7 \times \left(7 - \frac{2,7}{3}\right)} = 43,7 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (3.94)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{36000}{5,72 \times \left(7 - \frac{2,7}{3}\right)} = 1030 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (3.95)$$

Esforço transversal máximo:

$$T = \frac{525 \times 2,6}{2} \cong 690 \text{kg} \quad (3.96)$$

Trabalho ao corte:

$$t_0 = \frac{690}{100 \times \left(7 - \frac{2,7}{3}\right)} = 1,13 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 4,4 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (3.97)$$

Não precisa de estribos.

Colocaram-se barras de distribuição de $\phi 6$, todos os 12cm.

▪ Viga parapeito

A viga parapeito é uma viga contínua sobre quatro apoios, tendo o comprimento dos tramos 5m, uma altura de 0,56m e uma largura 0,10m.

As cargas permanentes g consideradas foram: o peso próprio - $0,56 \times 0,10 \times 2500 = 140 \text{ kg/m}$ e o peso próprio da laje $1,25 \times 225 = 281,25 \text{ kg/m}$; o que dá um total de g de 425 kg/m^2 , aproximadamente, e a sobrecarga $p - 375 \text{ kg/m}^2$.

A determinação dos valores dos momentos é efectuada segundo as tabelas de Winckler.

Momento máximo negativo (Tabelas de Winckler, C.Kersten, construcciones de Hormigón Armado, pag.807 – Ed. GILI-BARCELONA) :

$$M = -(0,1g + 0,11667p)l^2 = -(0,1 \times 425 + 0,11667 \times 375) \times 5^2 = -2160 \text{ kgm} \quad (3.98)$$

$$h = 0,366 \times \sqrt{216} = 53,9 \cong 54 \text{ cm} \quad (3.99)$$

$$H = 54 + 2 = 56 \text{ cm} \quad (3.100)$$

$$h' = 54 \times \left(1 - \frac{0,380}{3}\right) = 48,9 \text{ cm} \quad (3.101)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{216000}{1100 \times 48,9} = 4,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 17 = 4,54 \text{ cm}^2 \quad (3.102)$$

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 4,54}{10} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 10 \times 54}{15 \times 4,54}}\right) = 21 \text{ cm} \quad (3.103)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 216000}{10 \times 21 \times \left(54 - \frac{21}{3}\right)} = 43,8 \text{ kg/cm}^2 (= 4,38 \text{ MPa}) \quad (3.104)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{216000}{4,54 \times \left(54 - \frac{21}{3}\right)} = 1010 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.105)$$

Momento máximo positivo (Winckler):

$$M = (0,08g + 0,1p)l^2 = (0,08 \times 425 + 0,1 \times 375) \times 5^2 \cong 1790 \text{ kgm} \quad (3.106)$$

$$h = 0,366 \times \sqrt{179} = 49 \text{ cm} \quad (3.107)$$

$$h' = 49 \times \left(1 - \frac{0,380}{3}\right) = 42,8 \text{ cm} \quad (3.108)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{179000}{1100 \times 48,9} = 3,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 17 = 4,54 \text{ cm}^2 \quad (3.109)$$

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 4,54}{10} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 10 \times 49}{15 \times 4,54}} \right) = 19,7 \text{ cm} \quad (3.110)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 179000}{10 \times 19,7 \times \left(49 - \frac{19,7}{3} \right)} = 42,9 \text{ kg/cm}^2 (= 4,29 \text{ MPa}) \quad (3.111)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{179000}{4,54 \times \left(49 - \frac{19,7}{3} \right)} = 930 \text{ kg/cm}^2 (= 93 \text{ MPa}) \quad (3.112)$$

Uma das barras sobe para os apoios.

Esforço transversal máximo (Winckler):

$$T = -(0,6g + 0,6167p)L = -2431,5 \text{ kg} \quad (3.113)$$

Trabalho ao corte:

$$t_0 = \frac{2431,5}{10 \times \left(54 - \frac{21}{3} \right)} = 5,2 \text{ kg/cm}^2 > 4,4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.114)$$

Colocou-se estribos de arame $\phi 6$ de 4 ramos, com a secção de $0,28 \text{ cm}^2$. O espaçamento dos estribos é:

$$d = \frac{R_a N h' w'}{T} = \frac{880 \times 4 \times 42,8 \times 0,28}{2431,5} = 17,4 \text{ cm} \quad (3.115)$$

Adoptou-se 17cm.

▪ Cachorros

Os cachorros, de igual resistência e largura constante, têm comprimento de 2,60m e suportam, a 2,55m do encastramento, a seguinte carga concentrada: peso próprio da viga e da laje $425 \times 4,60 = 1955 \text{ kg}$; e sobrecarga de $375 \times 4,60 = 1725 \text{ kg}$. O que dá um total de 3680kg.

O momento de encastramento é $-3680 \times 2,55 = -9384 \text{ kgm}$.

A designação de cachorros é hoje atribuída a um elemento estrutural bastante diferente. Este elemento construtivo equivale a uma consola encastrada nas paredes e nos pórticos da loja.

A secção de encastramento tem 40x65m.

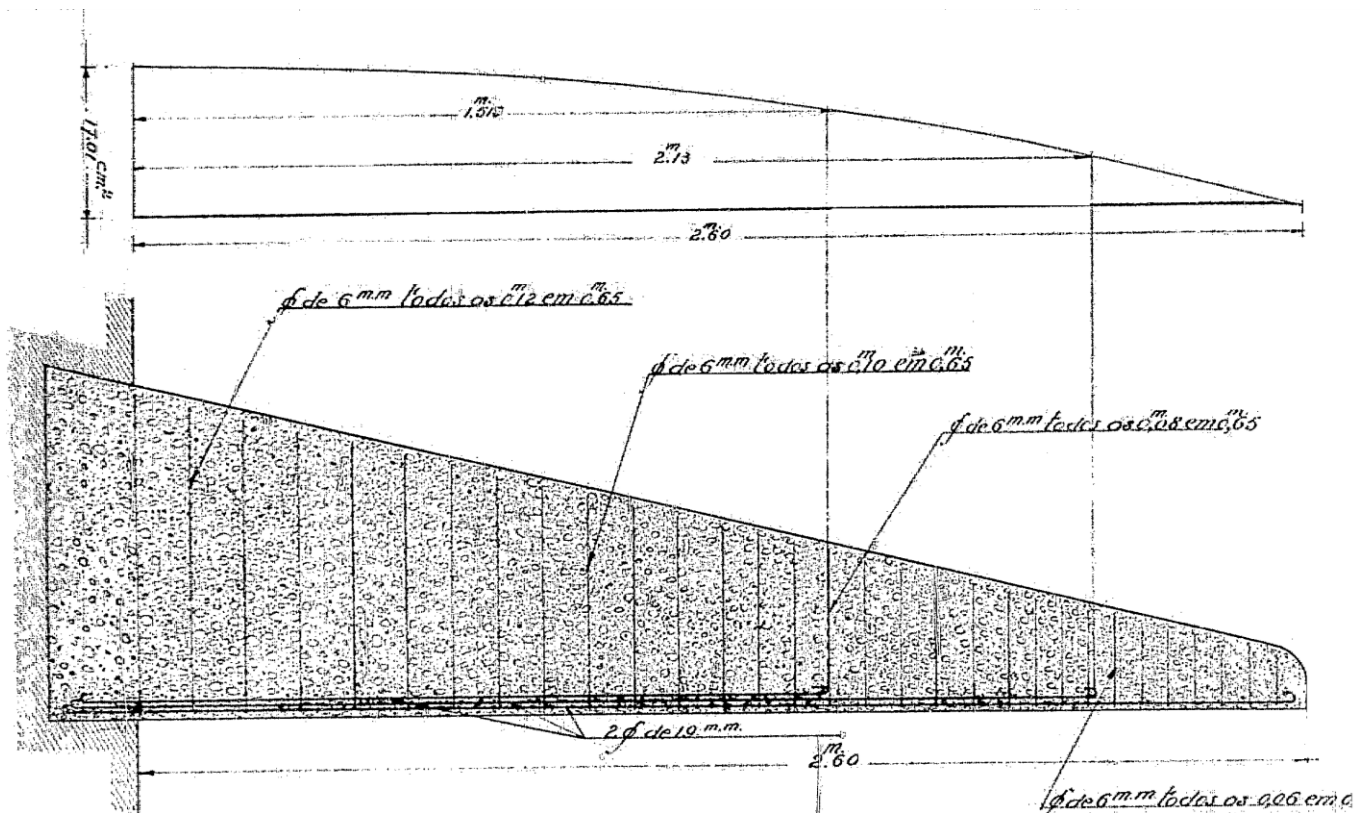


Fig.3.38. – Esquema do cachorro

O peso próprio do cachorro é:

$$P = 2,60 \times \frac{0,40 \times 0,65}{2} \times 2500 = 845kg \quad (3.116)$$

O momento de encastramento produzido pelo peso próprio suposto concentrado a $1/3 \times 2,60$ da secção de encastramento é:

$$P = 845 \times \frac{2,60}{3} = 732kg \quad (3.117)$$

Momento de encastramento total:

$$M = 9384 + 732 = 10116kgm \quad (3.118)$$

$$h = 0,366 \times \sqrt{\frac{10116}{0,40}} = 58,2cm \quad (3.119)$$

$$h' = 58,2 \times \left(1 - \frac{0,380}{3}\right) = 50,8cm \quad (3.120)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{1011600}{1100 \times 50,8} = 18,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 20 = 18,84 \text{ cm}^2 \quad (3.121)$$

Altura total da secção:

$$H = 58,2 + 1,0 + 1,8 + 2,0 + 2,0 = 65 \text{ cm} \quad (3.122)$$

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 18,84}{40} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 58,2}{15 \times 18,84}} \right) = 22,6 \text{ cm} \quad (3.123)$$

Trabalho do betão:

$$R'_b = \frac{2 \times 1011600}{40 \times 22,6 \times \left(58,2 - \frac{22,6}{3} \right)} = 44,2 \text{ kg/cm}^2 (= 4,42 \text{ MPa}) \quad (3.124)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{1011600}{18,84 \times \left(58,2 - \frac{22,6}{3} \right)} \cong 1060 \text{ kg/cm}^2 (= 106 \text{ MPa}) \quad (3.125)$$

O comprimento teórico foi aumentado de $8,5 \times 2,0 = 17 \text{ cm}$, para os ganchos.

A dispensa da armadura (Fig.3.29.) foi efectuada atribuindo uma altura correspondente a área máxima de armadura, dividindo-a em três partes, e o prolongamento das rectas que auxiliam esta divisão, intersectam a parábola referente à resistência da armadura, e na sua intersecção interrompe-se os varões de aço.

Para a determinação dos estribos, supôs-se o peso morto concentrado na extremidade, com o valor de (Cosyn): $\frac{1}{2} P = 422,5 \text{ kg}$.

A carga total c concentrada na extremidade é, pois, de: $T = 3680 + 422,5 = 4102,5 \text{ kg}$, arredondando-se para 4110 kg , e o outro tanto vale o esforço transversal, constante ao longo do cachorro.

Como indica Cosyn, dividimos o cachorro em quatro troços, sendo em cada um deles, o espaçamento dos estribos, constante. Estes são de quatro ramos e constituídos por arame de $\phi 6$, com a secção de $0,28 \text{ cm}^2$.

Espaçamento no 1º troço:

$$d = \frac{R_a N h' w'}{T} = \frac{880 \times 4 \times 0,28 \times 50,8}{4110} \cong 12 \text{ cm} \quad (3.126)$$

No 2º troço:

$$d = \sqrt{1 - \frac{1}{4}} \times 12 \cong 10 \text{cm} \quad (3.127)$$

No 3º troço:

$$d = \sqrt{1 - \frac{2}{4}} \times 12 \cong 8 \text{cm} \quad (3.128)$$

No 4º troço:

$$d = \sqrt{1 - \frac{3}{4}} \times 12 \cong 6 \text{cm} \quad (3.129)$$

Cada troço tem $1/4 \times 2,6 = 0,65 \text{m}$ de comprimento.

Estudo do encastramento destes cachorros nos muros:

Seguindo a teoria indicada na pag.249 das lições de Cimento Armado, da Faculdade de Engenharia do Porto, pelo Assistente Engenheiro Antão de Almeida Garrett (Porto – 1933).

A espessura do muro e é de 60cm. O comprimento livre do cachorro l é de 260cm. A largura do cachorro b , que teve um alargamento, é de 75cm.

Determinação da fibra neutra do muro:

$$y_2 = \frac{2}{3} \left(e + L + \frac{L^2}{e + 2L} \right) = \frac{2}{3} \times \left(60 + 260 + \frac{260^2}{60 + 2 \times 260} \right) = 291 \text{cm} \quad (3.130)$$

Distância da fibra neutra à face interior do muro:

$$y_1 = 291 - 260 = 31 \text{cm} \quad (3.131)$$

O peso próprio do cachorro produz o momento de encastramento de 732kgm.

A carga concentrada na extremidade equivalente é $P_1 = 735/2,6 = 281,2 \text{kg}$, arredondando-se para 285kg. A carga total c concentrada na extremidade é de $P = 3680 + 285 = 3965 \text{kg}$.

Compressão da alvenaria:

$$R_c = \frac{P}{be \left(y_1 - \frac{e}{2} \right)} y_1 = \frac{3965}{75 \times 60 \times \left(31 - \frac{69}{2} \right)} \times 31 = 0,88 \times 31 = 27,3 \text{kg/cm}^2 < 30 \text{kg/cm}^2 \quad (3.132)$$

Tracção na cauda:

$$R_c = \frac{P}{be \left(y_1 - \frac{e}{2} \right)} (e + L - y_2) = 0,88 \times 31 = 0,88 \times (69 + 260 - 291) = 25,6 \text{kg/cm}^2 < 30 \text{kg/cm}^2$$

$$(3.133)$$

Esforço de tracção total na cauda:

$$R_c = \frac{25,6 \times (60 - 31) \times 75}{2} = 0,88 \times 31 = 27840 \text{kg} \quad (3.134)$$

Sendo H a altura da parede, tem de ser:

$$\begin{aligned} H(H + 0,75) \times 0,60 \times 2500 &= 27840 \quad (3.135) \\ 300H^2 + 225H - 55687 &= 0 \\ H &\cong 4,00 \text{m} \end{aligned}$$

A parede tem, acima dos cachorros, altura superior a esta.

3.3.2.4. Pórticos da Bolsa do Pescado

Os pórticos têm as seguintes dimensões principais: vão L igual a 20,60m; altura dos pés direitos h igual a 12,00m; flecha do eixo parabólico do arco f igual a 2,50m; distância de eixo a eixo dos pórticos igual a 5,00m; altura a que está colocada a galeria igual a 7,60m; secção do fecho e dos pilares igual a 1,00x0,40m; e secção das impostas 1,20x0,40m.

Fez-se uma concordância das secções do fecho e pilares com as das impostas.

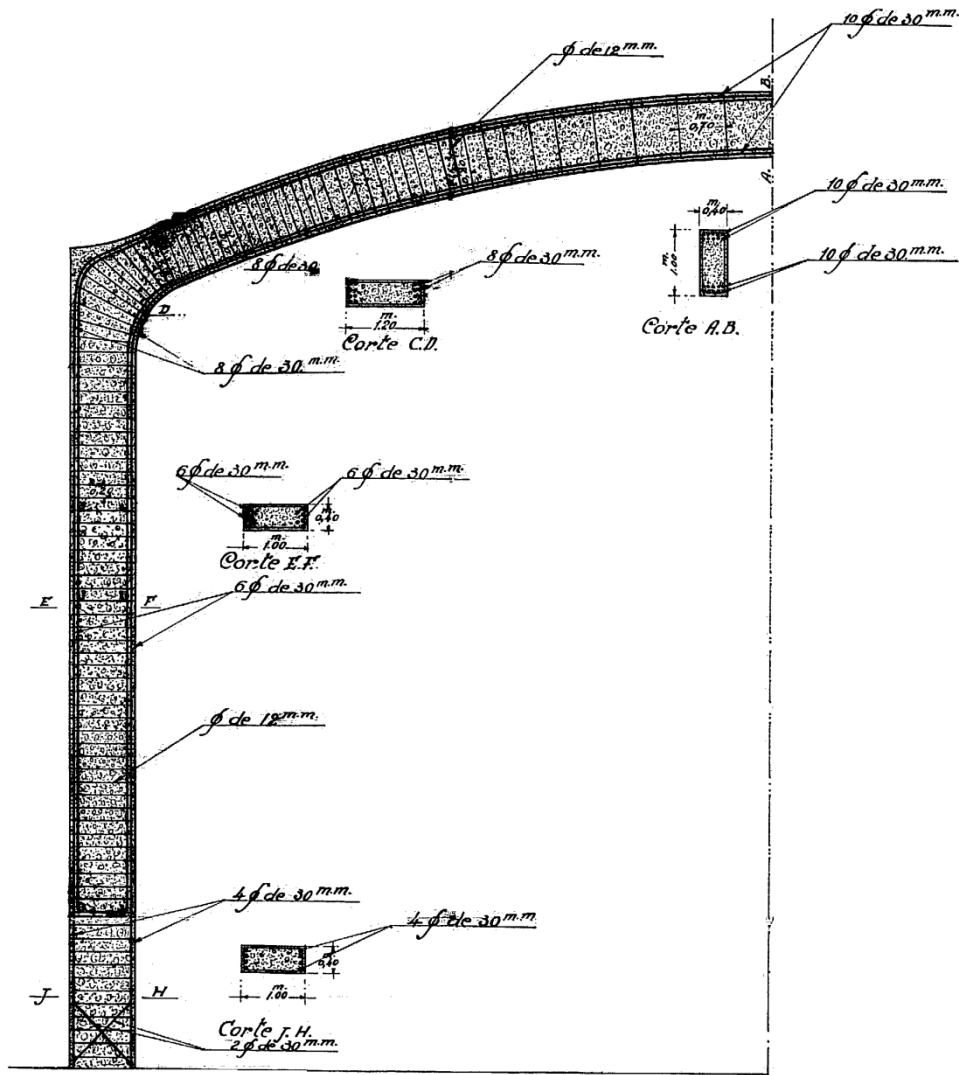


Fig.3.39. – Corte de um pórtico

A equação do eixo do arco é:

$$y = \frac{4f}{L^2} (L - x) \quad (3.136)$$

O estudo dos pórticos foi efectuado supondo-os articulados nas bases dos pés direitos e a determinação de incógnita hiperestática decorrente desta hipótese feita pelo formulário de Kleinlogel (A. Kleinlogel, Pórticos simples y Marcos – pag.333 – Ed. Labor-Madrid) nos casos de carga nele contidos e pela aplicação do teorema dos trabalhos virtuais (Santarella, II Cemento Armado – Vol. II – pag.516) para a consideração de carga assimétrica resultante dos cachorros em que se apoia a galeria.

Constantes do método (Kleinlogel) são:

Momento de inércia de arco e dos pilares:

$$\begin{aligned}
 I_1 = I_2 &= \frac{0,40 \times 1,00^3}{12} = 0,0333m^4 \\
 K_1 &= \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h}{L} = \frac{12,00}{20,60} = 0,5825 \\
 K_2 = 1 \quad \varphi &= \frac{f}{h} = \frac{2,50}{12,00} = 0,2083
 \end{aligned}
 \tag{3.137}$$

$$N = 5(2K_1 + 3) + 4\varphi(5 + 2\varphi) = 5 \times (2 \times 0,5825 + 3) + 4 \times 0,2083 \times (5 + 2 \times 0,2083) = 25,338
 \tag{3.138}$$

- Peso próprio

Carga por metro corrente de corda:

$$q = 0,40 \times 1,00 \times 2500 = 1000kg
 \tag{3.139}$$

Impulso:

$$H = \frac{ql^2}{4h} \times \frac{5 + 4\varphi}{N} = \frac{1000 \times 20,5^2}{4 \times 12} \times \frac{5 + 4 \times 0,2083}{25,338} = 2035,3kg \cong 2040kg
 \tag{3.140}$$

Momentos nas impostas:

$$M_B = -Nh = -2040 \times 12 = -24480kgm
 \tag{3.141}$$

Momento no fecho do arco:

$$M_B = \frac{ql^2}{8} - Hh(1 + \varphi) = \frac{1000 \times 20,6^2}{8} - 24480 \times (1 + 0,2083) = 23,466kgm
 \tag{3.142}$$

Reacções:

$$V_A = V_B = \frac{ql}{2} = \frac{1000 \times 20,6}{2} = 10300kg
 \tag{3.143}$$

- Carga e sobrecarga transmitidas pelas terças

Através das fórmulas de Kleinlogel foi determinada a carga relativa ao peso próprio das terças, somando as várias hipóteses estudadas (3.151)

Considerou-se sucessivamente as hipóteses correspondentes a cada par de terças equidistantes dos pilares, utilizando as fórmulas seguintes (Kleinlogel):

$$H = \frac{5Pab}{lh} \times \frac{3 + 2\varphi(1 + \alpha\beta)}{N}
 \tag{3.144}$$

Onde P é a carga transmitida por cada terça que toma o valor de 3430kg, a é a distância da terça de esquerda ao pilar esquerdo, b é a distância da terça da esquerda ao pilar direito. Os coeficientes α e β são a razão entre a e L e b e L , respectivamente.

Obteve-se para as várias distâncias:

$$\alpha = \frac{2,94}{20,6} = 0,142 \quad \beta = \frac{17,66}{20,6} = 0,857 \quad (3.145)$$

$$H = \frac{5 \times 3430 \times 2,94 \times 17,66}{12 \times 20,6} \times \frac{3 + 2 \times 0,2083(1 + 0,142 \times 0,857)}{25,338} \cong 500kg \quad (3.146)$$

$$\alpha = \frac{5,88}{20,6} = 0,285 \quad \beta = \frac{14,72}{20,6} = 0,716 \quad (3.147)$$

$$H = \frac{5 \times 3430 \times 5,88 \times 14,72}{12 \times 20,6} \times \frac{3 + 2 \times 0,2083(1 + 0,285 \times 0,716)}{25,338} \cong 830kg \quad (3.148)$$

$$\alpha = \frac{8,82}{20,6} = 0,428 \quad \beta = \frac{11,78}{20,6} = 0,571 \quad (3.149)$$

$$H = \frac{5 \times 3430 \times 8,82 \times 11,78}{12 \times 20,6} \times \frac{3 + 2 \times 0,2083(1 + 0,428 \times 0,571)}{25,338} \cong 1000kg \quad (3.150)$$

Total:

$$H = 500 + 830 + 1000 = 2330kg \quad (3.151)$$

Reacções:

$$V_A = V_B = 3 \times 3430 = 10290kg \quad (3.152)$$

Momentos:

$$\begin{aligned} M_B = M_C &= -Hh = -2330 \times 12 = -27960kgm \\ M_B &= 10290 \times 10,3 - 3430 \times (7,36 + 4,42 + 1,48) - 2330 \times 12 \times 1,2083 = 26721kgm \end{aligned} \quad (3.153)$$

- Carga e sobrecarga transmitidas pelos cachorros que suportam a galeria

A galeria está situada 7,60m acima da base dos pilares. As cargas transmitidas são: a carga de 3680kg concentrada a 2,55m do eixo do pilar; a carga de 845kg concentrada a 0,87m do mesmo eixo.

A resultante vale 4525kg e está concentrada a

$$\frac{3680 \times (2,55 - 0,87)}{4525} + 0,87 = 1,37 + 0,87 = 2,24m \cong 2,30m \quad (3.154)$$

do eixo.

Aplicando o teorema dos trabalhos virtuais, chega-se ao seguinte valor para o impulso:

$$H = \frac{15V_a h(2\varphi + 3) + 720K_1 f}{5Kh(2K + 3) + 4K_1 \varphi(32K_1 + 5K)} \quad (3.155)$$

Onde

$$V_A = \frac{Pb}{L} = \frac{4525 \times 2,30}{20,6} \cong 510kg$$

$$K_1 = \frac{f}{L} = \frac{2,50}{20,60} = 0,121 \quad (3.156)$$

Substituindo os diferentes valores, obtêm-se:

$$H \cong 413kg$$

$$V_B = 4015kg$$

$$M_B = -413 \times 12 = -4956kgm$$

$$M_S = -413 \times (12 + 2,5) + \frac{4525 \times 2,30}{2} = -778,5kgm$$

$$M_C = -413 \times 12 + 4525 \times 2,30 = 5451,5kgm$$

$$M_E = -413 \times 7,60 + 4525 \times 2,30 = 7268,7kgm$$

$$M'_E = -413 \times 7,60 = -3138,9kgm \quad (3.157)$$

- Variações de temperatura de $\pm 15^\circ$

$$H = \frac{15EI_2 \alpha t}{h^2 N} \quad (3.158)$$

Onde E é igual a $20000000000kg/m^3$; I_2 é igual a $0,0333m^4$; α é igual a $0,000012$; e t é igual a $\pm 15^\circ$.

Vem:

$$H \cong \pm 50kg$$

$$V_B = V_A = 0kg$$

$$M_B = M_A = \mp 50 \times 12 = \mp 600kgm$$

$$M_S = \mp 50 \times 12 \times (1 + 0,2083) = \mp 724,98kgm \quad (3.159)$$

- Contração da presa (equivalente a um abaixamento de temperatura de $t = -10^\circ$)

$$\begin{aligned} H &= -330kg \\ V_B &= V_A = 0kg \\ M_B &= M_C = 396kgm \\ M_S &= 396 \times (1 + 0,2083) = 478,5kgm \end{aligned}$$

(3.160)

- Vento horizontal de $150kg/m^2$

Sobre as pernas, aplicando-se a pressão por metro linear:

$$q = 150 \times 0,40 = 60kg/m$$

(3.161)

$$H = \frac{5qh}{8} \times \frac{5K + 6 + 4\varphi}{N} \cong 175kg$$

$$H_1 = qh - H = 545kg$$

$$V_A = -V_B = \frac{qh^2}{2l} = 209,7kg$$

$$M_B = \frac{qh^2}{4} - Hh = 2220kgm$$

$$M_C = -Hh = -2100kgm$$

$$M_S = \frac{qh^2}{4} - Hh(1 + \varphi) = -377,4kgm$$

(3.162)

Sobre o arco:

$$H = \frac{qf}{H} \times \frac{35(2K + 3) + 16\varphi(7 + 2\varphi)}{N} \cong 72kg$$

$$H_1 = qf - H = 78kg$$

$$V = \frac{qf(2h + f)}{2L} = 96,4kg$$

$$M_B = (qf - H)h = 936kgm$$

$$M_C = -Hh = -864kgm$$

$$M_S = \frac{VP}{4} - Hh(1 + \varphi) = 128,9kgm$$

(3.163)

Resumo:

- Cargas, sobrecargas e contracção da presa

$$\begin{aligned}
 H &= 4750kg \\
 V_B &\cong 24800kg \\
 V_A &\cong 21120kg \\
 M_B &= -57000kgm \\
 M_C &\cong -46100kgm \\
 M_S &\cong 50120kgm
 \end{aligned}
 \tag{3.164}$$

- Temperatura

$$\begin{aligned}
 H &= \pm 50kg \\
 V &= 0kg \\
 M_B &= M_C = \mp 600kgm \\
 M_S &= \pm 724,9kgm
 \end{aligned}
 \tag{3.165}$$

- Vento

$$\begin{aligned}
 H &= 247kg \\
 H_1 &= 623kg \\
 V &= 306kg \\
 M_B &= 3150kgm \\
 M_C &= -2964kgm \\
 M_S &= -248,5kgm
 \end{aligned}
 \tag{3.166}$$

Para a verificação da segurança das secções do pórtico foram estudadas diferentes hipóteses. Para as secções de meio vão da viga, as secções de topo do pilar e as secções de encastramento da galeria, somam-se os momentos das hipóteses que são mais desfavoráveis nesses locais, assimilando-se este processo às combinações de acções.

Verificação da estabilidade:

- Fecho - secção 100x40cm

Nesta secção tem-se os máximos esforços para abaixamento de temperatura de 15°.

O momento máximo M é igual à soma de 50120 com 724,9 que dá, arredondando, 50850kgm. A compressão axial P é igual à subtracção de 4750 com 50 que dá 4700kg.

Armou-se simetricamente, com as seguintes armaduras:

$$A_a = A'_a = 10\phi 30 = 70,7cm^2
 \tag{3.167}$$

Determinação da linha neutra:

$$y^3 - 3\left(\frac{H}{2} - D\right)y^2 + 12mD\frac{A_a}{b}y - 6m\frac{A_a}{b}(2c^2 + HD) = 0 \quad (3.168)$$

Onde H é igual a 100cm, b é igual a 40cm, c é igual a 46cm, e D é igual á divisão entre M e P (5085000/4750) que dá 1082cm.

Vem y é igual a 38,4cm.

Tensões:

$$\begin{aligned} R'_b &= \frac{M}{\frac{by}{2}\left(\frac{H}{2} - \frac{y}{3}\right) + 2mA_a\frac{c^2}{2}} = 34,9kg/cm^2 (= 3,49MPa) \\ R'_a &= \frac{mR'_b}{y}\left(c + \frac{H}{2} - y\right) = 785kg/cm^2 (= 78,5MPa) \\ R'_a &= \frac{mR'_b}{y}\left(c - \frac{H}{2} + y\right) \cong 469kg/cm^2 (= 46,9MPa) \end{aligned} \quad (3.169)$$

- Secção mais alta do pilar

Os efeitos mais desfavoráveis obtêm-se para o aumento de temperatura e vento.

O momento máximo M é igual à soma dos momentos negativos (-5700;-600;-2964) e dá -60564kgm. A compressão axial P é igual à soma de 21120 com 306 que dá 21426kg.

Armaduras:

$$A_a = A'_a = 8\phi 30 = 56,56cm^2 \quad (3.170)$$

Sendo D igual a 282cm, H igual a 120cm, b igual a 40cm e c igual a 56cm. O que resulta de y com valor igual a 48,3cm.

Tensões:

$$\begin{aligned} R'_b &= \frac{6056400}{20 \times 48,3\left(60 - \frac{48,3}{3}\right) + 2 \times 15 \times 56,56 \times \frac{56^2}{48,3}} = 39,6kg/cm^2 (= 3,96MPa) \\ R'_a &= \frac{15 \times 39,6}{48,3}(56 + 60 - 48,3) \cong 832kg/cm^2 (= 83,2MPa) \\ R'_a &= \frac{15 \times 39,6}{48,3}(56 - 60 + 48,3) \cong 545kg/cm^2 (= 5,45MPa) \end{aligned} \quad (3.171)$$

- Secção de encastramento do cachorro – 100x40

Consideram-se os efeitos mais desfavoráveis para aumento de temperatura e vento.

O momento máximo M é igual à soma de (-4750;-50;-247) multiplicados por 7,60 que dá aproximadamente -38400kgm. A compressão axial P é igual à soma de 24800 com 306 que dá 25106kg.

Armaduras:

$$A_a = A'_a = 6\phi 30 = 42,42\text{cm}^2 \quad (3.172)$$

Sendo D igual a 152cm, H igual a 120cm, b igual a 40cm e c igual a 46cm. O que resulta de y com valor igual a 42,3cm.

Tensões:

$$\begin{aligned} R'_b &= 40,9\text{kg/cm}^2 (= 4,09\text{MPa}) \\ R_a &= 778\text{kg/cm}^2 (= 77,8\text{MPa}) \\ R'_a &= 556\text{kg/cm}^2 (55,6\text{MPa}) \end{aligned} \quad (3.173)$$

- Secção da base do pilar mais carregado

A compressão axial é igual a soma de 24800 com 0,40x1,00x2500 que dá 25400kg.

Armaduras:

$$A_a = A'_a = 4\phi 30 = 28,28\text{cm}^2 \quad (3.174)$$

Tensão:

$$R'_b = \frac{25400}{40 \times 60 + 15 \times 28,28} = 9\text{kg/cm}^2 (= 0,9\text{MPa}) \quad (3.175)$$

Os esforços transversos actuantes são: peso próprio 10300kg; sobrecarga 10290kg; galeria 328kg; e vento 306kg. O que dá um total de 21224kg.

Colocam-se estribos de arame de $\phi 12$ de dois ramos, com espaçamento de:

$$d = \frac{R_a N h' w'}{T} = \frac{880 \times 2 \times 116 \times \left(1 - \frac{0,38}{3}\right) \times 1,13}{21224} \cong 16\text{cm} \quad (3.176)$$

A 2,94m do pilar T toma o valor de 17000kg e d de 20cm. A 5,88m do pilar T toma valor de 500 kg e d de 70 cm.

3.3.2.5. Fundações da Bolsa do Pescado

As fundações da Bolsa do Pescado (Fig.3.31. e 3.32.) efectuaram-se em estacaria de madeira, sobre a qual assentaram sapatas correntes ao longo dos muros.

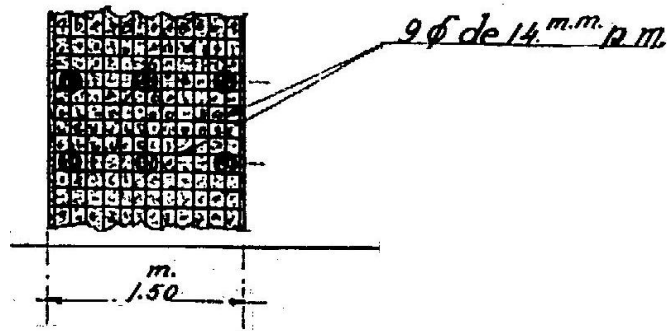


Fig.3.40. – Planta das sapatas dos pórticos

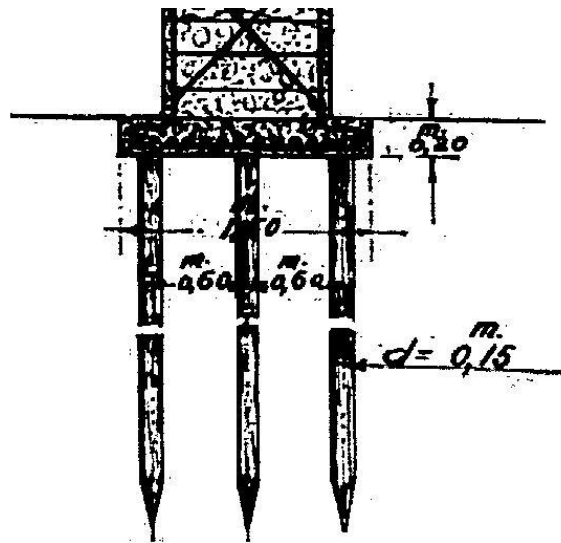


Fig.3.41. – Corte das sapatas dos pórticos

A carga máxima descarregada pelos pórticos P é de 25400kg. O peso por metro corrente de parede p de 0,60m de espessura é 0,60x12x2500 igual a 18500kg.

As fundações calcularam-se para a carga de 30 toneladas por metro corrente, incluindo o peso da sapata e das terras.

- Estacas

As estacas têm 15cm de diâmetro, como as calculadas para os pilares em cogumelos.

Colocaram-se seis estacas por metro, seja, 5000kg por estaca.

A nega é:

$$x = \frac{Ph}{10R'} = \frac{600 \times 6}{10 \times 5000} = 0,072m \quad (3.177)$$

E o trabalho da madeira é:

$$R'_a = \frac{5000}{176,7} = 28 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.178)$$

- Sapata corrente

A largura da sapata b é igual a 150mm e a saliência s é igual a 45mm.

Supondo que a sapata descarrega directamente no terreno, a carga distribuída é de:

$$q = \frac{30000}{150 \times 100} = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.179)$$

Momento máximo:

$$M = 50 \text{ ps}^2 = 50 \times 2 \times 45^2 = 202500 \text{ kgcm} \quad (3.180)$$

Altura útil:

$$h = 0,366\sqrt{2025} = 16,5 \text{ cm} \quad (3.181)$$

Altura total:

$$H = 16,5 + 3,5 = 20 \text{ cm},$$

$$h' = 16,5 \left(1 - \frac{0,38}{3} \right) = 14,4 \text{ cm} \quad (3.182)$$

Armadura:

$$A_a = \frac{202500}{110 \times 14,4} = 12,8 \rightarrow 9\phi 14 / \text{m} = 13,86 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (3.183)$$

Barras de distribuição: 9 ϕ 12/m

Verificação das tensões:

$$y = \frac{15 \times 13,86}{100} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14,4}{15 \times 13,86}} \right) = 5,9 \text{ cm} \quad (3.184)$$

Trabalho do betão:

$$R_b^+ = \frac{2 \times 202500}{100 \times 5,9 \times \left(16,5 - \frac{5,8}{3} \right)} \cong 45 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.185)$$

Trabalho do ferro:

$$R_a = \frac{202500}{13,86 \times \left(16,5 - \frac{5,8}{3}\right)} \cong 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.186)$$

Não precisa de estribos.

3.4. COMPARAÇÃO DO PROJECTO COM O RBA

A elaboração do projecto de estruturas da Bolsa do Pescado foi executada no início da década de 1930, sendo aprovado em Abril de 1934. O aparecimento do primeiro regulamento de betão armado deu-se no ano seguinte. Estando o engenheiro Francisco Correia de Araújo envolvido na concepção do Regulamento do Betão Armado (RBA, Decreto nº25948, de 16 de Outubro de 1935) tornou-se extremamente interessante, e até inevitável, proceder-se a uma comparação entre este conjunto de normas e o projecto, com o intuito de demonstrar a "actualidade" deste em relação ao RBA. Apesar da sua contribuição para o nascimento do regulamento, é necessário ter em atenção que o engenheiro se guiou pelas "Instruções regulamentares para o emprego do betão armado" e pelo Regulamento Alemão de 1925, logo as semelhanças entre os documentos podem não coincidir na sua totalidade.

3.4.1. MATERIAIS

As indicações regulamentares quanto à composição e dosagem do betão normal (300 kg de cimento, 400 l de areia e 800 l de pedra) são diferentes das adoptadas para a construção do edifício (350kg de cimento, 400 l de godo e 800 l de areia). Contudo, o artigo 10º c) do RBA refere que "podem adoptar-se outras dosagens, mas de forma que a quantidade de cimento por m³ de betão antes da presa e apilado seja pelo menos de 300kg" [14].

3.4.2. BASES DE CÁLCULO

Quanto às cargas permanentes, o Professor Correia de Araújo optou por considerar o peso próprio do betão armado igual a 2500 kg/m², valor ligeiramente diferente ao imposto pelo Art. 12º que aponta como valor previsto 2400 kg/m².

No que se refere às sobrecargas uniformemente distribuídas dos edifícios, o Art. 13º do RBA fornece valores mínimos para distintas situações de cálculo. À laje do pavimento da loja foi aplicada uma sobrecarga de 500 kg/m², valor superior ao determinado pelo regulamento, que impõe um valor de 400 kg/m² para edifícios públicos. Todavia, nesta cláusula encontra-se uma excepção. É permitido estabelecer diferentes valores para as sobrecargas desde que estes sejam devidamente justificados, porém isso não acontece no projecto. Os pilares onde este pavimento assenta, e os capiteis que fazem a ligação destes dois elementos estruturais também têm em conta esta sobrecarga multiplicada pela área da laje.

Quando passa ao projecto da cobertura, o engenheiro aplicou à laje três sobrecargas diferentes, devidamente justificadas. Considerou 30 kg/m² para o hidrófogo e revestimento e 36 kg/m² para as reparações, valores não comparáveis com os do regulamento pois só é referido o caso de coberturas-terraços não acessíveis ao público igual a 100 kg/m². A galeria apresenta uma situação idêntica à laje da loja com uma sobrecarga não explícita de valor 300 kg/m².

O estudo do pórtico, no plano, tornou-se mais alargado, analisando variadas hipóteses. Começando pela pressão horizontal do vento, na continuação do Art. 13º, verifica-se a igualdade entre o projecto e o RBA. No que diz respeito às variações de temperatura e contracção do betão, segundo o Art. 17º, para sistemas estaticamente indeterminados, cujas construções se achem expostas a fortes variações de temperatura, tais como os pórticos, devem-se ter em conta um abaixamento de temperatura de -15º e um aumento de 15º, provenientes das variações de temperatura do ar ambiente; deve, também, ser tido em consideração os esforços resultantes da contracção do betão durante o endurecimento, acção esta que se assimila a um abaixamento de -15º. Ambos os assuntos são abordados no projecto, todavia, foi ponderado um abaixamento de temperatura de apenas -10º para a contracção do betão.

3.4.3. NORMAS GERAIS DE CÁLCULO E LIMITES DE FADIGA

Tal como, no primeiro artigo deste capítulo (Art. 18º), os cálculos de resistências foram efectuados por métodos científicos baseados em dados experimentais, como por exemplo, o método gráfico de Mohr na determinação das tensões máximas do pilar do pavimento da loja, sempre homogeneizando as secções heterogéneas de betão armado em secções fictícias equivalentes de betão pela aplicação de um coeficiente de equivalência m .

Em todo o projecto foram determinadas as forças externas (esforços e momentos produzidos) para as condições mais desfavoráveis das sobrecargas e forças adicionais, processo idêntico ao descrito no Art. 19º.

De acordo com o Art.20º - esforços internos – o coeficiente de equivalência era $m=15$, servindo este valor para o cálculo das tensões das partes da construção. Na leitura do projecto é perceptível o emprego deste factor na fase de verificação das tensões.

Na introdução de cada parte do projecto está presente a informação relativa aos devidos valores a respeitar para as tensões admissíveis (ou limites de fadiga) de cada material: o betão é limitado por 45 kg/cm² e o aço por 1100 kg/cm². Os limites de fadiga do betão para edifícios, segundo o Art.21º, são separados consoante a natureza da compressão, para a compressão simples o limite é de 45 kg/cm² e para a compressão resultante da flexão simples e composta é de 50 kg/cm². No projecto não há distinção na natureza da compressão do betão daí estar apenas fixo um valor para as tensões admissíveis. Quanto aos limites de fadiga do aço de tracção, o regulamento impõe, no Art.22º, um limite para o aço normal para elementos de construção gerais de 1200 kg/cm², valor um pouco superior ao do projecto.

O RBA (Art. 23º) obriga à verificação das tensões tangenciais ou de escorregamento em todos os elementos ou partes de construção de betão armado solicitadas à flexão, efectuando-se o cálculo sem se ter em conta os varões inclinados ou os estribos. Na verificação do trabalho ao corte, do projecto, dispensa-se a colocação de estribos se as tensões forem inferiores a 4,4 kg/cm², independentemente do elemento de construção que está a ser avaliado. Segundo este artigo torna-se necessário a colocação de varões inclinados e/ou estribos se a tensão de corte for superior a 6 kg/cm² nas lajes e a 4 kg/cm² nas vigas e pórticos.

3.4.4. LAJES ARMADAS EM CRUZ

Para uma correcta análise das lajes é indispensável definir o vão teórico l , distância entre os eixos dos apoios. A espessura destes elementos estruturais tem de respeitar requisitos mínimos consoante o fim a que se destina. Em geral, a espessura mínima é de 7 cm, com excepção das lajes destinadas a

coberturas, podendo o valor descer até aos 5 cm. As espessuras das lajes do pavimento da loja, da cobertura e da galeria tomam valores iguais a 18 cm, 6cm e 9 cm, respectivamente. Confirma-se, assim, o cumprimento das exigências do Art. 26º.

Da mesma forma que se define o vão teórico e a espessura mínima das lajes é, também, imprescindível restringir-se a altura útil h . O Art. 30º apresenta dois casos conforme a situação de apoio. Respeitando a razão entre o lado maior e o lado menor da laje que não pode exceder 1,5, a altura útil é 1/30 do vão menor nas lajes simplesmente apoiadas em todos os lados e 1/60 nas lajes encastradas ou contínuas. Para as lajes do Entrepasto Frigorífico ter-se-ia de seguir o segundo caso. Apenas a laje do pavimento cumpre esta exigência, dado que tem uma altura útil de 13,8cm, valor superior ao mínimo – 9,3cm.

As lajes armadas em cruz, segundo o Art. 31º, quando não são calculadas por processos baseados na teoria das placas, serão pelo processo simplificado de Marcus. Apenas a laje do pavimento do Entrepasto Frigorífico foi dimensionada, como referido na introdução do seu cálculo, pelas fórmulas de Marcus. As lajes da cobertura e da galeria seguem um método não identificado no projecto.

3.4.5. VIGAS RECTANGULARES

Assim como se define o vão teórico para as lajes, também é necessário fazê-lo para as vigas. Pelo Art. 33º a definição dada a este conceito é, naturalmente, a mesma que foi atribuída ao caso anterior.

Os métodos de cálculo seguidos pelo Eng. Correia de Araújo para o dimensionamento das vigotas não se correlacionam com o Regulamento do Betão Armado, no entanto o processo de cálculo é idêntico ao que se adoptou para as lajes da cobertura e galeria. Relativamente à viga parapeito da galeria, não existe qualquer referência no projecto do método optado, nem correspondência com o que é exigido pelo RBA.

Para um correcto funcionamento dos elementos estruturais é imprescindível respeitar as disposições construtivas. De acordo com o Art. 36º, o intervalo entre varões devia ser igual, pelo menos ao seu diâmetro e nunca inferior a 2cm. Para resistir ao esforço transversal dobravam-se sempre alguns varões da armadura de tracção nas proximidades e por cima dos apoios. A colocação de estribos era obrigatória para assegurar a ligação entre a região comprimida e tensa. O recobrimento mínimo aconselhável era de 1,5cm. No projecto verifica-se o cumprimento das disposições construtivas, excepto na parte referente aos estribos, pois no cálculo da maioria dos elementos construtivos dispensou-se a colocação de estribos.

3.4.6. SUPORTES, PILARES E COLUNAS

Em conformidade com o Art. 37º, no dimensionamento dos pilares do edifício da Bolsa do Pescado houve o cuidado de aplicar armadura transversal formada por cintas que envolvam a armadura longitudinal. O espaçamento entre as cintas tem de respeitar dois critérios - o seu valor não pode exceder nem a menor dimensão da secção transversal nem doze vezes o diâmetro dos varões longitudinais.

Pilares da cave:

$$\begin{aligned} \phi 6 // .28 &< 88,99cm \\ &< 12 \times 2,6 = 31,2cm \end{aligned} \quad (3.187)$$

Pilares dos pórticos:

$$\begin{aligned} \phi 12 // .16 &< 40\text{cm} \\ &< 12 \times 3,0 = 36\text{cm} \end{aligned} \quad (3.188)$$

No estudo de um pilar deve-se verificar sempre a probabilidade de ocorrência de encurvadura quando se procede ao cálculo da compressão simples nestes elementos. Como tal, o RBA (Art.38º e 39º) exige esta verificação. Contudo isso não acontece no projecto, nos termos definidos pelo regulamento, apenas estão presentes verificações de estabilidade, no caso dos pórticos, na qual é contabilizada a compressão simples. A mesma situação ocorre para a compressão excêntrica, que não segue a metodologia do Art. 40º, mas é verificada para os pilares da cave da lota noutros termos.

Respeitando as disposições construtivas exigidas, a menor dimensão transversal dos pilares dos pórticos, 40cm, é maior que 1/20 da respectiva altura - 12m - e que 20cm. Como os pilares da cave têm uma secção octogonal, consideram-se um caso especial e não se tem de cumprir estas exigências. É aconselhado neste artigo (Art. 42º) a dobrar em ângulo recto as extremidades dos varões longitudinais, todavia não há referência de que tal ocorra nem na descrição do projecto nem nos desenhos agregados a este. Recomenda-se uma espessura da camada de betão superior a 1,5cm.

3.4.7. EDIFÍCIOS

Neste capítulo sugere-se métodos de dimensionamento para os diversos elementos construtivos. Para todos eles define-se momentos máximos com os quais se podem efectuar os cálculos de dimensionamento.

Para o primeiro caso, lajes contínuas de vãos desiguais, sendo o menor não inferior a 0,8 do maior (Art. 43º), aplica-se a laje da cobertura. O engenheiro assumiu um único valor de momento máximo para o dimensionamento desta: $pl^2/10$, expressão indicada, pelo regulamento, para o cálculo dos momentos nos apoios intermédios para lajes com três ou mais vãos. Certamente que sendo uma laje de vãos desiguais, o valor de l corresponde ao vão maior.

A laje do pavimento encaixa na definição dada pelo regulamento no Art. 44º, é uma laje contínua que se apoia directamente sobre capitéis de pilares, com os quais são solidárias, sem interposição de vigas e nervuras – laje fungiforme. Neste artigo são impostas dimensões mínimas para proporcionar um correcto funcionamento da laje. A espessura da laje, respeitando o valor mínimo de 15cm, é de 18cm; o lado dos pilares, igual a 88,99cm, é superior a 1/20 da distância entre eixos das colunas, medida na direcção considerada, ou seja, o lado é maior que 1/20x6,70 (igual a 0,335m) e maior que 1/20x5,60 (igual a 0,28m); a inclinação dos capitéis em relação à horizontal é 45º, valor limite indicado no artigo.

Os processos de cálculo seguidos pelo regulamento são semelhantes, havendo uma ligeira mudança nos divisores das expressões para a determinação dos momentos máximos, pois estes são determinados pelas fórmulas de Marcus. Neste caso, o regulamento sugere que a laje seja dividida em pórticos fictícios transversais e longitudinais, efectuando-se o cálculo nas duas direcções ortogonais, de forma que em cada direcção possa suportar a carga total (peso somado da sobrecarga distribuída) nas posições mais desfavoráveis. Os momentos flectores supõem-se distribuídos ficticiamente em cada direcção, em três faixas, uma central de largura de $l/2$ e duas laterais de $l/4$, em que l é a dimensão do painel na direcção perpendicular àquela a que se estiver a considerar. No projecto, os cálculos foram sintetizados, determinando-se os momentos para o maior vão.

As armaduras foram colocadas, em concordância com as disposições construtivas, atendendo-se à variação dos momentos flectores e esforços transversos.

No cálculo do esforço transversos das vigas, tal como no projecto, o Art.45º permite considerar, para a sua determinação, a carga total aplicada.

No edifício da Bolsa do Pescado, os pórticos funcionam como suportes extremos contínuos, como tal o Art. 46º, admite que se dimensionem estes elementos por determinação dos momentos flectores, e não pelos esforços de compressão axial. Contudo as fórmulas seguidas pelo engenheiro são inteiramente dissemelhantes das impostas no RBA.

MODELAÇÃO

4.1. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS MÉTODOS ANTIGOS E OS ACTUAIS

4.1.1. MATERIAIS

Com uma progressiva evolução dos estudos efectuados por entidades competentes, a classificação da resistência dos materiais de construção, nomeadamente, do aço e do betão, melhorou consideravelmente.

No projecto, as tensões admissíveis do aço e do betão são, respectivamente, 1100kg/cm^2 e 45 kg/cm^2 . Estes valores equivalem, nas unidades actuais, a 107,8 MPa e 4,4 MPa. Para determinar a classe de betão de acordo com a definida com o EC2 é necessário multiplicar o valor da tensão admissível pelo coeficiente global de segurança (exp.4.1) estabelecido RBA de modo a obter o valor da resistência característica do material. Como se pode verificar mais à frente, os elementos estruturais estão sempre sujeitos a flexão composta, sendo assim o valor do coeficiente global de segurança utilizado será 3 (este valor é explicado no ponto 4.1.2.). Chega-se, assim, a uma resistência característica 13,5 MPa. Com este valor assume que a classe de betão equivalente é C12/15.

Quanto a classe do aço, e visto que no RBA não há referência a coeficientes globais de segurança, assume-se que a equivalente é a S235.

4.1.2. COEFICIENTES GLOBAIS E PARCIAIS

A evolução dos critérios de segurança estrutural ocorreu de modo marcante no decorrer do século XX. No regulamento de 1935 a verificação da segurança é feita pelo critério das tensões admissíveis estando nesses valores incorporado o coeficiente global de segurança (as acções não eram majoradas na verificação das condições de segurança à rotura, sendo apenas minoradas as capacidades resistentes dos materiais).

Analisando o Regulamento do Betão Armado, os limites de fadiga do betão (tensões admissíveis) para edifícios assumiam valores diferentes consoante a natureza de compressão. No caso de utilização de betão de cimento Portland normal, os limites das tensões, em geral, eram conhecidos. Por outro lado, o RBA possibilitava o cálculo das tensões admissíveis pela divisão da resistência dos cubos de betão normalizados por um valor fixo por este regulamento. Pode-se interpretar estes valores como coeficientes globais, visto que o conceito deste coeficiente é definido pela relação:

$$\gamma_{global} = \frac{f}{\sigma_{adm}} \quad (4.1)$$

Sendo assim, para a compressão simples este coeficiente é igual a 3,5 e para a compressão resultante da flexão simples e composta é igual a 3.

No que diz respeito ao aço, estes coeficientes não são retratados, logo, através de uma correlação entre o valor da tensão admissível imposta pelo RBA para este material e o valor característico da tensão de cedência à tracção da armadura de acordo com o EC2, chega-se a um coeficiente global de segurança aproximadamente igual a 2.

Actualmente, o valor dos coeficientes, tanto parciais como globais, é exposto nos Eurocódigos estruturais.

Sendo assim, e seguindo os estados limites últimos SRT e GEO, rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, etc., em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante e rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura, respectivamente, aparecem os valores dos coeficientes parciais de cálculo das acções: 1,35 para acções permanentes desfavoráveis; 1,00 para acções permanentes favoráveis; 1,50 para acções variáveis desfavoráveis; e 0 para acções variáveis favoráveis.

Quanto aos coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos, o EC2 impõe para situações de projecto persistentes e transitórias, os seguintes valores: 1,5 para o betão; e 1,15 para aço de armadura de betão armado.

4.1.3. COMPARAÇÃO DOS VALORES DAS HIPÓTESES DE CARGA DO PROJECTO COM OS DO SAP2000

Numa fase inicial torna-se necessário proceder a uma comparação dos esforços obtidos pelos métodos usados no projecto com os resultantes do software SAP2000.

No projecto determinaram-se os esforços e diagramas para os pórticos em hipóteses de carga separadas, e como tal seguiu-se este sistema para obter resultados pelo programa informático de cálculo.

Os valores tabelados das reacções acompanham o sentido e sinal das figuras, logo todos eles são positivos.

1º hipótese de carga – peso próprio

Na avaliação do peso próprio é aplicada uma carga descendente uniformemente distribuída sobre a viga do pórtico com valor de 9,81 kN/m (Fig.4.1) chegando-se a um diagrama de momentos flectores representado na Fig.4.2..

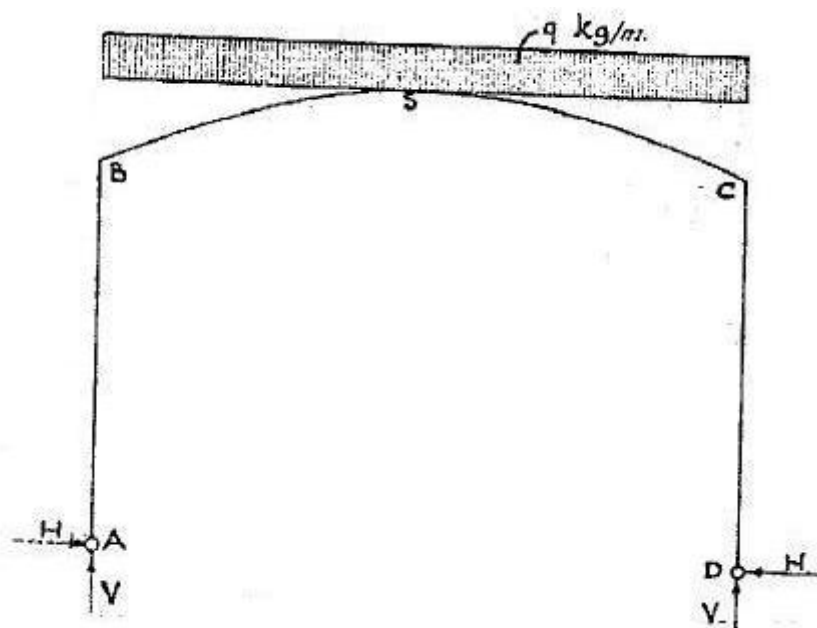


Fig.4.1. – Hipótese de carga do peso próprio - projecto

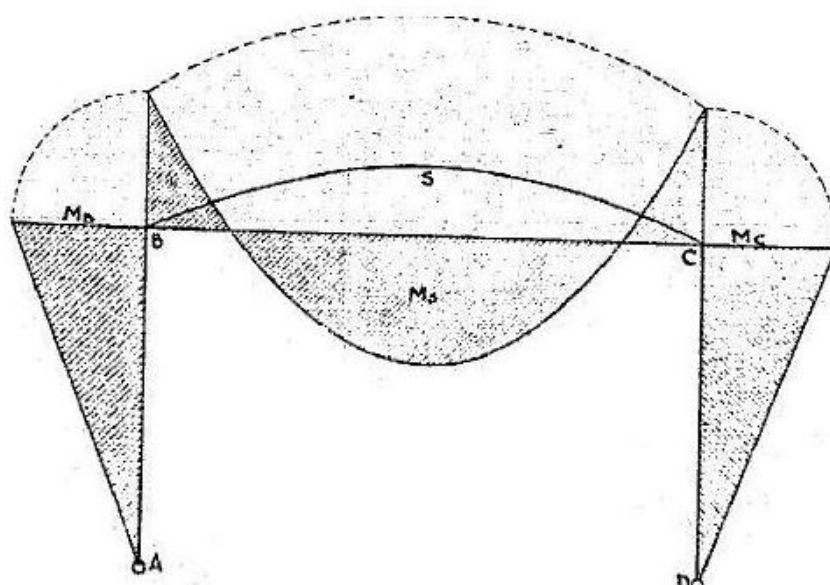


Fig.4.2. – Diagrama de momentos - projecto

Através do software SAP2000 obtém-se um diagrama de momentos flectores igual ao representado na Fig.4.3.

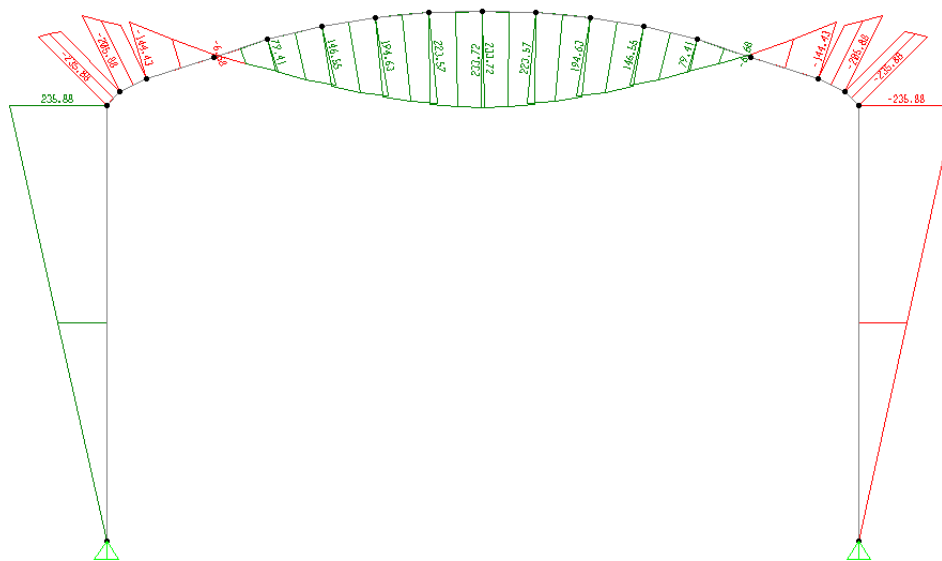


Fig.4.3. – Diagrama de momentos – SAP2000

Com os valores obtidos no projecto e no programa de cálculo passa-se à comparação dos resultados (Quadro 1).

Quadro 1 – Esforços da hipótese de carga do peso próprio

	H _{esq}	H _{dir}	V _{esq}	V _{dir}	M _B	M _S	M _C
Projecto	20.00	20.00	101.01	101.01	240.07	230.13	240.07
SAP2000	19.77	19.77	101.04	101.04	235.88	233.72	235.88

2º hipótese de carga – variação de temperatura ($\pm 15^\circ$)

Para este caso só é avaliada a variação de temperatura positiva visto que os valores dos esforços de ambas as variações são iguais mas com sinais opostos. Pela observação dos resultados obtidos das diferentes hipóteses, facilmente se conclui que a situação mais desfavorável é a correspondente à variação positiva, pois contribui para o aumento dos momentos de dimensionamento. Retira-se do projecto o diagrama de momentos da Fig.4.4..

Quadro 2 – Esforços da hipótese de carga da temperatura

	H_{esq}	H_{dir}	V_{esq}	V_{dir}	M_B	M_S	M_C
Projecto	0.49	0.49	0.00	0.00	5.88	7.11	5.88
SAP2000	0.28	0.28	0.00	0.00	3.29	4.00	3.29

Neste contexto, é interessante referir que o Engenheiro teve o cuidado de introduzir juntas de dilatação nas duas vigotas extremas da cobertura, trabalhando estas à compressão e as duas restantes terças do meio à tracção. Esta aplicação leva a um melhor funcionamento da grande nave, dado que as juntas permitem movimento relativo livre, principalmente quando decorrem variações de temperatura.

3º hipótese de carga – terças

As vigotas (ou terças) surgem como elementos de apoio da laje da cobertura que, por sua vez, se apoiam nas vigas dos pórticos. Ao fazer-se uma análise 2D do pórtico, há que aplicar à estrutura cargas equivalentes ao peso exercido pelas vigotas. Como tal, aplicaram-se cargas pontuais descendentes P de 33,64 kN nos pontos onde estas assentam (Fig.4.6.).

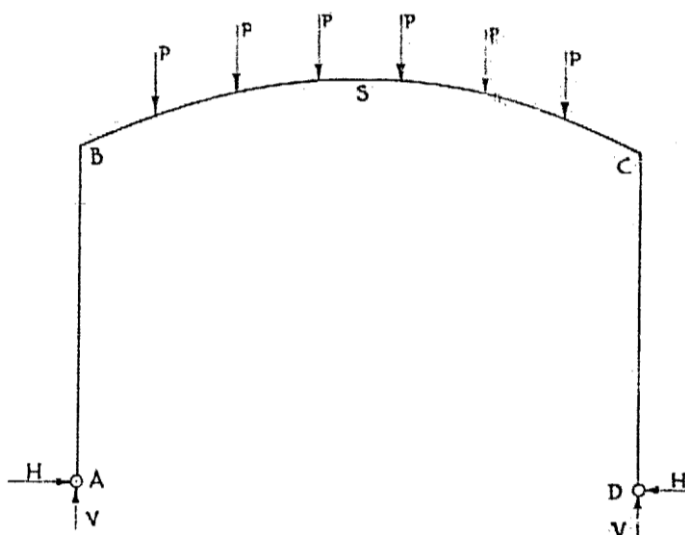


Fig.4.6. – Hipótese de carga das terças - projecto

Têm-se, então, um diagrama de momentos flectores desta hipótese retirado do projecto (Fig.4.7.).

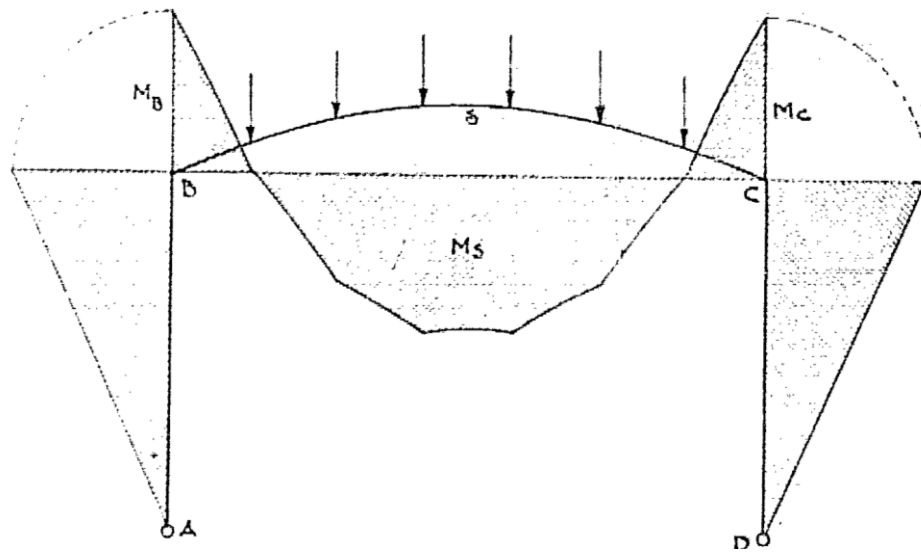


Fig.4.7. – Diagrama de momentos - projecto

Através do software SAP2000 obtém-se um diagrama de momentos flectores igual ao representado na Fig.4.8..

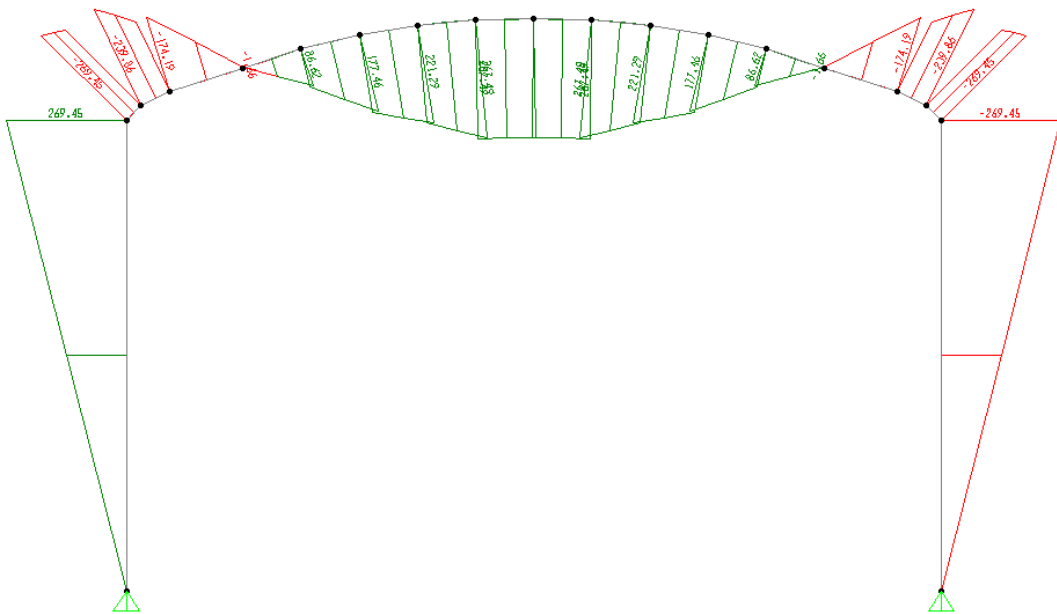


Fig.4.8. – Diagrama de momentos – SAP2000

Com os valores obtidos no projecto e no programa de cálculo passa-se à comparação dos resultados (Quadro 3).

Quadro 3 – Esforços da hipótese de carga das terças

	H_{esq}	H_{dir}	V_{esq}	V_{dir}	M_B	M_S	M_C
Projecto	22.85	22.85	100.91	100.91	274.20	262.05	274.20
SAP2000	22.58	25.58	100.92	100.92	269.46	266.96	269.46

4º hipótese de carga – galeria

A laje da galeria, além de encastrada nas paredes da Bolsa do Pescado, apoia-se, ainda, em consolas que encastram nos pórticos e nas mesmas paredes. A força resultante P da galeria é 44,38 kN, e é aplicada a 2,30m como se pode observar na Fig.4.9..

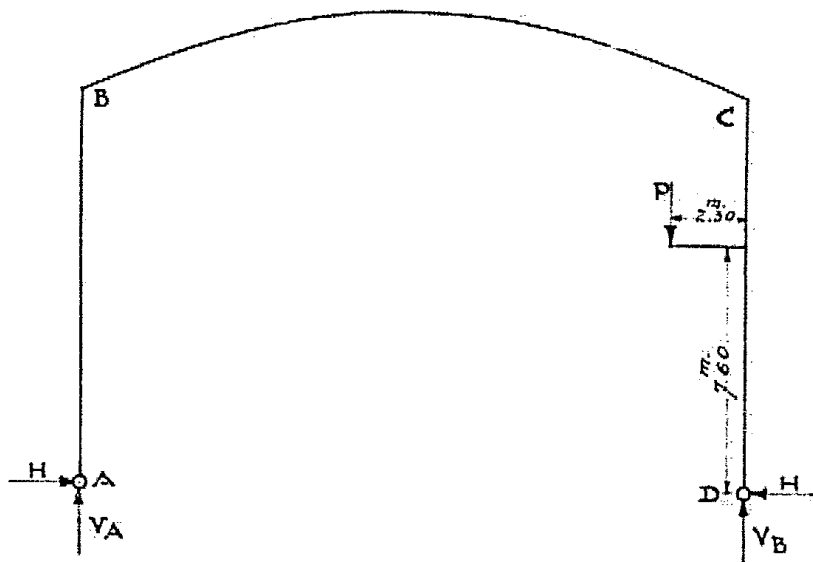


Fig.4.9. – Hipótese de carga da galeria – projecto

Têm-se, então, um diagrama de momentos flectores desta hipótese retirado do projecto (Fig.4.10.).

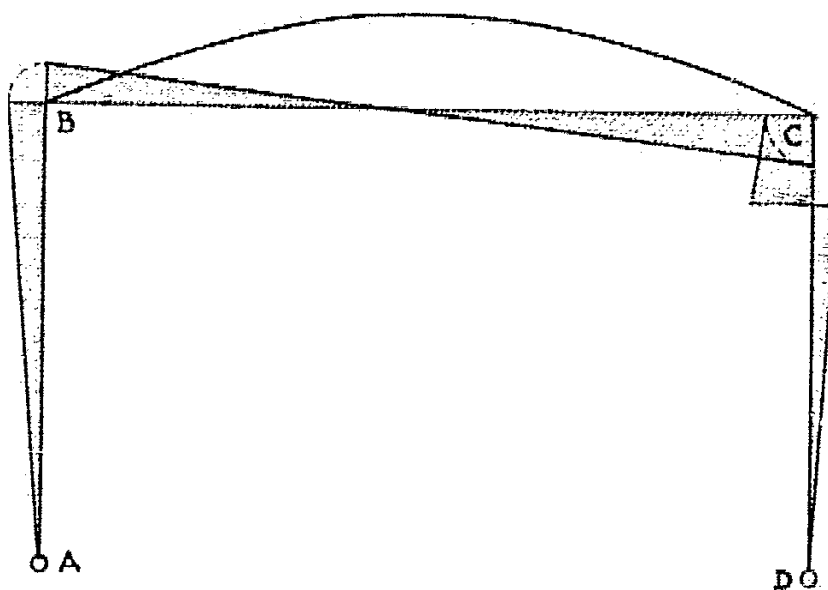


Fig.4.10. – Diagrama de momentos - projecto

Através do software SAP2000 obtém-se um diagrama de momentos flectores igual ao representado na Fig.4.11..

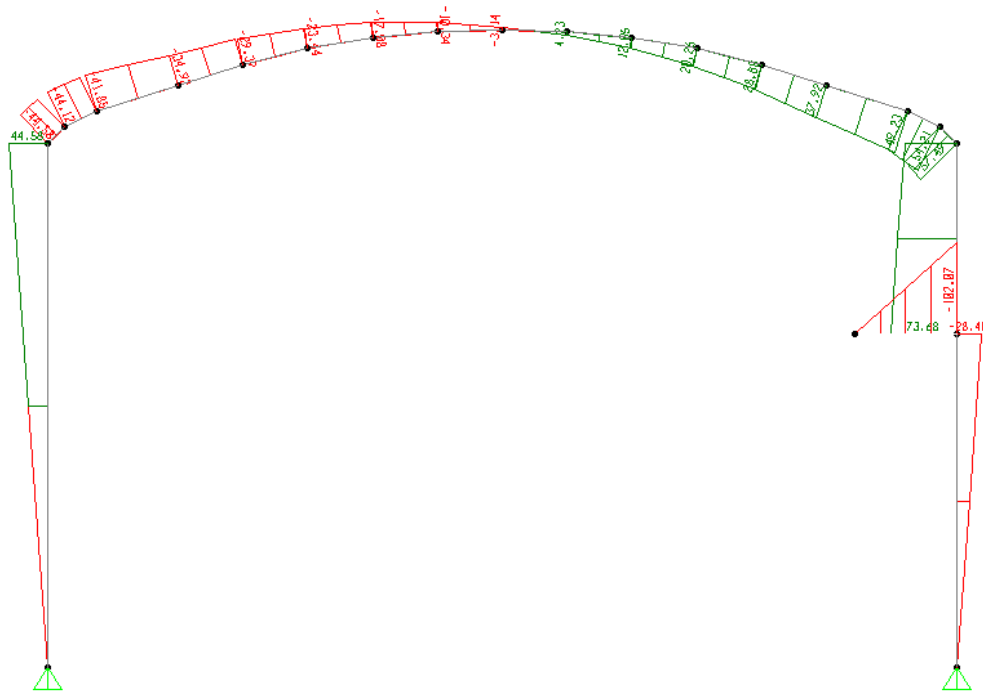


Fig.4.11. – Diagrama de momentos – SAP2000

Com os valores obtidos no projecto e no programa de cálculo passa-se à comparação dos resultados (Quadro 4).

Quadro 4 – Esforços da hipótese de carga da galeria

	H_{esq}	H_{dir}	V_{esq}	V_{dir}	M_B	M_S	M_C
Projecto	4.07	4.07	5.00	39.37	48.60	7.64	53.46
SAP2000	3.74	3.74	4.96	39.42	44.58	3.14	57.49

5º hipótese de carga – vento

Aplicou-se esta sobrecarga horizontal tendo em conta a platibanda da fachada principal do edifício, o que se reproduz numa carga uniformemente distribuída projectada no lado esquerdo do pórtico igual a 0,588 kN/m (Fig.4.12.).

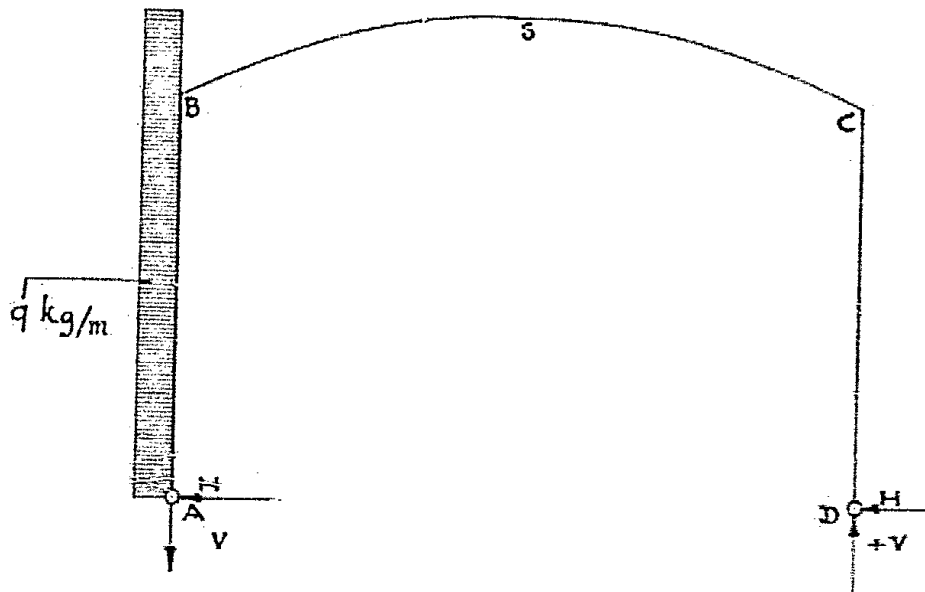


Fig.4.12. – Hipótese de carga do vento – projecto

Têm-se, então, um diagrama de momentos flectores desta hipótese retirado do projecto (Fig.4.13.).

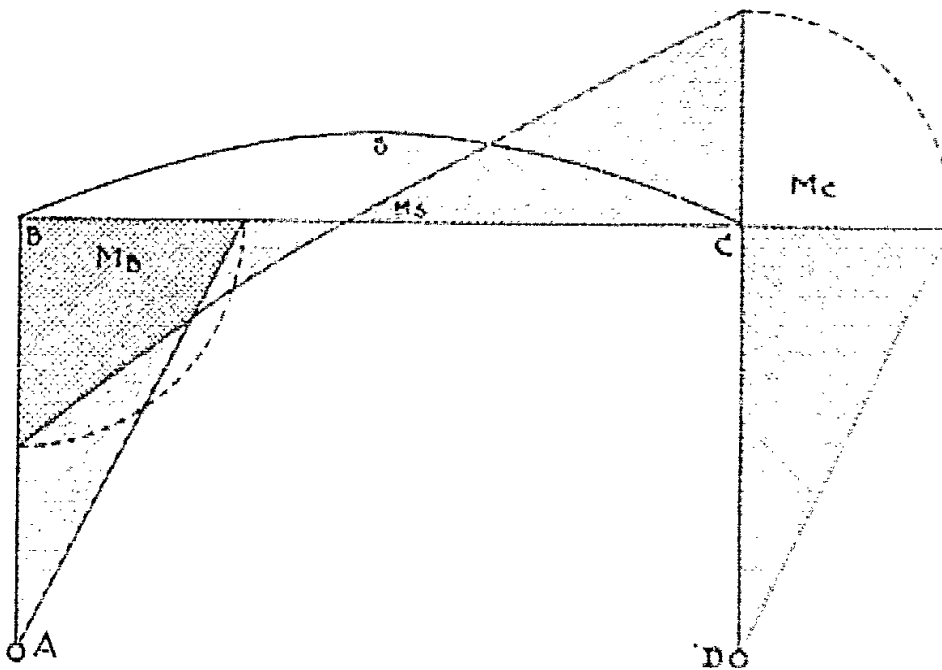


Fig.4.13. – Diagrama de momentos – projecto

Através do software SAP2000 obtém-se um diagrama de momentos flectores igual ao representado na Fig.4.14..

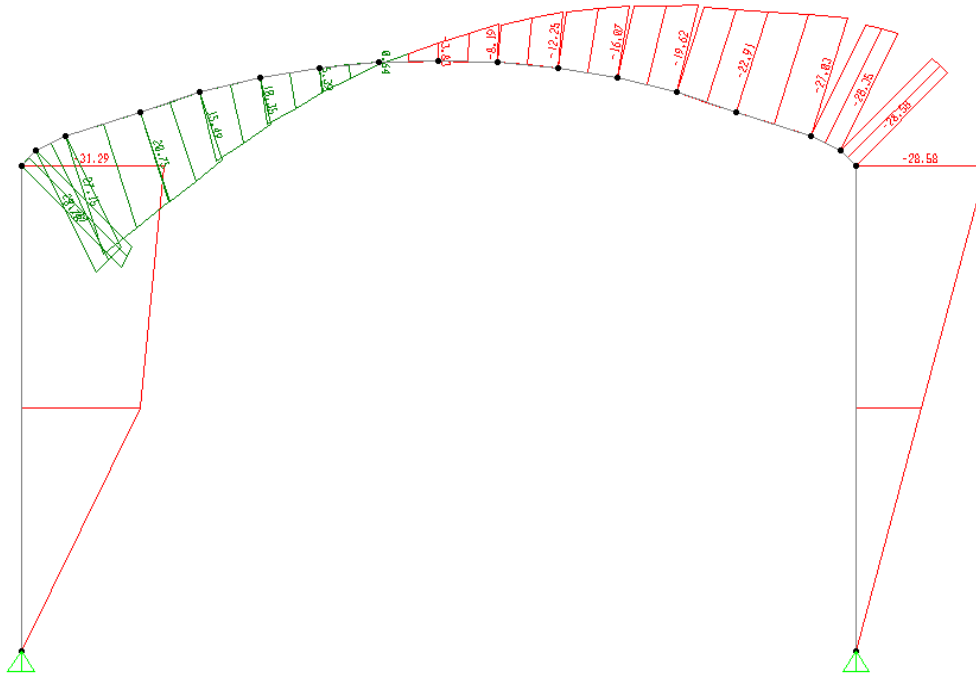


Fig.4.14. – Diagrama de momentos – SAP2000

Com os valores obtidos no projecto e no programa de cálculo passa-se à comparação dos resultados (Quadro 5).

Quadro 5 – Esforços da hipótese de carga do vento

	H _{esq}	H _{dir}	V _{esq}	V _{dir}	M _B	M _S	M _C
Projecto	6.11	2.42	3.00	3.00	30.89	2.44	29.08
SAP2000	6.12	2.41	3.03	3.03	31.15	3.83	28.73

Como se pode observar nos quadros anteriores, os esforços de todas as hipóteses de carga são muitíssimo parecidos, o que equivale a afirmar que os métodos de cálculo destes aplicam-se, ainda hoje, no estudo das estruturas.

4.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA, COM AS ACÇÕES DE PROJECTO, À LUZ DO EC2

Um dos principais objectivos desta dissertação passa pela verificação da segurança da estrutura actuando sobre ela, as acções consideradas no projecto.

Como foi referido anteriormente, as acções actuantes no pórtico são: o peso próprio da estrutura; a variação de temperatura de +15°; as cargas exercidas pelas vigotas (ou terças) na viga do pórtico; a carga exercida pela galeria; e o vento.

Proceder-se-á à verificação da segurança da estrutura segundo o regulamento actual (EC2), adoptando o método de cálculo antigo, ou seja, obtém-se os esforços através de uma só combinação, sendo esta a soma de todas as acções actuantes no pórtico.

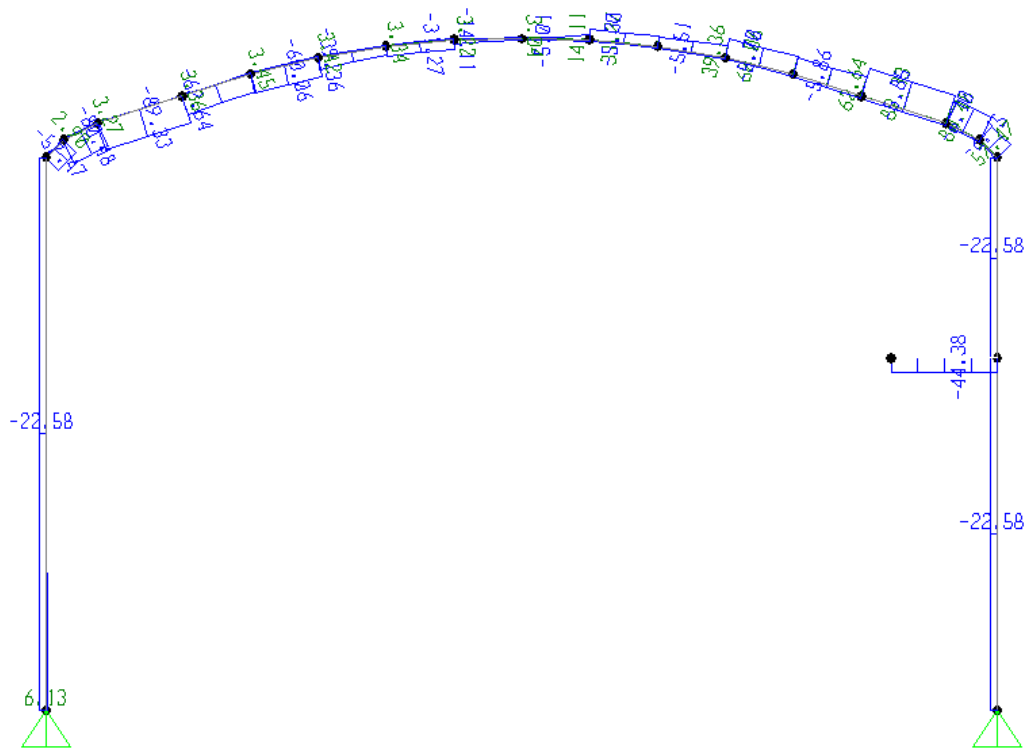


Fig.4.16. – Diagrama do esforço transverso com as acções do projecto

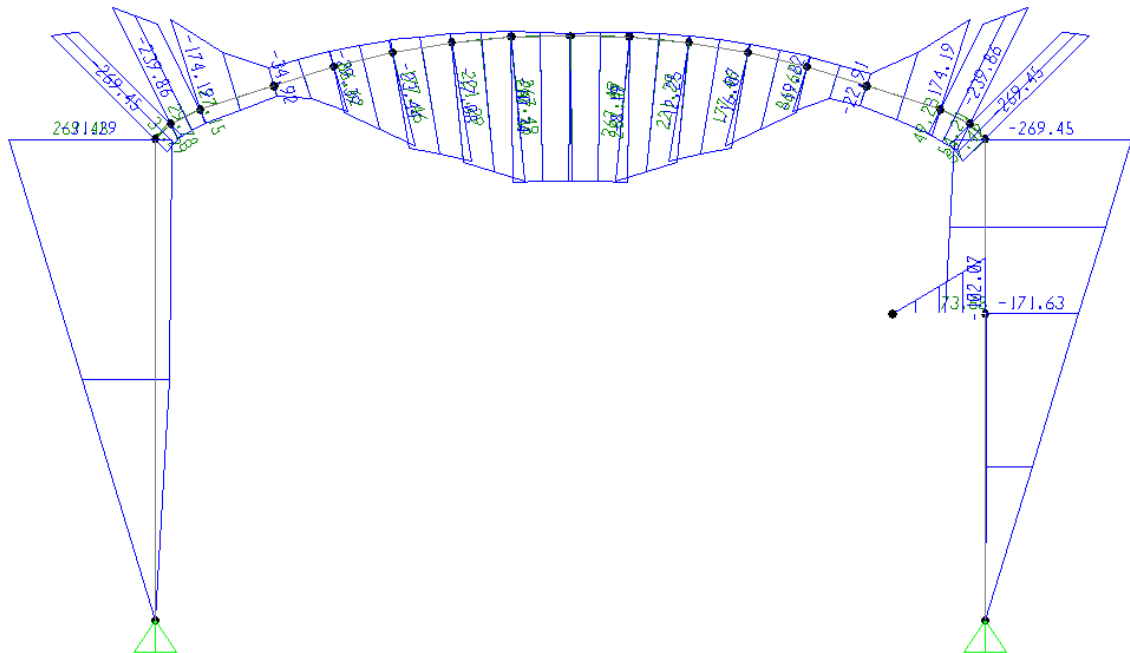


Fig.4.17. – Diagrama dos momentos flectores com as acções do projecto

4.2.2. SECÇÕES

As secções para as quais se avalia a segurança do pórtico são exactamente as mesmas referenciadas no projecto.

De seguida apresenta-se um esquema elucidativo (Fig.4.18.) da localização destas secções da estrutura porticada.

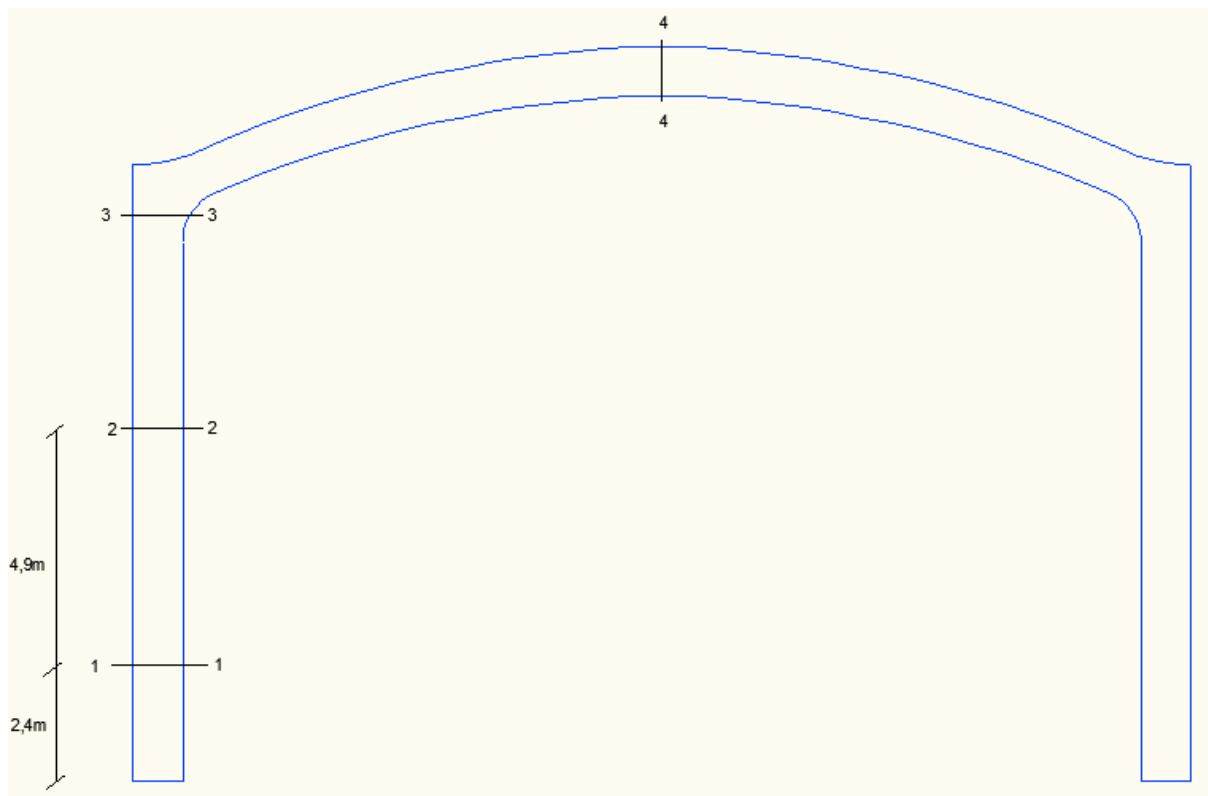


Fig.4.18. – Esquema elucidativo da localização das secções no pórtico

Conhecendo a sua localização torna-se necessário apresentar as secções transversais (Fig.4.19. a 4.22.) referidas na figura anterior.

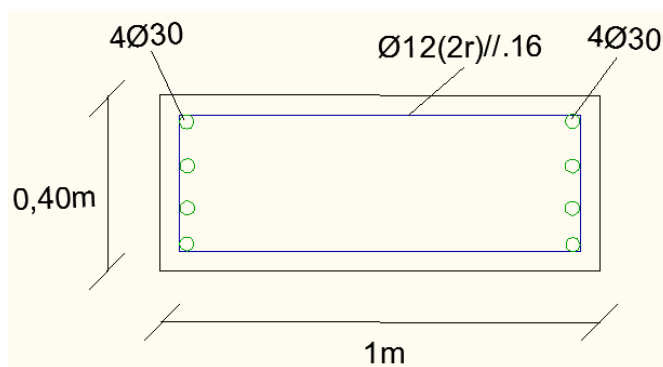


Fig.4.19. – Secção transversal 1 do pilar

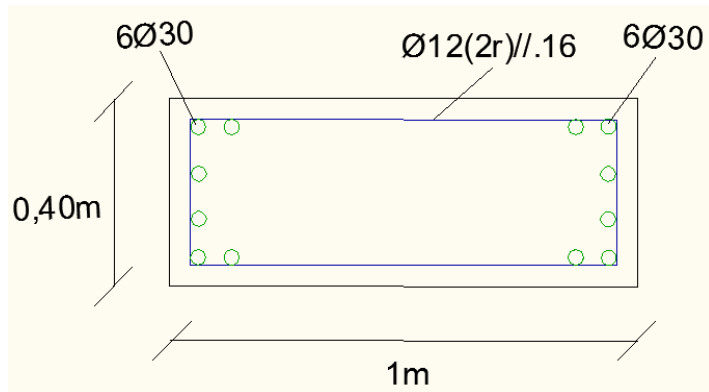


Fig.4.20. – Secção transversal 2 do pilar

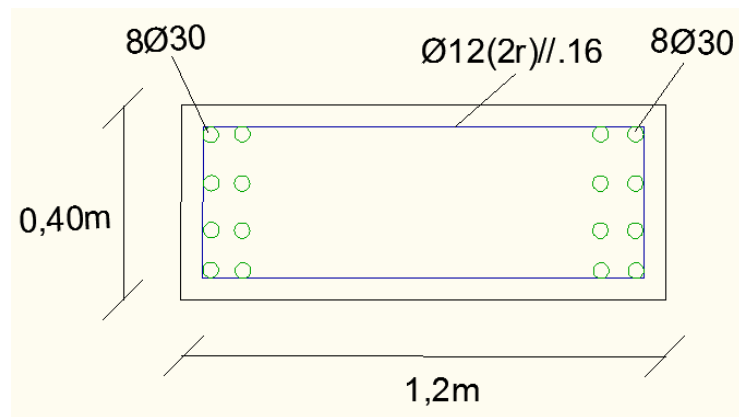


Fig.4.21. – Secção transversal 3 de intersecção do pilar com a viga

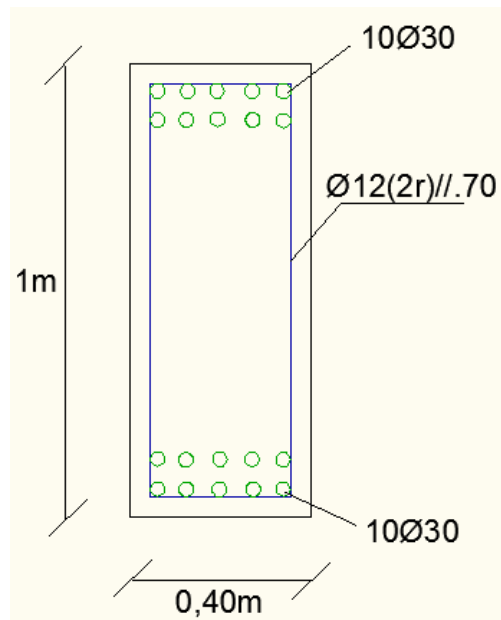


Fig.4.22. – Secção transversal 4 da viga

O quadro 4.6 consolida os valores dos esforços de cálculo nas secções acima definidas.

Quadro 6 – Valores dos esforços de cálculo

Secção	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
1	-101.04	-22.58	-53.97
2	-101.04	-22.58	-164.4
3	-101.04	-22.58	-269.45
4	-22.58	-5.01	266.97

4.2.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Após a apresentação das acções actuantes, dos diagramas de esforços e das secções é possível passar à avaliação da segurança da estrutura para o Estado Limite Último.

A verificação da segurança de uma estrutura para o Estado Limite Último, sujeita à flexão composta, ocorre quando o valor do esforço axial actuante N_{sd} é menor ou igual ao valor do esforço axial resistente N_{rd} e quando o momento flector actuante M_{sd} é menor ou igual ao momento flector resistente M_{rd} .

Recorrendo a tabelas [11] é possível determinar os valores do esforço axial e momento flector resistentes. Para proceder à escolha da tabela a usufruir, é necessário ter em atenção a relação entre as áreas de armaduras existentes (A' e A), a relação entre a distância das armaduras de tracção e compressão à face a e a altura da secção h e a classe de aço. Em todas as secções, representadas anteriormente (Fig.4.19. a 4.22.), o cociente entre as áreas de armadura inferior e superior (A'/A) é igual a 1. No que diz respeito ao cociente de a e h , a condição escolhida difere entre a secção 1 e as restantes. No primeiro caso, o valor de a ronda os 5cm, enquanto que as outras três secções apresentam um valor aproximadamente igual a 8cm. Sendo assim, para a secção 1optou-se pela tabela 11 ($a/h=0,05$) e para as secções 2,3 e 4 escolheu-se a tabela 12 ($a/h=0,10$).

Seguidos todos estes passos, pode-se, então, iniciar o cálculo dos esforços resistentes.

Conhecendo as áreas de armadura de cada secção, determina-se o valor da percentagem mecânica de armadura ϖ (4.1).

$$\varpi = \frac{A_s}{bh} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (4.1.)$$

Onde A_s é a área total da armadura, ou seja, a soma de A' e A ; b é a largura da secção; h é a altura da secção; f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias; e f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com os valores obtidos de ϖ para todas as secções, é possível chegar aos valores reduzidos do esforço normal resistente de cálculo ν (4.2) e do momento flector resistente de cálculo μ (4.3). Pela observação do diagrama dos esforços axiais (Fig.4.15.), constata-se que os valores resultantes são bastantes baixos, o que leva a um ν pequeno. Sendo assim, considerou-se que ν não será superior a 0,1, fixando-se, então, este valor.

$$\nu = \frac{N_{rd}}{bhf_{cd}} \quad (4.2.)$$

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bhf_{cd}} \quad (4.3.)$$

No quadro seguinte apresentam-se os diversos valores para a determinação dos esforços resistentes.

Quadro 7 – Valores dos coeficientes para a determinação dos esforços resistentes

Secção	b (m)	h (m)	A=A'	A _s (cm ²)	a/h	ω	v	μ
1	0.4	1.0	4φ30	56,55	0,05	0,361	0,1	0,206
2	0.4	1.0	6φ30	84,82	0,10	0,542	0,1	0,261
3	0.4	1.2	8φ30	113,10	0,10	0,602	0,1	0,284
4	0.4	1.0	10φ30	141,37	0,10	0,903	0,1	0,405

Quadro 8 – Verificação da segurança para o ELU

Secção	N _{sd}	N _{rd}	M _{sd}	M _{rd}	
1	101,04	320,0	53,97	659,2	OK
2	101,04	384,0	164,40	835,2	OK
3	101,04	320,0	269,45	1308,7	OK
4	22,58	320,0	266,97	1296.0	OK

Conclui-se, pela análise do quadro 8, que a segurança do pórtico está absolutamente garantida, visto que os valores de cálculo actuante são substancialmente inferiores aos valores de cálculo resistente. Pode-se justificar esta discrepância de valores pela diferença existente entre as características dos materiais dos dias de hoje em relação aos utilizados na época em que se projecto o edifício de Bolsa do Pescado.

Avaliada a segurança relativa à armadura longitudinal existente na estrutura, é necessário verificar a segurança referente à armadura transversal.

O cálculo da armadura de esforço transversal, segundo o EC2, é baseado num modelo de treliça constituído por escoras de betão comprimidas e tirantes de aço traccionados. Assim é necessário definir o ângulo formado pelas referidas escoras, ângulo esse cuja co-tangente de ser limitada ao intervalo de 1 a 2,5. Adoptou-se $\cot\theta$ igual a 2 como hipótese, admitindo que não ocorre o esmagamento das referidas escoras, para calcular $V_{Rd,Max}$.

Neste caso, os elementos com armadura de esforço transversal são constituídos por estribos verticais, onde o valor de cálculo do esforço transversal resistente, $V_{Rd,s}$, é o menor dos valores:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z V_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.4)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (4.5)$$

Na expressão 4.4, α_{cw} representa o coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo, considerado unitário, b_w largura da viga (0,40m), z o braço do binário das forças interiores o qual será simplifadamente tomado como $0,9d$, v_l representa um coeficiente de redução da resistência do betão e é igual a 0,6, uma vez que as escoras de betão se encontram fendilhadas, e f_{cd} a resistência de cálculo do betão á compressão.

Seguidamente expõe-se no quadro alguns valores necessários para o cálculo de V_{Rd} :

Quadro 9 – Valores referentes à armadura transversal

Secção	d	z	A_{sw}/s (cm^2)
1	0.95	0.85	14.13
2	0.92	0.83	14.13
3	1.12	1.01	14.13
4	0.92	0.83	3.23

Com os valores do quadro 10 é possível determinar V_{Rd} .

Quadro 10 – Verificação da segurança relativa á armadura transversal

Secção	V_{sd}	$V_{rd,max}$	$V_{rd,s}$	V_{rd}	
1	-22.58	655.26	19.28	19.28	KO
2	-22.58	634.52	18.67	18.67	KO
3	-22.58	772.76	22.74	22.74	OK
4	-5.01	634.52	4.27	4.27	KO

Compreende-se pelo quadro a cima exposto que não se verifica segurança relativamente em termos do esforço transversal, apesar de se notar uma grande diferença entre $V_{Rd,Max}$ e $V_{Rd,s}$. Se fosse assumido que o V_{Rd} seria igual a $V_{Rd,Max}$, garantia-se perfeitamente a segurança em relação á armadura transversal.

Como se pôde observar anteriormente na descrição da memória de cálculo do projecto, verifica-se que a definição da armadura transversal a colocar nos elementos construtivos é efectuada por considerações do projectista, ou seja, não havia um cálculo rigoroso como actualmente. Com fundamento nesta consideração pode-se justificar a não verificação da segurança relativa ao esforço transversal.

4.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA, COM AS ACÇÕES ACTUAIS, À LUZ DO EC2

Depois de avaliada a segurança do pórtico com as acções usadas no projecto, é necessário proceder a uma avaliação idêntica com as essas mesmas acções mas definidas, agora, de acordo com os eurocódigos estruturais.

4.3.1. ACÇÕES

Com as informações necessárias acerca da estrutura definem-se e determinam-se as acções, que de acordo com o Eurocódigo 0 [18], são classificadas em relação à sua variação no tempo, daí surgirem as acções permanentes e as variáveis, que actuam nas estruturas de uma forma contínua e inconstante, respectivamente, como o próprio nome indica.

4.3.1.1. Acções permanentes

Em continuidade com o que foi ponderado no projecto, determinaram-se com os valores actuais, das acções permanentes.

Nestas cargas incluem-se o peso próprio da viga, que actua como uma carga uniformemente distribuída igual a 10kN/m (4.4) sobre este elemento estrutural, o peso das vigotas, que exercem uma força concentrada nos locais onde se apoiam nas vigas e o peso exercido pela galeria que actua segundo uma força concentrada a 2,30m de distância do pórtico.

$$vigas = \rho \times b \times h = 25 \times 0.4 \times 1 = 10 \text{ kN/m} \quad (4.4)$$

$$terças = 25 \times 0.2 \times 0.4 \times (2.5 + 2.5) + 25 \times 0.06 \times 5 \times 1 \times 2.94 + 0.294 \times 2.94 \times 2.5 = 34.21 \text{ kN} \quad (4.5)$$

As três parcelas do cálculo da força concentrada das terças equivalem, respectivamente, a: vigotas perpendiculares que se apoiam nas vigas dos pórticos; força exercida resultante do peso próprio da laje; e ao hidrófugo mais os revestimentos considerados no projecto (foi considerado o valor dado pelo projecto visto que o valor dos revestimentos de coberturas não consta nos Eurocódigos).

Quanto à carga concentrada referente à galeria, usou-se o mesmo valor do projecto, ou seja, a 2,30m de distância do pilar do pórtico encontra-se uma força descendente igual a 44,38kN.

4.3.1.2. Acções variáveis

A variação da temperatura, a acção do vento e a sobrecarga da cobertura não acessível são acções que não actuam constantemente na estrutura, daí serem designadas como acções variáveis.

Seguindo o Eurocódigo 1 [19] e o RSA [17], onde são definidas as acções de cálculo, redefinem-se os valores atribuídos para as acções abordadas anteriormente.

Acção da cobertura

No EC1 [19], a sobrecarga relativa à cobertura pode assumir um valor entre 0,0kN/m² e 1,0kN/m², optando-se por este último valor por se desconhecer mais pormenores relativamente a esta.

Acção da temperatura

Na parte 5 deste mesmo eurocódigo [20], retrata-se, somente, a acção da temperatura, onde se aponta uma variação de temperatura de 15° para edifícios (valor igual ao utilizado no projecto).

Acção do vento

Ao contrário das acções anteriores, a acção do vento teve de ser definida pelo Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes [17], visto que o Eurocódigo 1 não aponta valor nenhum para a velocidade base, parâmetro essencial para a determinação da pressão que o vento exerce no edifício.

Numa primeira fase importa caracterizar a área de intervenção de acordo com o Artigo 20º, Zonamento do Território, donde se conclui que o edifício em questão se insere em zona do tipo B, ou seja, situa-se numa zona do continente situada numa faixa costeira com 5km de largura.

Relativamente à caracterização da Rugosidade Aerodinâmica do Solo, Artigo 21º, para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo define-se que a rugosidade a atribuir é do tipo I, sendo este correspondente a locais situados no interior de zonas urbanas em que predominam edifícios de médio e grande porte.

No que toca à Quantificação de Acção do Vento e à Determinação dos Efeitos da Acção do Vento, Artigos 22º e 23º, respectivamente, o Regulamento considera que esta exerce-se sob a forma de pressões aplicadas nas superfícies do edifício.

A determinação dos esforços devidos ao vento pode ser efectuada de forma simplificada supondo que são aplicadas ao edifício pressões estáticas, obtidas pelo produto da pressão dinâmica do vento (Artigo 24º) por coeficientes aerodinâmicos ou de forma (Artigo 25º), equação 4.6.

$$p = \delta_p w_k \quad (N/m^2) \quad (4.6)$$

Relativamente à Pressão Dinâmica do Vento, os seus valores característicos, w_k , estão definidos no quadro do Art.24º referentes à zona A. Sabendo a altura do edifício acima do solo h , a rugosidade aerodinâmica e o tipo de zona, pode-se retirar directamente o valor de w_k . Quanto à altura acima do solo h considerou-se que esta tinha um valor aproximando de 12m, visto que na continuação dos pilares dos pórticos surgem platibandas com uma altura capaz de “proteger” a cobertura. O valor retirado do quadro necessita, ainda, de ser multiplicado por 1,2 dado que a zona em estudo é a B.

Obtém-se, assim, uma pressão dinâmica do vento igual a 1,147 kN/m².

Conforme referido anteriormente é necessário definir o valor dos coeficientes de forma a trabalhar com pressões estáticas aplicadas ao edifício. Deste modo, o Artigo 25º remete para o ponto 3 do Anexo I, Elementos para a Quantificação da Acção do Vento, que possibilita quantificar os coeficientes de pressão, δ_p . No caso de edifícios, as pressões devidas ao vento são, em geral, resultantes de pressões exteriores e de pressões interiores, sendo que às primeiras correspondem coeficientes de pressão exterior, δ_{pe} , que dependem, fundamentalmente, da forma da construção, direcção e sentido da actuação do vento, enquanto as pressões interiores, relativas a δ_{pi} , resultam de eventuais aberturas na envolvente do edifício.

Deve ainda ser referido que, para um edifício com a arquitectura como a do presente projecto, a acção do vento é determinada tendo em conta todo o edifício da Bolsa do Pescado, o que leva à não consideração desta acção quando actua num ângulo igual a 90º, visto que o corpo dos escritórios tem uma altura bastante superior à da Lota.

Considerando todo o corpo do edifício, os valores de a e b do Quadro I-1 do Anexo I do RSA, maior e menor dimensões em planta, assumem valores iguais a 65m e 43m, respectivamente. Sendo o cociente entre a h e b inferior a 1/2, e o cociente entre a e b ligeiramente superior a 3/2, obtém-se as seguintes acções globais sobre as superfícies relativas à direcção do vento igual a 0º (Fig.4.23.):

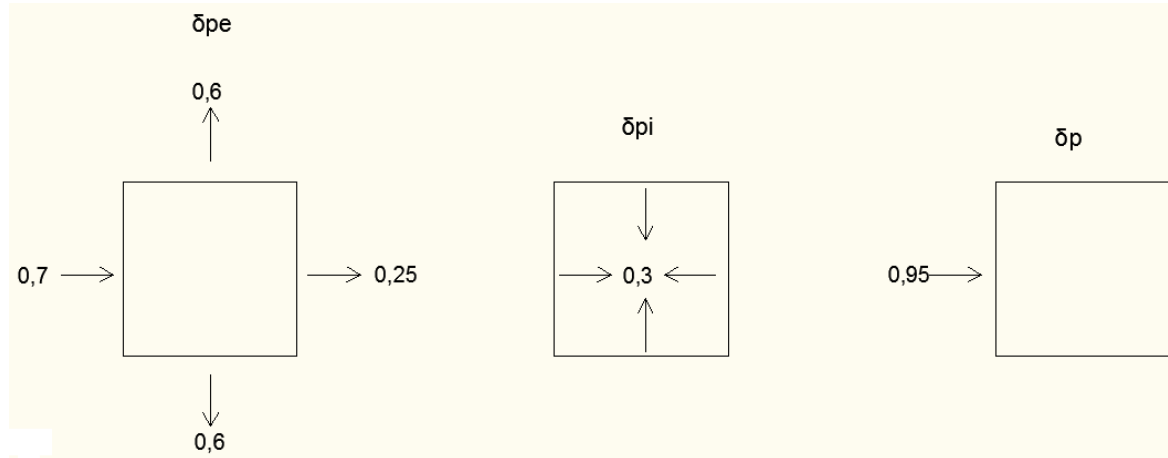


Fig.4.23. – Esquema relativo aos coeficientes de forma

A acção resultante sobre o elemento é obtida somando vectorialmente as resultantes das pressões referidas, como se observa na Fig.4.23.

O valor característico da acção do vento, calculada pela equação (4.5) é igual $1,09 \text{ kN/m}^2$.

No projecto só se considera a área da secção longitudinal do pilar como área de influência onde a acção do vento actua, não considerando as paredes de alvenaria como elementos de contraventamento. Sendo assim, para não ocorrer uma discrepância muito grande entre o valor da acção imposta no projecto com a nova acção calculada, considera-se que a área de influência neste caso é três vezes a área da secção longitudinal dos pilares do pórtico. Como tal, chega-se a um valor da acção do vento igual a $1,31 \text{ kN/m}$.

Esta carga uniformemente distribuída não foi aplicada na cobertura, porque além da existência da platibanda de cerca de 1 m, esta acção é favorável pois alivia as cargas descendentes aplicadas a este elemento.

4.3.1.3. Coeficientes de combinação de cargas variáveis

Havendo mais do que uma acção variável, é necessário considerar cada uma delas como variável base, tendo de se aplicar às restantes sobrecargas os coeficientes ψ . Apresentam-se de seguida, no quadro 11 o valor destes coeficientes para as diferentes acções:

Quadro 11 – Coeficientes ψ

	Cobertura	Temperatura	Vento
ψ_0	0.0	0.6	0.4
ψ_1	0.0	0.5	0.2
ψ_2	0.0	0.0	0.0

4.3.1.4. Combinações de acções

A verificação da segurança de uma estrutura, de acordo com os regulamentos em vigor, tem de ser feita através de combinações de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias

(combinações fundamentais), aplicando coeficientes de segurança parciais γ às cargas actuantes. Assim de forma simplificada, a combinação de acções pode ser expressa como a seguinte expressão:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.7)$$

Sendo E_d o esforço de dimensionamento, G_k as acções permanentes, Q_k as acções variáveis, γ_G o coeficiente de segurança para as acções permanentes (1,35 para as acções desfavoráveis e 1,0 para acções favoráveis), γ_Q o coeficiente de segurança para as acções variáveis (1,5 para acções desfavoráveis e 0,0 para acções favoráveis) e ψ_0 um coeficiente de combinação de cargas variáveis.

Resumindo, esta abordagem indica que se deve proceder à análise de vários casos de carga, alternando as acções variáveis base.

Desta forma, definiram-se três combinações para o estado limite último:

- Combinação 1 (AVB – vento):

$$1,35 \times (PP + Terças + Galeria) + 1,5 \times vento + 1,5 \times cobertura \times 0 + 1,5 \times temperatura \times 0,6 \quad (4.8)$$

- Combinação 2 (AVB – cobertura):

$$1,35 \times (PP + Terças + Galeria) + 1,5 \times vento \times 0,4 + 1,5 \times cobertura + 1,5 \times temperatura \times 0,6 \quad (4.9)$$

- Combinação 3 (AVB – temperatura):

$$1,35 \times (PP + Terças + Galeria) + 1,5 \times vento \times 0,4 + 1,5 \times cobertura \times 0 + 1,5 \times temperatura \quad (4.10)$$

4.3.2. DIAGRAMA DE ESFORÇOS

Com as combinações de acções definidas é possível chegar à envolvente dos diagramas de esforços que permite, com esses valores, avaliar a segurança da estrutura.

Através do programa SAP2000 tornou-se possível a obtenção das envolventes, que se apresentam nas figuras seguintes:

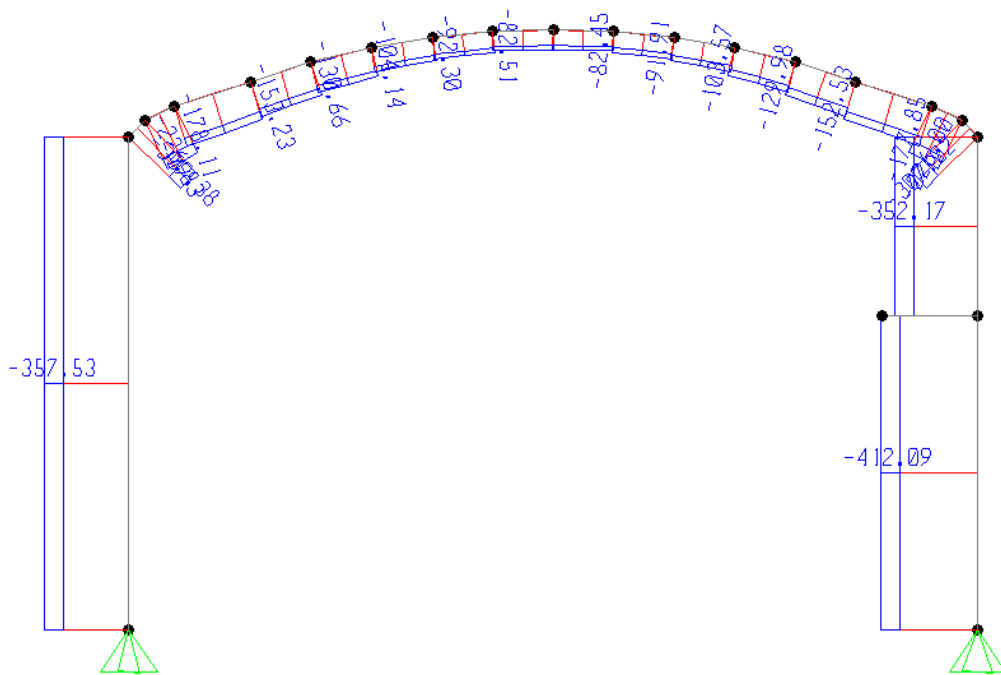


Fig.4.24. – Diagrama da envolvente do esforço axial com as novas acções

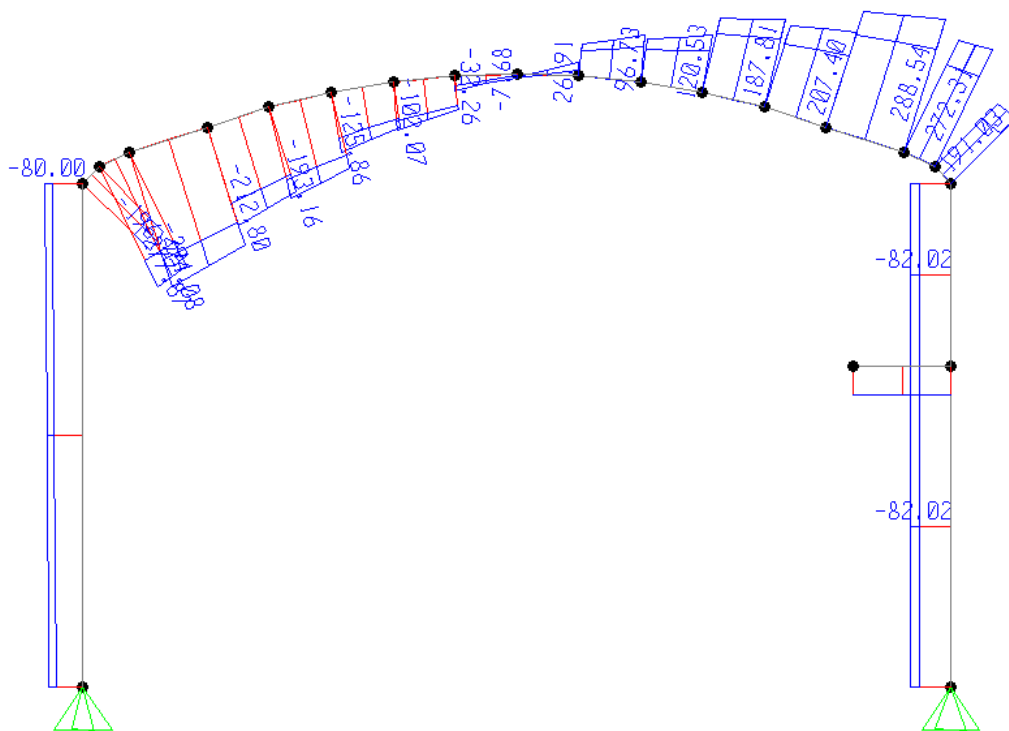


Fig.4.25. – Diagrama da envolvente do esforço transversal com as novas acções

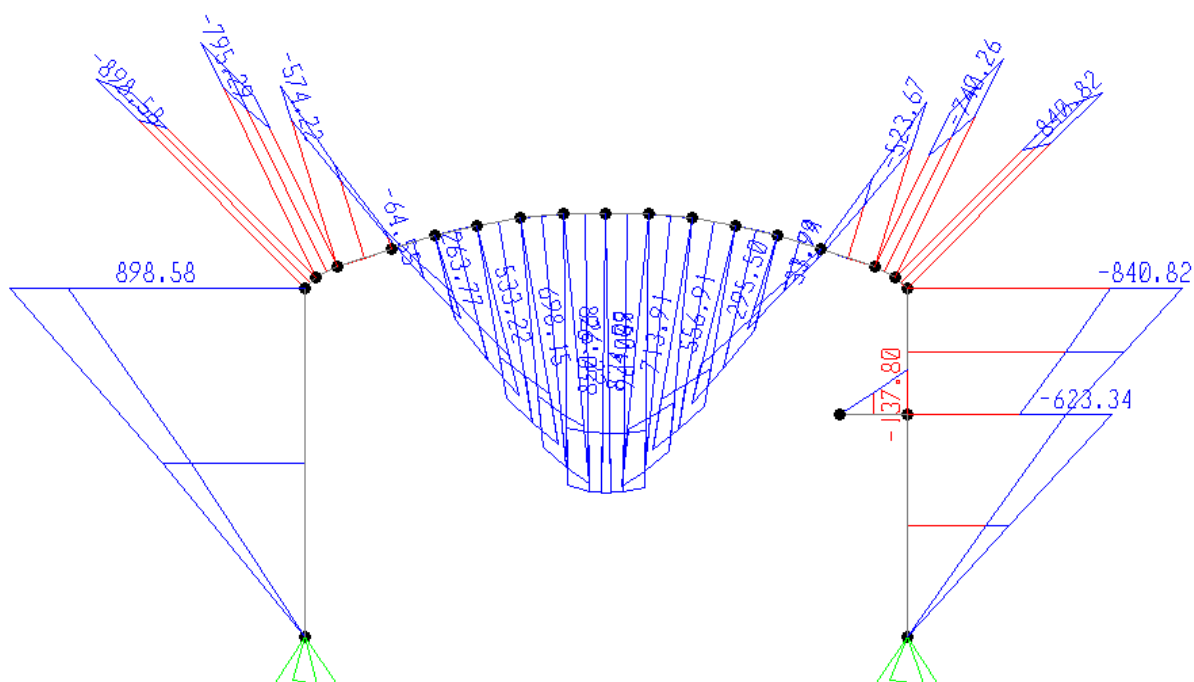


Fig.4.26. – Diagrama da envolvente dos momentos flectores com as novas acções

Para as secções definidas no subcapítulo obtiveram-se os seguintes esforços de cálculo actuantes:

Quadro 12 – Valores dos esforços de cálculo

Secção	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
1	-412,09	-82,02	-196,02
2	-412,09	-82,02	-597,09
3	-357,53	-82,02	898,58
4	-81,97	-7,68	850,96

Examinando o quadro anterior verifica-se que estes valores são bastante superiores aos obtidos pela análise da estrutura com as acções do projecto. Pode-se justificar esta diferença pelo uso de coeficientes de segurança parciais intervenientes no cálculo das combinações, aumentando assim os distintos esforços resultantes.

4.3.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Conhecidos os valores dos esforços de cálculo actuantes, obtidos pela combinação das acções, é possível passar à avaliação da segurança do pórtico.

No quadro seguinte apresentam-se os diversos valores para a determinação dos esforços resistentes.

Quadro 13 – Valores dos coeficientes para a determinação dos esforços resistentes

Secção	b (m)	h (m)	A=A'	A _s (cm ²)	a/h	ω	ν	μ
1	0.4	1.0	4φ30	56,55	0,05	0,361	0,2	0,238
2	0.4	1.0	6φ30	84,82	0,10	0,542	0,2	0,293
3	0.4	1.2	8φ30	113,10	0,10	0,602	0,2	0,316
4	0.4	1.0	10φ30	141,37	0,10	0,903	0,1	0,405

Neste caso, e após em breve cálculo do valor reduzido do esforço normal resistente de cálculo ν , considerou-se que este valor assumiria 0,2, valor superior ao utilizado na avaliação anterior, porque os esforços axiais resultantes são, também eles, maiores.

Com os valores de ν e μ , obtêm-se os esforços resistentes de cálculo, procedendo, assim, à verificação da segurança.

Quadro 14 – Verificação da segurança para o ELU

Secção	N _{sd}	N _{rd}	M _{sd}	M _{rd}	
1	412.09	640.0	196.02	761.6	OK
2	412.09	640.0	597.09	937.6	OK
3	357.53	768.0	898.58	1456.1	OK
4	81.97	320.0	850.96	1296.0	OK

Conclui-se, pela análise do quadro 14, que a segurança do pórtico está absolutamente garantida, visto que os valores de cálculo actuante são substancialmente inferiores aos valores de cálculo resistente. Nesta nova avaliação da segurança do pórtico, ao efectuar combinações de acções através de coeficientes parciais de segurança, os valores de cálculo resistentes são substancialmente superiores em relação à verificação anterior (com as acções do projecto), daí surgir esta larga margem entre os valores actuantes e resistentes.

Depois de verificada a segurança em relação à armadura longitudinal, é necessário verificá-la para a armadura transversal.

Seguindo o método explicado anteriormente, pode-se apresentar de seguida a análise feita para esta verificação.

Quadro 15 – Verificação da segurança para as armaduras transversais

Secção	V _{sd}	V _{rd,max}	V _{rd,s}	V _{rd}	
1	-82.02	655.26	19.28	19.28	KO
2	-82.02	634.52	18.67	18.67	KO
3	-82.02	772.76	22.74	22.74	OK
4	-7.68	634.52	4.27	4.27	KO

Assim como anteriormente, também, neste caso, a segurança não é verificada, podendo-se aplicar a mesma justificação dada.

4.3.4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA PARA O ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Após a verificação de segurança em relação à rotura da estrutura, é igualmente importante estudar o comportamento desta em condições de serviço, nomeadamente no que se refere às tensões de compressão no betão e tracção da armadura.

4.3.4.1. Limitação das tensões

De acordo com o estabelecido na secção 7 do EC2 [21], a tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados que comprometam o funcionamento da estrutura. Assim, o mesmo documento refere que a tensão no betão quando submetido a acções quase-permanentes deve ser inferior a 45% de f_{ck} (ou seja, 5,4MPa) de forma a poder ser considerada fluência linear em qualquer estrutura de betão armado, e quando submetido a acções características não deve ser superior a 60% de f_{ck} (ou seja, 7,2 MPa) para evitar o aparecimento de fendas longitudinais. Consequentemente, este impõe também limitações a nível de tensões de tracção na armadura a fim de evitar deformações não elásticas, às quais se associam níveis de fendilhação e deformações maiores. Por isso, interessa que a referida tensão seja inferior a 80% de f_{yk} (ou seja, 188MPa) para combinações características.

De forma a poder determinar as tensões no betão e no aço é necessário introduzir a noção de combinação quase-permanente e combinação característica. Segundo o EC0 [18], as expressões que definem estas combinações do estado limite de utilização podem simbolicamente ser expressas conforme (4.11) e (4.12), respectivamente combinação quase-permanente e combinação característica.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.11)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.12)$$

4.3.4.2. Diagrama de Esforços

Recorrendo às diferentes combinações de sobrecarga, conforme efectuado na verificação da segurança do pórtico, é possível, novamente, com o auxílio do software SAP2000 determinar a envolvente dos esforços para as combinações em causa. Os valores de ψ imprescindíveis para o cálculo das combinações, estão estipulados no quadro 9, anteriormente exposto.

De seguida, apresentam-se os diagramas de esforços das combinações de serviço.

Os valores dos esforços actuantes das secções da combinação quase permanente são os seguintes:

Quadro 16 – Esforços da combinação quase-permanente

Secção	N_{sd}	M_{sd}
1	-251.74	-124.74
2	-251.74	-376.82
3	-210.59	565.00
4	-52.21	506.59

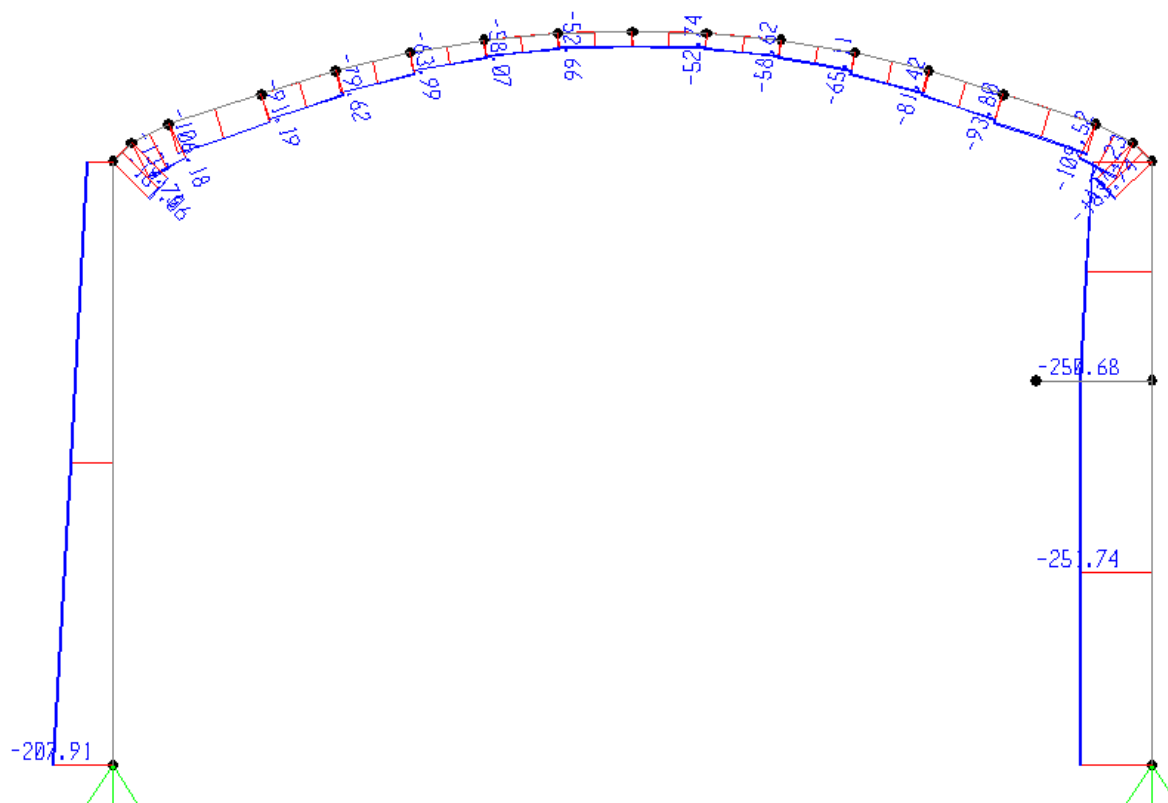


Fig.4.29. – Diagrama da envolvente dos esforços axiais da combinação característica

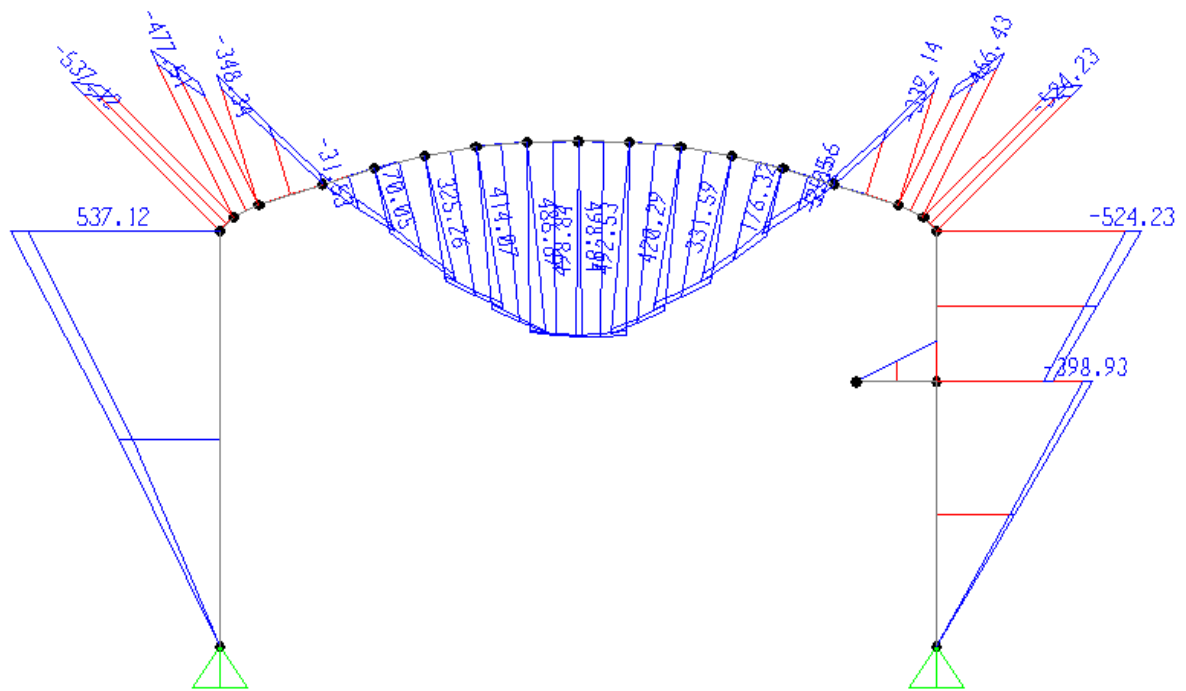


Fig.4.30. – Diagrama da envolvente dos momentos flectores da combinação característica

Os valores dos esforços actuantes das secções da combinação quase permanente são os seguintes:

Quadro 17 – Esforços da combinação característica

Secção	N _{sd}	M _{sd}
1	-88.59	-125.45
2	-251.74	-382.13
3	-251.74	537.12
4	-52.51	498.84

Uma forma expedita e prática de determinar tensões de serviço é através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad (4.43)$$

Onde A é a área homogeneizada da secção, I a inércia homogeneizada e y a distância do eixo neutro á zona onde se pretende calcular a tensão.

Assim, para as secções definidas determinam-se para as duas combinações os valores das tensões de compressão do betão e tracção do aço.

Para a combinação quase-permanente, onde α é igual a 18, os valores de A , I e y apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 18 – Valores de A, I e y para a combinação quase-permanente

Secção	A_{ci}	I	y
1	0.50	0.0636	0.40
2	0.54	0.0726	0.59
3	0.67	0.1285	0.59
4	0.64	0.0947	0.55

De seguida apresenta-se um esquema elucidativo para melhor compreensão do cálculo das tensões:

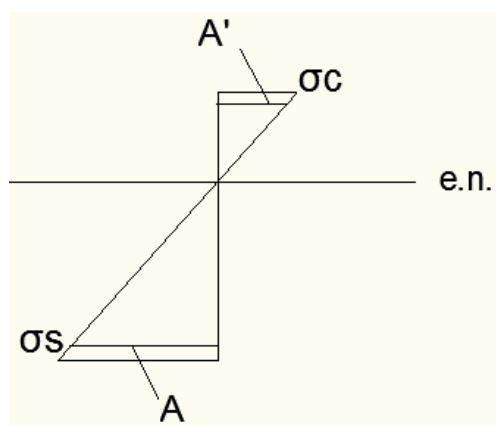


Fig.4.31. – Esquema elucidativo do método de cálculo seguido para as tensões

Têm-se, assim os respectivos valores das tensões:

Quadro 19 – Tensões do betão na combinação quase-permanente

Secção	σ_c (MPa)	
1	0.67	OK
2	1.67	OK
3	3.00	OK
4	2.49	OK

Para a combinação característica, onde α é igual a 10, os valores de A, I e y apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 20 – Valores de A, I e y para a combinação característica

A_{ci}	I	y
0.45	0.0512	0.44
0.48	0.0557	0.59
0.58	0.0960	0.57
0.53	0.0671	0.57

Têm-se, assim os respectivos valores das tensões:

Quadro 21 – Tensões do betão e do aço na combinação característica

Secção	σ_c (Mpa)	σ_s (MPa)	
1	1.57	32.70	OK
2	3.34	62.16	OK
3	3.09	10.98	OK
4	3.10	42.30	OK

Nos quadros anteriormente apresentados verifica-se que para ambas as combinações, os níveis de tensão de compressão no betão e de tracção no aço são respeitados.

CONCLUSÕES

5.1. CONCLUSÕES FINAIS

A realização desta dissertação teve como objectivo a avaliação da segurança estrutural da Lota da Bolsa do Pescado cujo projecto foi elaborado com base em metodologias de cálculo elástico, recorrendo, muitas das vezes, a métodos de cálculo gráfico.

Este edifício nasceu nos anos 30 do século XX, tornando-se um marco no campo da engenharia civil, pela sua estrutura porticada, com um vão de 20m de comprimento. Pode-se afirmar, que ainda hoje, é deveras complicado projectar uma estrutura com estas dimensões. E tendo em conta que este projecto foi realizado em 1934, não existindo quaisquer ferramentas de cálculo (como, por exemplo, calculadoras), ainda se louva mais o Engenheiro Francisco Correia de Araújo pela sua proeza e destreza ao conseguir realizar este projecto.

O Engenheiro e Professor Correia de Araújo foi uma pessoa bastante importante na engenharia em Portugal. Desempenhou imensas funções relacionadas com o seu curso, desde professor das mais conceituadas faculdades de engenharia de Portugal, a director de inúmeros estabelecimentos. Tentou transmitir o seu conhecimento através de publicações de artigos em revistas e de livros. Este, ainda envolvido no nascimento do primeiro regulamento de estruturas de betão armado português e a elaboração dos dois seguintes que estiveram em vigor. Devido à sua participação nos regulamentos, nomeadamente no RBA, tornou-se interessante proceder à comparação deste com o projecto, e verifica-se que muito dos métodos e limitações para os diversos caso são os mesmos.

Para desenvolver o objectivo principal da tese foi necessário estudar os métodos de cálculo para a avaliação de segurança de uma estrutura, utilizados na época. Como tal, fez-se um panorama da evolução dos critérios e métodos de cálculo impostos pelos regulamentos de betão armado, desde o seu surgimento até à actualidade. Nesta perspectiva verifica-se que a grande mudança da avaliação da segurança estrutural se encontra na passagem do cálculo elástico para o plástico, ou seja, a relação entre as tensões e extensões deixou de ser linear, passando a ser não-linear, o que conduz a cálculos mais exactos. Neste contexto, é importante referir que, desde cedo, se definiram coeficientes de segurança, que com o crescimento do conhecimento e do estudo foram tomando valores cada vez menores.

O projecto da Lota da Bolsa do Pescado foi efectuado adoptando o cálculo elástico, seguindo diferentes métodos tanto gráficos como analíticos, consoante o elemento estrutural. Fazendo uma analogia dos processos utilizados com os actuais, verifica-se que a base e significado destes são semelhantes.

Quando se passa à avaliação da segurança estrutural do pórtico, verifica-se que a segurança está garantida, para o estado limite último e de utilização, tanto para as acções actuantes do projecto, como para as acções determinadas segundo os eurocódigos estruturais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Correia de Araújo, F. *Estudo dos maciços terrosos e dos seus suportes: muros de suporte, fundações, silos*. Edições Lopes da Silva, Porto, 1942.
- [2] Correia de Araújo, F. *Cálculo das Estruturas no espaço pelo método de Cross*. Revista Engenharia, Junho-Julho/1945, páginas 19 a 34, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [3] Correia de Araújo, F. *Os vigamentos cruzados ortogonais*. Revista Engenharia, Dez/1945-Jan/1946, páginas 1 a 15, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [4] Correia de Araújo, F. *Coberturas onduladas de betão armado, com bordos livres*. Revista Engenharia, Nov/1949-Fev/1950, páginas 2 a 59, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [5] Correia de Araújo, F. *O método dos deslocamentos dos nós (Gehler), do Prof. Bomfim Barreiros*. Revista Engenharia, Fev-Abr/1954, páginas 1 a 14, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [6] Correia de Araújo, F. *Classificação das solicitações das pontes*. Revista Engenharia, Jan/1957, páginas 5 e 6, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [7] Correia de Araújo, F. *Elasticidade e Plasticidade*, Imprensa Portuguesa, Porto, 1962.
- [8] Correia de Araújo, F. *Resistência dos Solos*. Revista Engenharia, Mar-Abr /1964, páginas 1 a 26, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [9] Correia de Araújo, F. *Cálculo das Estruturas no Espaço pelo Método de Cross*. Revista Engenharia, Mai-Jun/1964, páginas 1 a 19, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [10] Correia de Araújo, F. *Cálculo Matricial das Estruturas Contínuas pelo Método dos Deslocamentos*. Revista Engenharia, Nov-Dez/1965, páginas 1 a 58, Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia, Porto.
- [11] D'Arga e Lima, J. Monteiro, V. Mun, M. *Betão Armado – Esforços normais e de flexão*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2004.
- [12] Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. *Cadastro Geral dos funcionários abatidos ao serviço*. Arquivo.
- [13] Câmara Municipal do Porto. Arquivo histórico da Câmara. Memória Descritiva do projecto da Bolsa do Pescado, 1935.
- [14] Ministério das Obras Públicas. Decreto n.º 25948, de 16 de Outubro de 1935, corrigido pelo Decreto n.º 33021 de 2 de Setembro de 1943, *Regulamento do Betão Armado*; Outubro de 1935
- [15] Ministério das Obras Públicas. Decreto n.º 47723, de 20 de Maio de 1967, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*; Maio de 1967.
- [16] Ministério das Obras Públicas. Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*; Julho de 1983.
- [17] Ministério da Habitação, obras Públicas e Transportes. Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*; Maio de 1983.
- [18] CEN. *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas, Parte 1*, Comité Europeu Para a Normalização (CEN); Abril de 2002.

- [19] CEN. *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1 – Acções gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (EN 1991-1)*, Comité Europeu Para a Normalização (CEN); Abril de 2002
- [20] CEN. *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 5 – Acções gerais: Acções térmicas (EN 1991-5)*, Comité Europeu Para a Normalização (CEN); Novembro de 2003
- [21] CEN. *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1 – Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1)*, Comité Europeu Para Normalização (CEN); Abril de 2004.
- [22] Publicações de Correia de Araújo presentes na Biblioteca Nacional de Portugal <http://catalogo.bnportugal.pt/ipac20/ipac.jsp?session=1MOW312800289.431773&profile=bn&uri=link=3100018~!6284~!3100024~!3100022&aspect=subtab13&menu=search&ri=1&source=~!bnp&term=Ara%C3%BAjo%2C+F.+Correia+de&index=AUTHOR#focus> 11.03.2009
- [23] Referência à Ponte de Abreiro - http://sicc.fe.up.pt/org/dci/CM/documents/BIFEUP_38_Final.pdf 9.03.2009
- [24] Referência à Ponte de Ferradosa - <https://www.oern.pt/pdf/info/encarte15.pdf> 4.03.2009
- [25] Evolução das construções em betão - <http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf> 8.03.2009
- [26] Referência à Ponte Luiz Bandeira - <http://www.lifecooler.com/lifecooler/imagens/bd/154417.jpg> 9.03.2009
- [27] Artigo de Júlio Appleton sobre o Eurocódigo 2 - http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/GDBAPE/Artigos/ArtigoRevista_ConstrucaoMag.pdf 23.03.2009
- [28] História de CEB - <http://fib.epfl.ch/about/history> 31.03.2009
- [29] História do LNEC - http://pt.wikipedia.org/wiki/Laborat%C3%B3rio_Nacional_de_Engenharia_Civil 31.03.2009
- [30] <http://www-ext.lnec.pt/> 1.04.2009