

> ELEMENTOS DE PROJECTO

» Índice

»» 1. Introdução	3
»» 2. Breve Descrição	3
»» 3. Classificação da obra	4
»» 4. Bases de cálculo	4
»»» Fundações	5
»»» Materiais estruturais	6
»»»» Obra metálica	6
»»»» Obra de betão	6
»»» Quantificação de acções	7
»»»» Acções permanentes	7
»»»» Acções variáveis	8
»»» Combinações de acções	10
»»» Métodos de cálculo e de dimensionamento	13
»»»» Generalidades	13
»»»» Estados limites últimos e de utilização	13
»»»» Coeficientes parciais de segurança para as resistências	13
»»»» Elementos estruturais	13
»»»» Dimensionamento estrutural	14
»»»» Madres da cobertura	15
»»»» Pórticos metálicos	16
»» 5. Omissões	19
»» 6. Documentação	19
»» 7. Disposições construtivas	21
»» 8. Considerações finais	21

» Edifício Metálico

»» 1. Introdução

Refere-se a presente memória descritiva ao estudo de um edifício metálico, que **verbo do Cais, SA** pretende realizar na **Zona do Estaleiro do Porto de Recreio de Olhão**

»» 2. Breve Descrição

As plantas estruturais foram concebidas de forma a satisfazer as exigências arquitectónicas impostas, devendo contudo ser verificada a compatibilidade desta especialidade com qualquer possível alteração ao projecto de arquitectura, antes da sua execução.

A estrutura metálica foi pensada para receber um piso metálico e uma cobertura apoiada em madres metálicas / vigas metálicas que se apoiam em pilares metálicos com 11.30 metros de altura afastados de 5.00/6.30, metros nas empenas de apoio.

O projecto apresentado visa contemplar de um modo equilibrado os seguintes parâmetros:

1. Simplificação técnico construtiva
2. Simplificação de montagem
3. Envolvimento aparente dos elementos estruturais e ligações.

Assim a solução adoptada é constituída pelos seguintes componentes:

- Revestimento superior constituído por: chapa perfilada apoiada em madres metálicas em aço galvanizado, enformado a frio, constituídas por perfis tipo madre max 150x1,5
- Vigas principais, em perfil de aço laminado a quente, que transmitem aos pilares as cargas provenientes da chapa perfilada e vigas de bordadura. As vigas são do tipo IPE.
- Pilares, em perfil de aço laminado a quente, ligados às fundações através de chumbadouros embebidos em sapatas de betão armado, transmitindo os esforços e momentos provenientes das vigas. Os pilares são do tipo IPE.
- Vigas para apoio do piso de escritório, em perfil de aço laminado a quente, que transmitem aos pilares as cargas provenientes da laje mista composta por chapa colaborante da Hairoville H59S $e=0.75\text{mm}$ e betão C25/30 com armadura de reforço junto à alma dos perfis metálicos. As vigas são do tipo IPE.

As ligações entre os elementos estruturais serão realizadas por aparafusamento, facilitando as operações de montagem.

»» 3. Classificação da obra

De acordo com a NP EN 1990: 2009:

- A classe de consequência será CC2
- A classe estrutural será S4 (vida útil do projecto 50 anos).

De acordo com a NP EN 1990: 2009 para uma estrutura RC2 deve-se aplicar um coeficiente de fiabilidade ($\beta=3,8$) nas combinações fundamentais em situações de projecto persistentes, mas apenas nas acções desfavoráveis.

De acordo com NP EN 1090-2 (2010):

- A categoria de serviço será SC1;
- A categoria de Produção será PC1;
- A classe de execução será EXC2;

»» 4. Bases de cálculo

A cobertura será convenientemente contraventada de modo que se possa comportar como um diafragma tendo assim capacidade de transmitir os esforços horizontais para os pórticos transversais, ou para os pórticos longitudinais, pórticos estes que serão também convenientemente contraventados de modo a poder absorver estes esforços.

Os pilares são fornecidos com um negativo na base que aparafusa à chapa de amarração a deixar na fundação aquando da betonagem. Estas chapas devem ser deixadas correctamente niveladas e perfeitamente alinhadas.

A transmissão das cargas na base dos pilares ao solo será efectuada através de sapatas ortogonais, quadradas, rígidas, ligadas entre si por intermédio de lintéis de fundação

A Junta de dilatação devido à diferença de temperatura, que implica uma extensão do aço de acordo com $\varepsilon = \alpha \times \Delta T$, é realizada através de libertações nas madres, por exemplo através de furos ovalizados.

»»» Fundações

As fundações que se apresentam foram dimensionadas com base em pressupostos, não foram fornecidos quaisquer elementos por parte do dono de obra. Caso se verifique que a dimensão das sapatas não corresponde às necessidades deverão ser redimensionadas.

Prevê-se um solo de qualidade razoável para resistir às acções de fundação. Pelo que, o dimensionamento das mesmas foi efectuado considerando:

- Tensão admissível do solo: 250 kPa;
- Densidade aparente do solo: 20 KN/m³;
- Ângulo de atrito interno: 35°

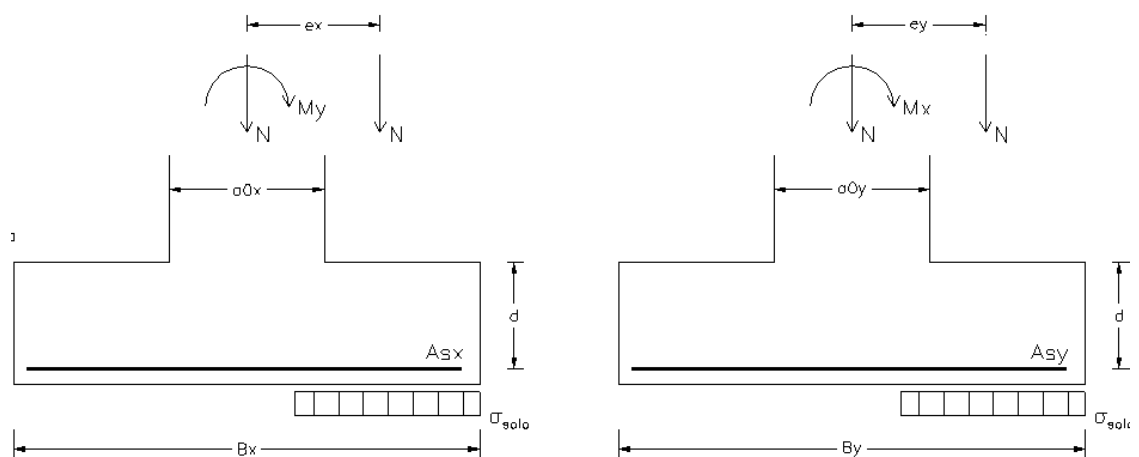
Estas características devem ser confirmadas pelo técnico responsável durante a abertura dos primeiros caboucos para a execução das respectivas fundações.

O dimensionamento das fundações foi feito com base num valor de tensão admissível em serviço de 250kPa, o que permitiu o recurso a fundações directas.

A determinação das dimensões em planta foi efectuada com base em critérios de economia e racionalidade construtiva, agrupando na medida do possível aquelas com esforços semelhantes.

As alturas das sapatas foram definidas de modo a assegurarem um comportamento rígido destas, sendo a escolha das armaduras calculada com base em modelos de escoras e tirantes típicos.

Como exemplo, tem-se os modelos de cálculo:



»»» Materiais estruturais

Preconizou-se a utilização dos seguintes materiais:

»»»» Obra metálica

Todos os perfis laminados a quente incluindo chapas, normalizados em S 275 (NP 10025-2 : 2010) e em S 275H (NP 10219-1 : 2010) para tubos SHS, CHS e RHS sendo módulo de Young /módulo de Elasticidade Longitudinal $E=210\ 000\text{N/mm}^2$, módulo de Poisson/módulo de Elasticidade transversal $\nu = 0,3$ e coeficiente de dilatação térmica linear $\alpha = 12E - 6^\circ C$. $\alpha = 12E - 6^\circ C$, a usar deverão ser decapados mecanicamente ao grau SA 2.5 mais 50 microns de metro de primário de EPOXI DE ZINCO (80% de Zinco) com pintura a definir pelo cliente de acordo com a norma Portuguesa NP EN ISO 12944 .

As soldas deverão ser executadas de acordo com a NP EN 1902-2 : 2008 conjugadas com o Eurocódigo 3, Parte 1-8.

Parafusos Não Pré-esforçados, Porcas e Anilhas: CL. 8.8 (EN 15048-1:2007 / EN ISO 898-1:1999 / EN 20898-2:1993).

Conectores em Construção Mista: St37-3 (EN ISO 13918:2008)

Perfis enformados a frio, normalizados em S280 GD+Z (EN 10326) sendo módulo de Young /módulo de Elasticidade Longitudinal $E=210\ 000\text{N/mm}^2$, módulo de Poisson/ módulo de Elasticidade transversal $\nu = 0,3$ e coeficiente de dilatação térmica linear $\alpha = 12E - 6^\circ C$.

»»»» Obra de betão

Em relação à durabilidade dos elementos de betão armado, dadas as características, considerou-se a estrutura pertencente à classe estrutural S4, segundo a NP EN 1992-1-1: 2010, executada de forma a atingir uma vida útil de 50 anos, devendo estar sujeita a uma classe de inspeção de nível 1 segundo a NP EN 13670-1: 2007.

A definição do betão e aço em varões para cada tipo de elemento estrutural consta do quadro de materiais das peças desenhadas transcrito, parcialmente, para a presente memória descritiva.

Tipo de betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza (não estrutural)	C12/15; D22
Fundações, vigas de fundação e plintos	C25/30; S3; XC2(P); CI 0,4; D22
Laje mista (aço-betão)	C25/30; S3; XC1(P); CI 0,4; D22

Cofragem:

Cofragem classe A.1 (LNEC) em fundações, quando não for possível a betonagem contra o terreno;

Cofragem classe A.2 (LNEC) na estrutura oculta para rebocar;

Cofragem classe A.3 (LNEC) na estrutura aparente.

»»» Quantificação de acções

Em relação ao vento são consideradas as acções que o Anexo Nacional na NP EN 1991-1-4:2010 prescreve, sendo a localização do edifício na Zona B, no que se refere à acção do vento, e no que se refere ao tipo das construções, pode-se considerar o terreno de Rugosidade Tipo II.

Em geral, o valor a adoptar para o coeficiente de direcção, c_{dir} , é igual a 1,0. Não obstante, em situações tais que o efeito em causa esteja associado a uma direcção particular do vento e que a esta correspondam velocidades claramente inferiores às máximas no local – facto a ser justificado com base em dados estatísticos do regime de ventos na zona em causa e, eventualmente, com recurso a ensaios em túnel de vento ou modelação numérica adequada –, poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência mas limitada a 15 % do valor básico, ou seja, $c_{dir} \geq 0,85$.

Nos casos em que a situação de projecto a ser considerada ocorra integralmente entre Maio e Agosto do mesmo ano – por exemplo, uma estrutura provisória ou fases construtivas de uma estrutura –, poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência mas limitada a 10 % do valor básico, ou seja, $c_{season} \geq 0,90$.

»»»» Acções permanentes

Os pesos próprios dos elementos de construção foram obtidos considerando as dimensões nominais dos mesmos, os pesos volúmicos dos materiais e as disposições previstas no EC1.

Assim, admitiu-se que:

- Peso específico do betão armado: 25,0 kN/m³;
- Peso específico do aço: 78,5 kN/m³;

»»»» Acções variáveis

Vão ser consideradas como acções variáveis as acções devidas à sobrecarga, vento, neve e sismo.

Sobrecarga (Q)

Categoria H: coberturas ($\psi_0=0,0; \psi_1=0,0; \psi_2=0,0$)

Categoria B: escritórios ($\psi_0=0,7; \psi_1=0,5; \psi_2=0,3$)

Na determinação das sobrecargas em coberturas considerou-se que a concentração de pessoas não é o elemento preponderante, tendo-se adoptado os seguintes valores:

- Sobrecarga na cobertura: 0,40 kN/m²;
- Sobrecarga nos pavimentos elevados: 3,00 kN/m²;

Pressão do vento (W) ($\psi_0=0,6; \psi_1=0,2; \psi_2=0$)

Considerou-se a acção do vento actuando na perpendicular aos paramentos verticais e à cobertura uma vez que esta situação é a mais desfavorável na actuação desta força. O valor característico da pressão dinâmica do vento é igual a 1.08kN/m², função da zona da rugosidade do solo, do tipo de ocupação e dos coeficientes de pressão exterior e interior. Os valores dos coeficientes de pressão foram calculados tendo em conta as relações geométricas do edifício, a inclinação da vertente da cobertura, a direcção do vento e consoante se trate de edifício fechado ou aberto.

Considerou-se: vento frontal (V1) e lateral (V2).

Solução:

a) Pressão dinâmica do vento

- Pressão dinâmica q:

$$q = 1.08 \text{ KN/m}^2$$

b) Coeficientes de pressão e forma, externos, para as paredes laterais e frontais

, de acordo com o R.S.A.

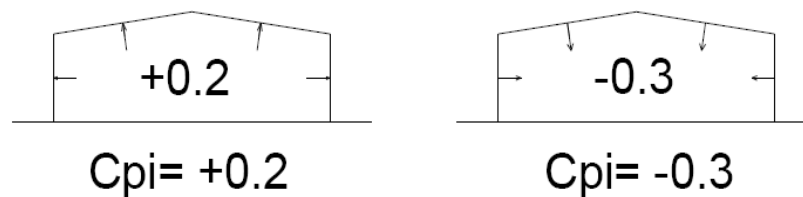
c) Coeficientes de pressão e forma, externos, para a cobertura

, de acordo com o R.S.A.

d) Pressão interna

Para efeito de cálculo, desprezamos a possibilidade de abertura dominante em qualquer face e que é geralmente o mais usado para pavilhão desde que as aberturas não sejam exageradas, logo:

$C_{pi} = +0.2$ ou $C_{pi} = -0.3$ (adoptado o mais nocivo)



e) Coeficientes de pressão para dimensionamento de madres, telhas e ancoragens

Fachadas: acções locais

, de acordo com o Quadro I-I, do R.S.A.

Cobertura: acções locais

, de acordo com o R.S.A.

f) Coeficientes de pressão para estrutura principal (pórticos)

Para o dimensionamento da estrutura principal, adopta-se a combinação entre as pressões externas e internas mais crítica.

Obs.: Para o cálculo de um pórtico isolado, multiplica-se esses coeficientes pela pressão dinâmica q e pela distância entre os pórticos d .

Carga: Coeficiente $\times q \times d$ [KN/m]

Para o contraventamento, adopta-se os valores das pressões actuando perpendicularmente aos pórticos, ou seja, neste caso, $\alpha = 0^\circ$.

Neve (S) ($\psi_0=0,7; \psi_1=0,5; \psi_2=0,2$ se $H>1000m$; $\psi_0=0,5; \psi_1=0,2; \psi_2=0$ se $H<1000m$)

$sk = Cz [1 + (H/500)^2] = 0.0KN/m^2$, não considerado devido ao local da obra.

Sismo (E) ($\psi_0=0,0; \psi_1=0,0; \psi_2=0$)

Foram tidas em conta as cargas de solicitação sísmica, em referência à zona de montagem da nave, de acordo com o Eurocode 8.

Variações de temperatura e retracção ($\psi_0=0,6; \psi_1=0,5; \psi_2=0,0$)

Variações uniformes de temperatura $\pm 15^\circ C$ (estruturas de betão armado não protegidas)

Variações uniformes de temperatura $+35^\circ C$ e $-25^\circ C$ (estruturas metálicas não protegidas)

Variações uniformes de temperatura $\pm 10^\circ C$ (estruturas metálicas protegidas)

Variações diferenciais de temperatura $+17,8^\circ C/+2,1^\circ C$

Retracção do Betão: considerou-se que, para determinação dos esforços actuantes, os efeitos finais da retracção são equivalentes aos de um abaixamento lento e uniforme de temperatura de $15^\circ C$.

No entanto não se toma em consideração ao adoptar-se disposições construtivas adequadas, tais como juntas de dilatação e o tipo de estrutura.

»»» Combinações de acções

Quadro 2.1 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projecto

Categoria do tempo de vida útil de projecto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias ¹⁾
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

¹⁾ As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.

As combinações de acções são feitas de acordo com o que o EC0 prescreve.

Estados limites últimos:

- Valores de cálculo das acções (EQU) (Conjunto A) - equilíbrio estático das estruturas de edifícios

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,sup(inf)} G_{k,i,sup(inf)} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

NOTA: Os valores de γ_F que devem ser adoptados são os seguintes:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$$

$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis.

- Valores de cálculo das acções (STR) (Conjunto B) - projecto dos elementos que não envolva acções geotécnicas

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,sup(inf)} G_{k,i,sup(inf)} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

NOTA 1: Os valores de γ_F que devem ser adoptados são os seguintes:

$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis. Para os valores de γ a utilizar para as deformações impostas, ver os Eurocódigos aplicáveis.

NOTA 2: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{Gj,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{Gj,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura podem ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 3: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q podem ser subdivididos em γ_g e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{sd} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{sd} variando entre 1,05 e 1,15.

- Valores de cálculo das acções (STR/GEO) (Conjunto C) - O projecto dos elementos estruturais (sapatas, estacas, muros de caves, etc.) (STR) que envolva acções geotécnicas e a resistência do terreno

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,sup(inf)} G_{k,i,sup(inf)} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

NOTA: Os valores de γ_F que devem ser adoptados são os seguintes:

$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis

- Valores de cálculo das acções a utilizarem nas situações de projecto acidentais e sísmicas Acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,sup(inf)} G_{k,i,sup(inf)} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Sísmicas:

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,\text{sup}(\text{inf})} G_{k,i \text{ sup}(\text{inf})} + P + \gamma_L A_{Ek} \text{ ou } A_{Ed} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Aos E.L.UTILIZAÇÃO

- De muito curta duração - combinação rara (ou característica)
Utilizada para deslocamentos horizontais e fundações

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,\text{sup}(\text{inf})} G_{k,i \text{ sup}(\text{inf})} + Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

- De curta duração - combinação frequente
Utilizada para deformação por flexão

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,\text{sup}(\text{inf})} G_{k,i \text{ sup}(\text{inf})} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

- De longa duração - combinação quase permanente
Utilizada para não afectar o aspecto e as condições de utilização (pavimentos)

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G,i,\text{sup}(\text{inf})} G_{k,i \text{ sup}(\text{inf})} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Em que:

S_{Gik} – esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} – esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{gi} – coeficiente parcial de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q – coeficiente parcial de segurança relativo às acções variáveis;

$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ – coeficientes Ψ correspondentes à acção variável de ordem j.

$\gamma_g = 1.35, 1.00$ ou 0.90 (conforme mais desfavorável)

$\gamma_q = 1.50$ ou 1.00

»»» Métodos de cálculo e de dimensionamento

»»»» Generalidades

O Cálculo foi efectuado usando modelo de comportamento adequado (complementados, se necessário, por ensaios) envolvendo todas as variáveis relevantes. Os modelos são suficientemente precisos para permitir prever o comportamento estrutural, tendo em atenção a qualidade esperada da execução e a fiabilidade das informações em que se baseia o projecto em causa.

Os possíveis desvios em relação às direcções ou posições admitidas para as acções e casos de carga relevantes foram tomadas em consideração.

Nenhum estado limite relevante será excedido.

»»»» Estados limites últimos e de utilização

No estado limite de rotura, ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de uma ligação (excluindo a fadiga), deve verificar-se: $S_d \leq R_d$

No estado limite de estabilidade devido a efeitos de segunda ordem, deve verificar-se que a instabilidade não ocorre a não ser quando as acções excedem o seu valor de cálculo de todas as propriedades estruturais.

Nos casos correntes $\delta_{m\acute{a}x} = L/200$ para coberturas e $\delta_{m\acute{a}x} = L/300$ para pisos, sendo $\delta_{m\acute{a}x}$ = flecha máxima no estado final relativamente à recta que une os pontos.

Limites recomendados para os deslocamentos horizontais em pórticos $\delta \leq h/150$ sem aparelhos de elevação e $\delta \leq h/300$ outros.

»»»» Coeficientes parciais de segurança para as resistências

Resistências relacionadas com a tensão de cedência: $\gamma_{m0} = \gamma_{m1} = 1,00$

Resistências relacionadas com a tensão de rotura à tracção: $\gamma_{m2} = 1,25$

»»»» Elementos estruturais

As vigas são consideradas encastradas nos pilares por um sistema de aparafusamento, e recebem uma carga contínua resultante da cobertura.

Os perfis adoptados para as asnas são do tipo IPE, laminados a quente.

Os pilares metálicos a executar estão rotulados na base. Os perfis considerados são do tipo IPE, laminados a quente.

»»»» Dimensionamento estrutural

O dimensionamento dos elementos estruturais foram efectuados tendo por base os esforços e deslocamentos resultantes da envolvente de solicitações provenientes das combinações de acções verticais e horizontais. A verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de utilização foi realizada de acordo com as prescrições do EC 3.

Para a elaboração dos modelos de cálculo que permitiram modelar o comportamento estrutural deste edifício recorreu-se ao programa de cálculo automático de elementos finitos.

O programa utiliza o método dos elementos finitos para a discretização da estrutura, sendo o cálculo estático realizado pela resolução do seguinte sistema de equações lineares:

$$KU = R$$

Sendo:

K - matriz de rigidez;

U - vector dos deslocamentos;

R - vector das cargas;

A análise dinâmica é feita através da resolução do seguinte sistema de equações de equilíbrio dinâmico, que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g$$

Sendo:

M - matriz de massas;

C - matriz do amortecimento;

K - matriz de rigidez;

\ddot{u}_g - aceleração do solo;

\ddot{u} , \dot{u} e u - aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura, respectivamente;

O referido programa resolve o sistema de equações utilizando o método da sobreposição dos modos para um espectro de resposta aproximado.

A curva de aceleração do solo é introduzida sob a forma de uma tabela que relaciona a aceleração espectral com o período.

A excitação do solo pode ocorrer em três direcções: duas no plano horizontal e perpendiculares entre si, e a terceira na vertical desse plano.

A determinação dos esforços e dos deslocamentos máximos é feita calculando as respostas modais associadas às direcções principais de excitação e a resposta total, correspondente à soma das respostas associadas às três direcções, por combinação quadrática.

A análise estrutural foi realizada recorrendo-se a modelos globais elástico lineares constituídos por elementos finitos de barra com 6 GL por nó e por elementos finitos de laje de 4 nós com 6 GL por nó, modelados tridimensionalmente.

Em termos de condições de apoio consideraram-se os pilares rotulados.

Para a determinação dos esforços relativos ao sismo, foi realizada uma análise dinâmica, tendo-se, de forma a modelar o mais fidedignamente a estrutura, considerado as suas massas distribuídas ao longo dos vários tipos de elementos finitos utilizados na modelação.

A análise dinâmica tridimensional é, com os meios de cálculo actualmente disponíveis, a que melhor consegue modelar a realidade do comportamento estrutural face às diferentes acções regulamentares.

Atendendo ao facto desta estrutura se poder considerar uma estrutura em pórtico adoptou-se um coeficiente de comportamento para a determinação de esforços sísmicos de 4.0. Refira-se que a consideração deste coeficiente se destina a corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam numa análise não linear. O coeficiente de comportamento, de acordo com a regulamentação Portuguesa, é função do tipo de estrutura, sua ductilidade e esforços e deformações a que aquela está sujeita.

A partir da análise destes modelos, obtiveram-se os esforços com que se realizou este Projecto de Execução.

Os elementos estruturais como pilares, lajes e vigas foram dimensionados recorrendo-se aos processos tradicionais e comumente utilizados.

Para aferição do modelo e da própria solução estrutural analisou-se a sua resposta não só às solicitações estáticas mas também às dinâmicas.

»»»» Madres da cobertura

O dimensionamento das madres de cobertura foi feito para um afastamento entre madres de 1.75m, através de um modelo de cálculo simples de viga contínua.

As acções consideradas correspondem ao peso próprio das madres, ao peso próprio do revestimento cobertura, e à acção local do vento exercida na cobertura. O quadro seguinte resume as acções utilizadas no cálculo.

Acções	Valores (kN/m ²)
p.p. madres + chapas + parafusaria	0.10 KN/m
p.p. revestimento + 5% sobreposição + 5% para elementos de fixação.	0.20 KN/m ²
Sobrecarga	0.40 KN/m ²
Vento	0.90 KN/m ²

Os valores da acção do vento resultam do produto W_k (0.90) pela soma do coeficiente de pressão exterior menos o interior. Este valor foi multiplicado pelo afastamento entre madres.

»»»» Pórticos metálicos

Verificação ao Estado Limite Último

Foram verificadas a resistência das secções transversais, a resistência dos elementos, a resistência das ligações, a estabilidade da estrutura e o equilíbrio estático.

A resistência das secções transversais foi feita verificando a tracção, compressão, flexão simples, flexão composta, flexão desviada e esforço transversal garantido que os esforços actuantes eram inferiores aos esforços resistentes da secção. Foi também verificada a resistência à encurvadura dos elementos comprimidos, a encurvadura por flexão (varejamento), a resistência à encurvadura lateral dos elementos sujeitos a uma combinação de esforços de flexão e tracção e de flexão e compressão.

Para a verificação dos elementos estruturais ao estado limite último foi criada uma folha de cálculo que, para cada um dos tipos de perfis utilizados, calculava a resistência das secções transversais brutas aos esforços simples e a resistência das secções transversais à encurvadura por compressão e flexão recorrendo para tal às formulações do EC3. Os valores dos esforços obtidos das análises estáticas e dinâmicas efectuadas, eram então comparados com as resistências das secções transversais, garantindo que os esforços actuantes eram inferiores aos esforços resistentes fazendo-se ainda a verificação à flexão composta desviada, à encurvadura por flexo-tracção e por flexo-compressão.

$$\text{Resistência aos esforços axiais de tracção} - N_{t.sd} \leq N_{t.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Resistência à flexão} - M_{Ed} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Resistência ao esforço Transverso} - V_{Ed} \leq V_{Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$\text{Flexão composta Desviada} - \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N.V.,yrd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N.V.,zrd}} \right)^1 \leq 1$$

$$\text{Resistência à encurvadura por Compressão simples} - N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Resistência à encurvadura por flexão simples} - M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Verificação da resistência à encurvadura por flexão com compressão –

$$\frac{1.00M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{1.50M_{z,Ed}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

Verificação da resistência à encurvadura por flexão com tracção:

$$M_{eff.Sd} = W_{com} \times \sigma_{com.Ed} \leq \chi_{LT} \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}, W_{com} = W_{el} \text{ e } \sigma_{com} = \frac{M_{Ed}}{W_{com}} - 0.8 \times \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

Verificação aos Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização foram verificados garantindo que os deslocamentos obtidos das combinações raras de acções eram inferiores a L/200 (cobertura) e L/300 (pisos) nos elementos horizontais e nos elementos verticais inferiores a h/150 ou h/300 conforme a situação, sendo neste caso h/150.

Verificou-se que a combinação rara de acções tendo como acção de base o vento a soprar na direcção 90° era a combinação mais condicionante para as várias estruturas.

Ligações

As ligações foram calculadas para resistirem aos esforços actuantes obtidos nas análises efectuadas para as combinações de acções utilizadas nos Estados Limites Últimos.

As ligações soldadas são todas realizadas em oficina com soldaduras de penetração total. As ligações aparafusadas das colunas às vigas e entre vigas dos pórticos principais são ligações com parafusos, as restantes ligações também são aparafusadas.

Para a verificação do escorregamento em estado limite último foi considerada a contribuição de todos os parafusos.

Para a determinação da capacidade da ligação em resistir aos esforços de tracção provocadas pela transmissão dos esforço axiais e de flexão da viga à coluna determinou-se a resistência da chapa de topo da viga, a resistência do banzo da coluna e a resistência da alma da coluna à tracção e ao corte para cada uma das fiadas de parafusos considerando-se o menor de cada um destes valores como a força de tracção resistente de cada uma das fiadas.

A resistência da chapa de topo da viga e do banzo da coluna às forças de tracção, em cada uma das fiadas, foi determinada fazendo uma análise plástica isolada em cada uma das direcções e calculando-se a força de tracção resistente dos modos de rotura analisados. Consideraram-se três modos de rotura possíveis, a rotura da ligação por plastificação da chapa de topo da viga ou do banzo da coluna (modo 1), a rotura da ligação por plastificação dos parafusos e plastificação da chapa de topo da viga ou do banzo da coluna (modo 2) e a rotura da ligação por plastificação dos parafusos apenas (modo 3). Considerou-se o menor destes valores como a força resistente da chapa de topo da viga e do banzo da coluna.

A resistência da alma da coluna à tracção induzida pelos parafusos foi calculada da seguinte forma:

$$F_{T.rd}^{Alma} = \frac{A_t \times f_y^{perfil}}{\gamma_{M0}}$$

Para a área da coluna sujeita à tracção, considerou-se a contribuição dos reforços transversais da coluna que estavam dentro da largura de influência dos parafusos.

A resistência da alma da coluna ao corte foi determinada considerando-se um modelo de escoras e tirantes no agrupamento de parafusos solicitados. A força máxima de tracção no tirante foi determinada pelo produto da área do tirante pela tensão resistente do aço do perfil afectada pelo seu coeficiente de redução. A força máxima na escora foi calculada afectando a força máxima no tirante por um coeficiente de redução de 0.5 para ter em conta os efeitos de encurvadura da alma da coluna.

A resistência ao esmagamento da chapa de topo da viga e do banzo da coluna foi determinada pela seguinte formulação simplificada:

$$F_{b.Rd} = \alpha \times f_u \times d \times t$$

sendo:

$F_{b,Rd}$ – Resistência ao esmagamento de um parafuso.

d – diâmetro do parafuso

f_u – Tensão última do aço

t – espessura do elemento

α – coeficiente que tem em consideração a classe da sup. contacto

A resistência do escorregamento da ligação foi calculada considerando que cada um dos parafusos contribuía com uma força $F_{s,Rd}$ igual a:

$$F_{s,Rd} = \frac{\mu \times F_{p,Cd}}{\gamma_{Ms,ult}} \text{ e } F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

sendo,

μ – Coeficiente de atrito da sup. contacto que se considerou igual a 0.5;

$F_{p,Cd}$ – pré-esforço do parafuso.

f_{ub} – tensão última do parafuso.

A_s – área do parafuso.

$\gamma_{Ms,ult}$ – Coef. Parcial de segurança ao escorregamento igual a 1.25.

Fundações

As fundações são directas tendo-se admitido uma tensão admissível do solo $\sigma_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$ em serviço (combinações raras).

O dimensionamento das armaduras das sapatas foi efectuado recorrendo a um modelo simples de escoras e tirantes. Foi considerado o peso dos lintéis de fundação e das sapatas para contabilização do esforço axial na base da fundação. Os valores da tensão de contacto no solo obtidos das combinações de acções consideradas estão dentro dos limites aceitáveis para este tipo de solo (inferiores a 250 kN/m^2).

»» 5. Omissões

Em tudo o omitido nesta memória deverá seguir-se todas as boas regras da construção metálica e regulamentação existente.

»» 6. Documentação

Na elaboração do projecto agora apresentado foram respeitadas as normas e legislação em vigor, nomeadamente:

- **NP EN 1990:2009** - Eurocode - Basis of structural design
- **NP EN 1991-1-1:2009** - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- **NP EN 1991-1-2:2010** - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-2: General actions. Actions on structures exposed to fire.
- **NP EN 1991-1-3:2009** - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-3: General actions. Snow loads.
- **NP EN 1991-1-4:2010** - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions.
- **NP EN 1991-1-5:2009** - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-5: General actions. Thermal actions.
- **NP EN 1992-1-1:2010** - Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- **NP EN 1992-1-2:2010** - Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design
- **NP EN 1993-1-1:2010** - Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- **NP EN 1993-1-10:2010** - Eurocódigo 3 – Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties. (Projecto de estruturas de aço. Parte 1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura.)
- **NP EN 1993-1-2:2010** - Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design.
- **NP EN 1993-1-8:2010** - **Eurocode 3** - Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints.
- **NP EN 1993-1-9:2010** - **Eurocode 3** - Design of steel structures. Part 1-9: Fatigue.
- **NP EN 1997-1:2010** - **Eurocode 7** - Geotechnical design. Part 1: General rules.
- **NP EN 1998-1:2010** - **Eurocode 8** - Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- **NP EN 1998-5:2010** - **Eurocode 8** - Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- **NP EN 10025-2:2007** - Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 2: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção não ligados. (Esta Norma especifica as condições técnicas de fornecimento de produtos planos e longos e de produtos semi-acabados destinados a serem transformados em produtos planos e longos por laminagem a quente, em aços de qualidade não ligados.)
- **NP EN 10025-3:2009** - Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 3: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado/laminado normalizado.
- **NP EN 10025-4:2009** - Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 4: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminagem termomecânica.

- **NP EN 10025-5:2009** - Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 5: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção com superior resistência à corrosão atmosférica.
- **NP EN 10025-6:2004+A1:2009** - Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 6: Condições técnicas de fornecimento para produtos planos de aço de construção de alto limite elástico no estado temperado e revenido.
- **RSA** - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (Decreto lei n.º 235/85 de 31 de Maio);
- **REAE** - Regulamento de aço para edifícios;
- **REBAP** - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (Decreto lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho);
- **NP EN 206-1:2007**- Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Esta Norma aplica-se ao betão destinado a estruturas betonadas no local, estruturas prefabricadas e produtos estruturais prefabricados para edifícios e estruturas de engenharia civil. O betão pode ser amassado no local, betão pronto ou betão produzido numa fábrica de prefabricados de betão.
- **NP EN 10027-2:1993** - Sistemas de designação dos aços. Parte 2: Sistema numérico.

»» 7. Disposições construtivas

Foram adoptadas as disposições construtivas prescritas nos capítulos X e XI do REBAP relativas aos vários elementos estruturais de betão armado.

São adoptadas as disposições de “execução e montagem” e de “garantia de qualidade” contempladas no REAE (Cap. V e VI) respectivamente e do EC3, relativas aos vários elementos estruturais metálicos. Os desenhos de fabrico e de montagem são da exclusiva responsabilidade do empreiteiro e devem ser apresentados atempadamente à fiscalização, antes do início da sua fabricação.

»» 8. Considerações finais

Caso o Adjudicatário pretenda propor uma alternativa ao projecto, esta terá de ser aprovada pelo Dono de Obra e pelos responsáveis pelos projectos de arquitectura e Engenharias.

Portugal, Coimbra, 3 de março de 2021

Licença cype: 77147

autocad: 559-08009468