



Beneficiação da EB1 e JI de Amiais de Baixo / Projeto de estabilidade

Projeto de execução

Memória descritiva, justificativa e de cálculo



Índice

1.Introdução.....	3
2.Localização	3
3.Análise e caracterização da situação atual/ existente	3
4.Descrição e justificação da solução de estabilidade adotada.....	9
4.1.Estrutura de suporte dos novos painéis de revestimento das coberturas	9
4.2.Reparação de elementos estruturais.....	10
4.3.Reparação de juntas de construção/dilatação.....	11
5.Redes de distribuição predial	11
6.Materiais	11
7.Enquadramento legal	12
8.Ações atuantes	12
9.Combinações de ações	14
10.Verificação da segurança nos painéis sandwich.....	14
11.Dimensionamento das madres	15
12.Cálculo dos esforços atuantes e dimensionamento dos pórticos metálicos	15
13. Dimensionamento das ligações soldadas.....	17
14. Dimensionamento das ligações à estrutura de betão armado	18
15. Peças desenhadas.....	18

1.Introdução

O presente projeto de execução de estabilidade refere-se à beneficiação da Escola Básica do 1.º Ciclo e Jardim de Infância de Amiais de Baixo.

A intervenção de beneficiação encontra-se definida no projeto de arquitetura, em termos de programa, volumetria e materiais, ditando que o presente projeto se dividirá em 3 áreas, designadamente:

1. Execução da estrutura de suporte dos novos painéis de revestimento das coberturas;
2. Reparação de elementos estruturais;
3. Reparação de juntas de construção/dilatação.

2.Localização

A Escola Básica do 1.º Ciclo e Jardim de Infância de Amiais de Baixo localiza-se no gaveto entre a Rua Professor Romeu Dias Serra e a Rua da Escola, localidade de Amiais de Baixo, freguesia de Amiais de Baixo e concelho de Santarém.

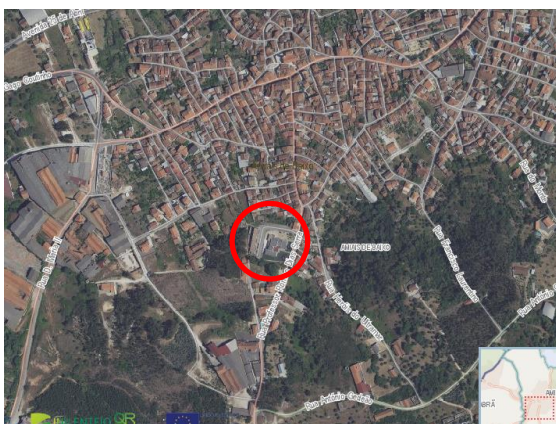


Foto 1: Localização da EB1/JI de Amiais de Baixo.

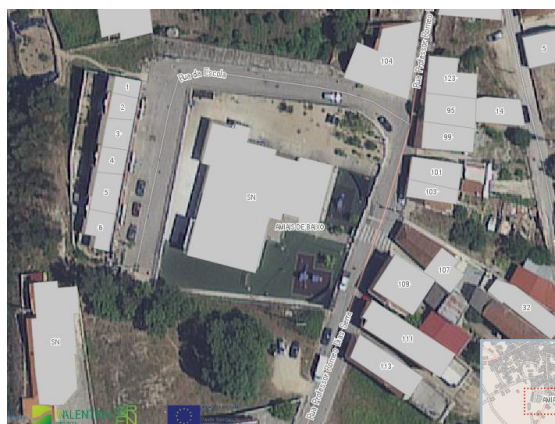


Foto 2: Implantação do edifício da EB1/JI de Amiais de Baixo.

3.Análise e caracterização da situação atual/ existente

O edifício existente foi construído em duas fases distintas, sendo que o edifício original se divide em 3 blocos, separados por 2 juntas de dilatação.

O bloco correspondente à ampliação no alçado posterior foi construído de forma independente do edifício original, com uma junta simples de construção. No alçado posterior, também existe um anexo para arrumos, separado do edifício original por uma junta simples de construção.

Os 4 blocos apresentam 1 ou 2 pisos acima do solo e uma estrutura resistente baseada em pórticos de betão armado, com fundações diretas.

A estrutura de betão armado do edifício original é constituída por um sistema de pórticos ortogonais de vão constante com 3,60 m.



Foto 3: Vista da área norte do alçado principal.



Foto 4: Vista geral do alçado lateral norte.



Foto 5: Vista geral do alçado posterior.



Foto 6: Vista da área posterior do alçado lateral sul.

As diversas coberturas do edifício original são revestidas por chapas autoportantes de fibrocimento e rematadas lateralmente por platibandas em alvenaria, com diversos tirantes em varão de aço à vista. A cobertura da ampliação é composta pela laje do teto, rematada por platibandas e revestida com seixo rolado.

A cobertura dos arrumos é revestida por chapas de fibrocimento.

A área coberta do edifício original inclui também 2 áreas exteriores cobertas com telheiros revestidos em chapa metálica ou chapa translúcida, com estruturas de suporte em aço pintado.



Foto 7: Vista geral da área de telheiro incluída no alçado principal.



Foto 8: Vista geral da área de telheiro incluída no alçado lateral norte.



Foto 9: Aspeto inferior do telheiro incluído no alçado principal.



Foto 10: Aspeto inferior inverso do telheiro incluído no alçado principal.



Foto 11: Vista geral superior da área de telheiro incluída no alçado principal.



Foto 12: Aspeto inferior do telheiro incluído no alçado lateral norte.

A estrutura metálica de suporte dos telheiros encontra-se em razoável estado de conservação, não sendo visíveis indícios de corrosão que coloque em causa as seções resistentes.



Foto 13: Pormenor de ligações no canto de união entre telheiros ortogonais.



Foto 14: Aspeto de ligações com emenda.

A estrutura porticada do edifício original encontra-se à vista, sendo que no exterior existem diversos locais da superfície do betão onde se observam fissurações, empolamentos, perdas de material de recobrimento e armaduras oxidadas, patologias que se devem a insuficiência de recobrimento das armaduras.

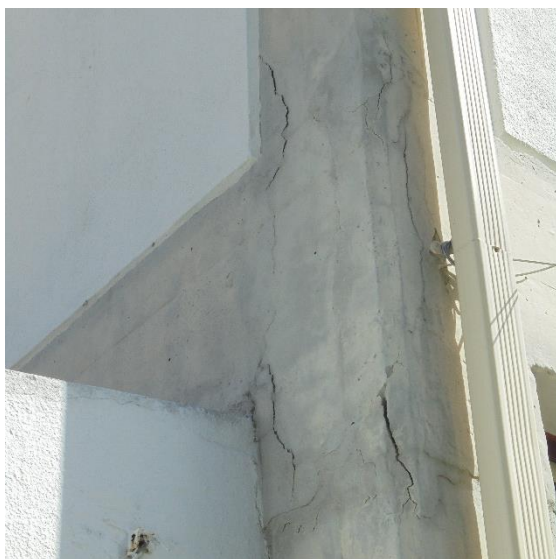


Foto 15: Aspeto de fissuração e empolamento em nó viga/pilar ao nível da laje do piso superior.



Foto 16: Aspeto de fissuração e empolamento em nó viga/pilar ao nível da cobertura.



Foto 17: Aspecto de fissuração longitudinal em viga.



Foto 18: Aspecto de fissuração longitudinal em pilar.



Foto 19: Aspecto de armaduras oxidadas em viga.

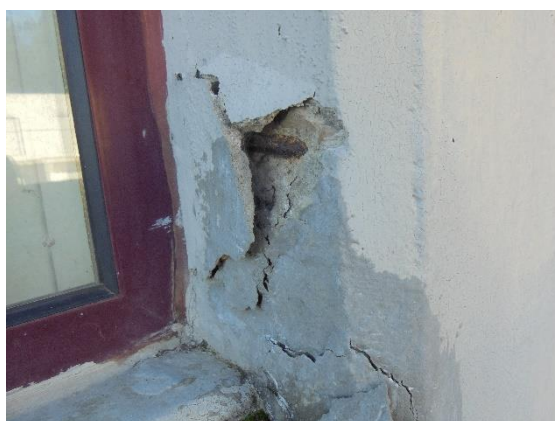


Foto 20: Aspecto de armaduras oxidadas em pilar.

As juntas de dilatação da estrutura porticada do edifício encontram-se em razoável estado de conservação, notando-se apenas falta de material vedante nalguns locais.



Foto 21: Aspecto do acabamento exterior da junta no alçado posterior (com material cimentício não adequado).



Foto 22: Aspecto do acabamento da junta no interior do piso superior (com vedante em falta).

A junta de construção entre o edifício original e a ampliação não foi assumida na obra de construção da ampliação, sendo visível uma fissura em todo o desenvolvimento da junta, com exceção do limite norte, que se encontra ligado ao edifício original pela tela de impermeabilização que cobre a platibanda original.



Foto 23: Aspecto da fissura na junta de construção num compartimento interior.



Foto 24: Aspecto da fissura na junta de construção na área exterior coberta.



Foto 25: Aspecto da junta de construção no compartimento interior do limite norte (sem fissura).



Foto 26: Aspecto da fissura exterior na junta de construção no alçado lateral norte.

4.Descrição e justificação da solução de estabilidade adotada

4.1.Estrutura de suporte dos novos painéis de revestimento das coberturas

A estrutura de suporte dos painéis de revestimento das coberturas assentará em madres e pórticos metálicos apoiados na estrutura de betão armado do edifício original e, por isso, afastados de 3,60 m, que pretendem conferir às diversas coberturas uma inclinação mínima de 7%. Os apoios dos pórticos foram estrategicamente distribuídos sobre as vigas e os pilares da estrutura de betão armado, de modo a eliminar qualquer carga concentrada nas lajes de cobertura. Face às exigências acústicas dos edifícios escolares, foram considerados apoios de encastramento, com o intuito de reduzir ao máximo os movimentos das estruturas metálicas e os ruídos daí resultantes.

Nos telheiros serão mantidos os pilares existentes, que serão prolongados na medida do estritamente necessário para garantir a ligação com as vigas dos pórticos. No telheiro do alçado principal será implantado um novo pilar de seção igual à dos existentes, cuja fundação será materializada pelo betão do pavimento existente no exterior, em conjunto com o material a colocar na regularização do mesmo.



Foto 27: Aspecto do local de implantação do novo pilar.

A altura dos pórticos foi condicionada pela arquitetura do alçado norte, tendo em conta a altura do perfil das vigas do telheiro e a altura do peitoril das janelas da sala polivalente. De modo a uniformizar a imagem dos beirados do alçado norte, adotou-se o mesmo pormenor na cobertura da sala polivalente, o que também permitiu reduzir a altura da respetiva platibanda.

As madres serão materializadas por perfis em aço galvanizado de paredes finas do tipo Z, fixos aos pórticos por aparafusamento, com exceção das madres periféricas junto aos beirados do alçado norte, que serão compostas por perfis tubulares quadrados soldados a apoios afastados de 1,80 m.

Os pórticos serão executados em aço estrutural com perfis do tipo HEB, IPE ou UPE, para as vigas, e perfis tubulares quadrados, para os pilares a implantar no desvão das coberturas interiores, e circulares, para os pilares dos telheiros. Nos pórticos, as ligações entre perfis metálicos, previstas em fábrica, serão soldadas e as fixações previstas em obra à estrutura de betão armado serão aparafusadas.

Face à deficiente estabilidade das platibandas existentes e à necessidade de aumentar a sua altura, optou-se por proceder à sua substituição integral por novas platibandas em betão armado ancoradas nas vigas existentes ao nível da cobertura, com uma espessura de 0,12 m.

Junto às novas platibandas, as madres apoiarão em perfis metálicos do tipo LNP fixos lateralmente às platibandas por aparafusamento.

4.2.Reparação de elementos estruturais

No que diz respeito à estrutura metálica existente, face às alterações previstas para a geometria dos telheiros, optou-se por manter apenas os pilares, cuja reparação e proteção seguirá o esquema previsto no projeto de arquitetura (decapagem, metalização e pintura com tinta de esmalte).

A reparação de elementos estruturais existentes em betão armado, designadamente, das superfícies exteriores à vista da estrutura porticada do edifício original, compreende os trabalhos seguintes:

1. Limpeza e descontaminação biológica de todas as superfícies visíveis da estrutura, mesmo dos elementos a demolir (100%);
2. Demolição integral e remoção de todos os elementos estranhos à estrutura (tirantes, etc.);
3. Picagem de todas as superfícies danificadas da estrutura em betão armado, para remoção integral de betão solto, delaminado, fissurado e contaminado (30%);
4. Lavagem de todas as superfícies do suporte em betão, incluindo armaduras que fiquem expostas após remoção do betão danificado, a jato de água de pressão controlada (100%);
5. Escovagem das armaduras, com escova de arame, de modo a remover todos os vestígios de oxidação e obter-se uma boa superfície de aderência nestes elementos (30%);
6. Aplicação de 2 camadas de proteção anticorrosiva, do tipo "Sika MonoTop -910 S" da Sika ou equivalente, em todo o perímetro das armaduras expostas (30%);

7. Aplicação de uma camada de agente de aderência, do tipo "Sika MonoTop -910 S" da Sika ou equivalente, para promover a aderência entre a argamassa de reparação e o suporte (betão ou armadura) (30%);
8. Aplicação da camada de argamassa de reparação, com argamassa do tipo "Sika MonoTop - 612" da Sika ou equivalente, ou do tipo "Sika MonoTop -620" da Sika ou equivalente, respetivamente, para espessuras da camada superiores e inferiores a 5 mm (30%);
9. Aplicação de revestimento de proteção, com argamassa do tipo "SikaTop -107 Protection" da Sika ou equivalente, no mínimo, 4 dias após conclusão dos trabalhos de aplicação da argamassa de reparação (100%).

4.3.Reparação de juntas de construção/dilatação

As juntas de construção entre o edifício original e a ampliação serão formalizadas conforme pormenores para o interior e o exterior, integrados no projeto de arquitetura, que incluem a aplicação de mastique. Ao nível da cobertura, será previsto remate de impermeabilização adequado para junta de construção, de acordo com o sistema de impermeabilização previsto no projeto de arquitetura.

Nas 2 juntas de dilatação do edifício original, será feita limpeza até ao aglomerado negro de cortiça e aplicação de mastique, quer no interior, quer no exterior. Ao nível da cobertura, será previsto remate de impermeabilização metálico adequado para junta de dilatação, conforme pormenor integrado no projeto de arquitetura.

5.Redes de distribuição predial

No levantamento do edifício não foi incluído o cadastro das redes de distribuição predial existentes na área de intervenção, sendo no entanto visíveis elementos destas redes de distribuição fixos aos elementos estruturais metálicos e de betão armado.

Os elementos estruturais metálicos serão substituídos, pelo que a fixação das redes terá que ser revista.

Os elementos estruturais de betão armado serão reparados, pelo que as redes terão que ser levantadas e repostas.

6.Materiais

Os materiais a utilizar serão os seguintes:

- Painéis de revestimento – painel sandwich ALAÇO C5- 1000 ou equivalente, com 50mm de espessura nominal (conforme projeto de arquitetura)
- Aço em perfis enformados a frio a partir de chapa galvanizada – S 235 (EN 10326)
- Aço em perfis laminados e chapas – S 235 (EN 10025-2)
- Aço em perfis tubulares – S 235 H (EN 10210-1)
- Aço em varão – A400 NR SD (E 455-00)

- Betão – C30/37 • XC3(P) • Cl 0,40 • Dmax.20 • S4 (NP EN 206-1)
- Argamassa de selagem – Sika Grout, da Sika, ou equivalente
- Agente de aderência/proteção anti-corrosiva – Sika MonoTop -910S, da Sika, ou equivalente
- Argamassa de reparação (espessura 5 a 30 mm) – Sika MonoTop -612, da Sika, ou equivalente
- Argamassa de regularização e selagem (reparação em espessura inferior a 5 mm) – Sika MonoTop -620, da Sika, ou equivalente
- Revestimento de proteção – SikaTop -107 Protection, da Sika, ou equivalente
- Mastique – Sikaflex 11 FC+, da Sika, ou equivalente

7. Enquadramento legal

No presente projeto cumpriu-se o exposto na seguinte legislação:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-1 e NP EN 1993-1-8)

8. Ações atuantes

As ações atuantes foram quantificadas com base no Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes, tendo-se considerado a ação do sismo desprezável face à ação do vento, tendo em conta a tipologia da construção. Também foram desprezados os efeitos das variações da temperatura, tendo em conta que a estrutura se encontra protegida pelo revestimento da cobertura.

Para dimensionamento dos elementos estruturais, considerou-se a atuação das seguintes ações:

Ações permanentes:

Peso do revestimento das coberturas inclinadas (painel sandwich ALAÇO C5- 1000 com 50mm de espessura nominal de isolamento e chapas de revestimento ambas com 0,50mm de espessura): 11,59 Kg/m² com inclinação de 7% (4°): $11,59/\cos 4^\circ = 0,12 \text{ KN/m}^2$ (na horizontal)

Peso próprio do aço em perfil: $\gamma_s = 77 \text{ KN/m}^3$

Peso próprio do betão armado: $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Ações variáveis:

Sobrecarga regulamentar em coberturas inclinadas (cobertura ordinária): 0,30 KN/m², $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0$

Vento: Zona A, Rugosidade tipo II, $h < 10 \text{ m}$, $w_k = 0,90 \text{ KN/m}^2$, $\psi_0 = 0,4$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0$

Para as coberturas do edifício original, tendo em conta que existem lajes de betão na envolvente inferior dos painéis sandwich, não foram considerados coeficientes de pressão interior. Os coeficientes de pressão exterior foram adotados com base na forma da construção, considerando que se tratam de coberturas de uma vertente.

Verificação do enquadramento no quadro I-III do anexo I do RSA, para as coberturas do edifício original ("coberturas interiores"):

Cobertura C1:

$$h = 3,4 \text{ m}$$

$$a = 14,7 \text{ m} > b$$

$$b = 7,5 \text{ m} \Rightarrow h < 2b = 15,0$$

Cobertura C7:

$$h = 6,5 \text{ m}$$

$$a = 7,2 \text{ m} < b \text{ (diferença considerada desprezável)}$$

$$b = 7,5 \text{ m} \Rightarrow h < 2b = 15,0$$

Determinação das pressões devidas à ação do vento:

$$\beta = 4^\circ \text{ (7\%)}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\delta_{pe} = -1,0$$

$$P_k = -1,0 \times 0,90 = -0,90 \text{ KN/m}^2 \text{ (sucção)}$$

Para a cobertura dos arrumos do alçado posterior, os coeficientes de pressão interior foram determinados considerando que a porta, única abertura da construção, poderá estar aberta durante a ocorrência de vento intenso.

Verificação do enquadramento no quadro I-III do anexo I do RSA, para a cobertura dos arrumos:

$$h = 2,4 \text{ m}$$

$$a = 3,1 \text{ m} > b$$

$$b = 2,6 \text{ m} \Rightarrow h < 2b = 5,2$$

Determinação das pressões devidas à ação do vento:

$$\beta = 4^\circ \text{ (7\%)}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\delta_{pe} = -1,0$$

$$\delta_{pi} = 0,75\delta_{pe} = 0,75 \times (-1,0) = -0,75 \text{ (sucção)}$$

$$P_k = (-1,0 - 0,75) \times 0,90 = -1,58 \text{ KN/m}^2 \text{ (sucção)}$$

Os diversos telheiros foram considerados como coberturas isoladas, em que os coeficientes de pressão englobam as ações sobre as duas faces.

Verificação do enquadramento no quadro I-VII do anexo I do RSA, para os telheiros ("coberturas exteriores"):

Cobertura C2:

$$h = 3,0 \text{ m}$$

$$a = 6,9 \text{ m}$$

$$b = 3,9 \text{ m} \Rightarrow h/b = 0,8$$

Determinação das pressões devidas à ação do vento:

$$\beta = 4^\circ \text{ (7\%)}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\delta_p = -1,5/-0,55$$

$$P_k = -1,5 \times 0,90 = -1,35 \text{ KN/m}^2 \text{ / } -0,55 \times 0,90 = -0,50 \text{ KN/m}^2 \text{ (sucção)}$$

ou

$$\delta_p = +1,5/+0,55$$

$$P_k = +1,5 \times 0,90 = +1,35 \text{ KN/m}^2 \text{ / } +0,55 \times 0,90 = +0,50 \text{ KN/m}^2 \text{ (pressão)}$$

9. Combinações de ações

As combinações de ações realizadas foram as previstas no Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes, para Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização. Tendo em conta que os valores da ação do vento são sempre superiores à sobrecarga de utilização e que todos os valores de combinação da sobrecarga são nulos, não se considerou a sobrecarga.

Combinações para Estados Limites Últimos:

Combinação fundamental com o vento como ação variável de base (pressão):

$$S_d = 1,35 S_{gk} + 1,5 S_{wk}$$

Combinação fundamental com o vento como ação variável de base (sucção):

$$S_d = 1,00 S_{gk} - 1,5 S_{wk}$$

Combinações para Estados Limites de Utilização:

Combinação rara com o vento como ação variável de base (pressão):

$$S_d = S_{gm} + S_{wk}$$

Combinação rara com o vento como ação variável de base (sucção):

$$S_d = S_{gm} - S_{wk}$$

10. Verificação da segurança nos painéis sandwich

A verificação da segurança nos painéis sandwich foi executada de acordo com a tabela de utilização do fabricante, para a cobertura mais desfavorável, por ter um menor número de vãos, uma vez que o afastamento das madres será constante para cada tipo de cobertura.

Afastamento entre madres (L): 1,80 m ou 1,20 m (frações de 3,60 m)

Coberturas interiores:

$$S_d = 1,5 P_k = 1,5 \times (-0,90) = -1,35 \text{ KN/m}^2 \text{ (sucção)} - \text{Cobertura C3 (2 vãos, L= 1,80 m): } 3,44 \text{ KN/m}^2 \text{ (tabela da ALAÇO)}$$

Coberturas exteriores:

$$S_d = 1,5 P_k = 1,5 \times (-1,35) = -2,03 \text{ KN/m}^2 \text{ (sucção)} - \text{Telheiro do bloco nascente (2 vãos, L= 1,80 m): } 3,44 \text{ KN/m}^2 \text{ (tabela da ALAÇO)}$$

Cobertura dos arrumos:

$S_d = 1,5 P_k = 1,5 \times (-1,58) = -2,37 \text{ KN/m}^2$ (sucção) – Cobertura dos arrumos (2 vãos, $L = 1,30 \text{ m}$):
 $3,44 \text{ KN/m}^2$ (tabela da ALAÇO)

11. Dimensionamento das madres

O dimensionamento das madres foi efetuado conforme as instruções do fabricante dos perfis, nomeadamente, de acordo com a tabela de sobrecargas de utilização e com os coeficientes de redução para madres de 2 vãos (3 apoios) e de 1 só vão (2 apoios), respetivamente, de 0,79 e de 0,52.

Afastamento entre pórticos (l): 3,60 m

Afastamento entre madres (L): 1,80 m ou 1,20 m (frações de 3,60 m)

Coberturas interiores:

$S_d = 1,00 S_{gk} - 1,5 P_k = 1,00 \times 0,12 + 1,5 \times (-0,90) = -1,23 \text{ KN/m}^2$ (sucção)

Cobertura C4 (1 vão, $L = 1,20 \text{ m}$): $1,47 \text{ KN/m}^2$ (Z-125x3, tabela da ACH/Saint-Gobain)

Coberturas C2, C3 e C7 (2 vãos, $L = 1,80 \text{ m}$): $1,59 \text{ KN/m}^2$ (Z-125x3, tabela da ACH/Saint-Gobain)

Coberturas C1, C5 e C6 (3 + vãos, $L = 1,80 \text{ m}$): $2,02 \text{ KN/m}^2$ (Z-125x3, tabela da ACH/Saint-Gobain)

Coberturas exteriores:

$S_d = 1,35 S_{gk} + 1,5 P_k = 1,35 \times 0,12 + 1,5 \times (+1,35) = +2,19 \text{ KN/m}^2$ (pressão)

Cobertura C2 e telheiros (2 vãos, $L = 1,20 \text{ m}$): $2,23 \text{ KN/m}^2$ (Z-125x3, tabela da ACH/Saint-Gobain)

Cobertura dos arrumos:

$S_d = 1,00 S_{gk} - 1,5 P_k = 1,00 \times 0,12 + 1,5 \times (-1,58) = -2,25 \text{ KN/m}^2$ (sucção)

Cobertura dos arrumos (1 vão, $l = 3,10 \text{ m}$, $L = 1,30 \text{ m}$): $3,41 \text{ KN/m}^2$ (Z-125x3, tabela da ACH/Saint-Gobain)

12. Cálculo dos esforços atuantes e dimensionamento dos pórticos metálicos

Tendo em conta a tipologia da construção, foram adotados modelos simplificados conservativos, ou seja, do lado da segurança, para o cálculo dos esforços atuantes nos diversos elementos estruturais. O modelo base utilizado no cálculo consiste num pórtico de um só vão.

O cálculo dos esforços atuantes é apresentado na folha de cálculo "pórticos" que se anexa.

Uma vez que se uniformizaram as seções nalguns elementos estruturais, a verificação da segurança nos perfis metálicos foi realizada apenas para as situações mais desfavoráveis, correspondentes aos pórticos intermédios de maior vão, para as combinações de ações mais desfavoráveis.

Propriedades das seções metálicas:

Vigas interiores:

Caraterísticas do **HEB140**:

S 235, $f_y = 235 \text{ MPa}$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

Classe 1 ($92/7 = 13,14 < 72$)

$A = 43 \text{ cm}^2$

$$I_y = 1509 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 216 \text{ cm}^3$$

Vigas interiores/exteriores:

Caraterísticas do IPE160:

$$S 235, f_y = 235 \text{ MPa}, E = 210 \text{ GPa}, \alpha = 12 \times 10^{-6}$$

$$\text{Classe 1 } [127/5 = 25,4 < 72]$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 109 \text{ cm}^3$$

Caraterísticas do UPE220:

$$S 235, f_y = 235 \text{ MPa}, E = 210 \text{ GPa}, \alpha = 12 \times 10^{-6}$$

$$\text{Classe 1 } [170/6,5 = 26,15 < 72]$$

$$A = 33,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2618,4 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 238,04 \text{ cm}^3$$

Pilares interiores:

Caraterísticas do RHS140x5,0:

$$S 235 H, f_y = 235 \text{ MPa}, E = 210 \text{ GPa}, \alpha = 12 \times 10^{-6}, \varepsilon = 1,00$$

$$\text{Classe 1 } [130/5,0 = 26 < 33]$$

$$A = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$I = 801 \text{ cm}^4$$

$$i = 5,49 \text{ cm}$$

$$W = 114 \text{ cm}^3$$

Pilares exteriores:

Caraterísticas do ROR101,6x5,0:

$$S 235 H, f_y = 235 \text{ MPa}, E = 210 \text{ GPa}, \alpha = 12 \times 10^{-6}, \varepsilon = 1,00$$

$$\text{Classe 1 } [101,6/5,0 = 20,32 < 50]$$

$$A = 15,2 \text{ cm}^2$$

$$I = 177 \text{ cm}^4$$

$$i = 3,42 \text{ cm}$$

$$W = 34,9 \text{ cm}^3$$

Caraterísticas do ROR114,3x5,0:

$$S 235 H, f_y = 235 \text{ MPa}, E = 210 \text{ GPa}, \alpha = 12 \times 10^{-6}, \varepsilon = 1,00$$

$$\text{Classe 1 } [114,3/5,0 = 22,86 < 50]$$

$$A = 17,2 \text{ cm}^2$$

$$I = 257 \text{ cm}^4$$

$$i = 3,87 \text{ cm}$$

$$W = 45 \text{ cm}^3$$

Propriedades dos pilares do pórtico 5:

$$L_{cr} = 3,04 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\alpha = (304/3,87) \times (1/93,9) = 0,84, \text{ curva de encurvadura } \alpha: \chi = 0,77$$

Verificação da segurança para Estados Limites Últimos:

A verificação da resistência das seções transversais foi enquadrada no ponto 6.2.10. do EC3 (flexão composta com esforço transversal).

A verificação da resistência das vigas à encurvadura lateral foi dispensada, no âmbito do ponto 6.3.2. do EC3 (elementos uniformes em flexão), pelo facto de as vigas estarem travadas lateralmente pelas madres que funcionam como tirantes ligados em ambas as extremidades livres a estruturas de betão armado.

A verificação da resistência dos pilares à encurvadura foi avaliada no âmbito do ponto 6.3.3. do EC3 (elementos uniformes em flexão composta com compressão).

O resultado das verificações realizadas é apresentado na folha de cálculo "pórticos" que se anexa.

Verificação do desempenho para Estados Limites de Utilização:

A verificação aos estados limites de utilização foi avaliada no âmbito do ponto 7.2.1. do EC3 (deslocamentos verticais).

O resultado das verificações realizadas é apresentado na folha de cálculo "pórticos" que se anexa.

13. Dimensionamento das ligações soldadas

No presente projeto, estão previstos dois tipos diferentes de ligações soldadas: ligação de uma viga a um pilar, segundo o eixo principal de inércia, e ligação entre vigas, para travamento, segundo o eixo secundário de inércia.

Dimensões características dos cordões de soldadura na ligação viga/pilar:

Tendo em conta que os cordões de soldadura de ângulo não devem ter espessura superior a 70% da menor espessura dos elementos a ligar, que neste caso é de 5 mm, adotou-se uma espessura de 3 mm para o cordão, o que corresponde à espessura mínima admissível.

O comprimento dos cordões de soldadura foi dimensionado considerando 12 cordões de soldadura (2 para a ligação da alma e 5 para a ligação de cada banzo HEB), para a ligação mais desfavorável (pórtico 1), que corresponde aos seguintes esforços atuantes:

$$M_{Sd} = 17,37 \text{ KNm}$$

$$N_{Sd} = 45,64 \text{ KN}$$

Para os cordões que ligam o banzo da viga ao pilar:

$$\sigma_{Sd,ref} = 169,70 \text{ MPa}$$

Para os cordões que ligam a alma da viga ao pilar:

$$\sigma_{Sd,ref} = 56,14 \text{ MPa}$$

O resultado das restantes verificações realizadas é apresentado na folha de cálculo "pórticos" que se anexa.

14. Dimensionamento das ligações à estrutura de betão armado

As ligações entre os pórticos metálicos e a estrutura de betão armado serão executadas por aparafusamento, mediante introdução de uma chapa de base que será aparafusada em 4 varões roscados embebidos no betão no comprimento necessário para evitar o arrancamento dos mesmos, considerando a tração exercida no betão e na argamassa de selagem e regularização.

Características resistentes dos materiais aos 28 dias:

- Argamassa de retração compensada: $f_{\text{rotura de aderência}} = 14,7 \text{ MPa}$;
- Betão C16/20 (estrutura existente): $f_{\text{ctk}} = 1,4 \text{ MPa}$;
- Betão C30/37 (platibandas): $f_{\text{ctk}} = 2,0 \text{ MPa}$.

O diâmetro dos parafusos foi estabelecido face à resistência ao corte, tendo o comprimento sido dimensionado para a ligação mais desfavorável (pórtico 1), que corresponde aos seguintes esforços atuantes:

$$V_{\text{sd}} = 96,56 \text{ KN}$$

$$\text{Parafusos M16: } A = 200,96 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\tau_{\text{sd,ref}} = 96,56 / (4 \times 200,96 \times 10^{-6}) = 120,12 \text{ MPa} < 235/\sqrt{3} = 135$$

$$M_{\text{sd}} = 8,69/2 = 4,35 \text{ KNm}$$

$$N_{\text{sd}} = 15,75 \text{ KN}$$

$$F_{\text{sd}} = \frac{1}{2} \times 4,35/0,162 + \frac{1}{4} \times 15,75 = 17,34 \text{ KN}$$

$$\text{Varões roscados M16: } P = 0,050 \text{ m}$$

$$L_{\text{selagem}} > 17,34 / (0,050 \times 1,4 \times 10^3) = 0,247 \text{ m}$$

O resultado das restantes verificações realizadas é apresentado na folha de cálculo "pórticos" que se anexa.

As ligações entre as cantoneiras metálicas e as novas platibandas de betão armado serão executadas por aparafusamento com fixações afastadas de 1,00 m. O diâmetro dos parafusos foi estabelecido face à resistência ao corte, tendo em conta os seguintes esforços atuantes:

$$q_{\text{sd}} = 1,80 \times 2,19 = 3,94 \text{ KN/m}$$

$$V_{\text{sd}} = 3,94 \times 1,00 = 3,94 \text{ KN}$$

$$\text{Parafusos M8: } A = 50,24 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\tau_{\text{sd,ref}} = 3,94 / (50,24 \times 10^{-6}) = 78,46 \text{ MPa} < 235/\sqrt{3} = 135$$

15. Peças desenhadas

Em anexo, juntam-se as peças desenhadas seguintes:

00- Planta de localização

01- Planta de distribuição de elementos estruturais (rés do chão)



Município de Santarém
Câmara Municipal
Departamento Técnico e Gestão Territorial
DIVISÃO DE OBRAS E PROJETOS

- 02- Planta de distribuição de elementos estruturais (1.º andar)
- 03- Pórticos metálicos 1 a 3
- 04- Pórticos metálicos 4 a 6
- 05- Pormenores de ligações – P1 e P2
- 06- Pormenores de ligações – P3 e P4
- 07- Pormenores de ligações – P5 a P7
- 08- Pormenores de ligações – P8 a P11
- 09- Pormenores de betão armado

Santarém, 26 de julho de 2017.

O Técnico

(Filipa Pinhal do Canto, engenheira civil – membro da OE n.º 36167)