



Projecto de Fundações e Estruturas
Edifício Administrativo do Parque de Materiais e Oficinas de Ceira
Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – Departamento de Engenharia Civil

Fundações e Estruturas

Edifício Administrativo

Memória Descritiva e Justificativa

Março de 2010



ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
2	CONDICIONAMENTOS	2
2.1	Rodoviários.....	2
2.2	Orográficos	2
2.3	Geotécnicos.....	2
2.4	Hidráulicos.....	3
2.5	Geométricos	3
3	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	4
4	ACABAMENTOS	5
5	ACÇÕES	6
5.1	Permanentes.....	6
5.2	Variáveis.....	7
5.3	Combinações de acções	9
6	MATERIAIS.....	12
7	ANÁLISE ESTRUTURAL	13
8	EQUIPA TÉCNICA.....	15



1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo refere-se ao Projecto de Estruturas do Edifício Administrativo do Parque de Material e Oficinas destinado ao apoio à frota circulante para a rede de transportes do Metro do Mondego. As instalações serão construídas junto à Estação de Ceira.

Este Projecto de Execução das Estruturas baseia-se e complementa o Projecto Base de Arquitectura, tendo também como suporte os Projectos Base das restantes especialidades, em especial dos Arruamentos.



2 **CONDICIONAMENTOS**

2.1 Rodoviários

Tanto internamente como exteriormente ao PMO existem arruamentos que de uma maneira ou de outra condicionam o projecto de estruturas. Nomeadamente, a presença dos Arruamentos Interiores 1 e 2 que passam por cima do edifício administrativo ao nível da laje do piso 0. Também o Arruamento Principal condiciona fortemente a concepção do sistema de fundação do edifício, obrigando à consideração de paredes de betão armado.

2.2 Orográficos

O terreno natural existente na zona de implementação da estrutura consiste em duas encostas: uma voltada a Noroeste, com inclinação média de 34%, e outra voltada a Sudeste, com inclinação significativamente mais suave. O talvegue onde se situa uma pequena linha de água, tem orientação Nordeste – Sudoeste e cruza a extremidade Sudoeste do edifício administrativo.

2.3 Geotécnicos

Foi realizada uma campanha de sondagens no local de implantação do PMO, que permite o conhecimento global das condições de fundação. Na zona do Edifício Administrativo foi executada uma sondagem que revela um horizonte geotécnico do Proterozoico, constituído por xistos e grauvaques, intensamente degradados e globalmente decompostos, transformados em solos residuais fundamentalmente siltosos, de consistência muito dura, no topo, a muito rija em profundidade. Obtiveram-se nesta camada valores SPT de 60 pancadas. Com este cenário, adoptam-se fundações directas assumindo uma tensão de segurança de 400 kPa.



2.4 Hidráulicos

Uma parte do PMO vai ser executado em aterro sobre uma linha de água, a qual cruza diagonalmente o Edifício Administrativo na sua extremidade a Sudoeste. Esta linha de água vai ser restabelecida com uma passagem hidráulica (PH) algo profunda, pelo que terá de ser tida em conta aquando da execução das fundações do edifício nesta zona através do seu aprofundamento.

2.5 Geométricos

Na elaboração deste projecto foram considerados os condicionamentos geométricos impostos pelo Projecto de Arquitectura.



3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O Edifício Administrativo possui uma geometria em planta sob a forma de um triângulo rectângulo. Em altura integra quatro pisos, dos quais dois são de maior dimensão e enterrados ao longo dos “catetos” do triângulo. Nesses bordos são portanto previstas paredes de betão armado com uma espessura entre 0.35 m e 0,45m, à excepção de uma zona em saguão, onde o muro é travado por duas escoras ao nível do piso 0. Neste caso o muro apresenta uma espessura de 0,50 m e dois contrafortes com secção variável alinhados com as respectivas escoras.

Os restantes elementos verticais de suporte são pilares de betão armado com secções rectangulares e trapezoidais com lados entre 0,3m e 0,5m, dispostos numa malha quadrada de 7.50m, e paredes de betão armado, com 0.25m de espessura, nas zonas das caixas de elevadores e de escadas.

As lajes são fungiformes maciças, com espessuras entre os 0.30 e os 0.38 m, no contorno das quais existem vigas de bordadura com uma secção de 0.35x0.80 m. As lajes de escada interiores são maciças com espessuras que variam entre 0,20 e 0.35 m de espessura. Na ligação ao exterior existem 3 escadas de emergência em estrutura metálica.

As fundações do edifícios são directas, através de sapatas, por vezes ligadas entre si por lintéis de fundação.



4 ACABAMENTOS

Nesta secção referimo-nos apenas aos acabamentos que são do âmbito do estudo na especialidade das estruturas.

Todas as superfícies de betão em contacto com o solo serão impermeabilizadas com emulsão betuminosa.

As juntas de dilatação possuem 3 cm de espessura, sendo preenchidas com aglomerado negro de cortiça e fechadas com cordão de mástique de poliuretano em ambas as faces.

As juntas de betonagem serão convenientemente tratadas para que se garanta uma perfeita continuidade estrutural.

No tardo de montantes e muros preconiza-se uma manta drenante, e colector de fundo, por forma a evitar infiltrações e eventuais impulsos hidrostáticos.



5 ACÇÕES

As acções a adoptar, são as especificadas no R.S.A. para cada tipo de utilização, isto é, para além das cargas permanentes, considera-se as sobrecargas em coberturas e pavimentos, acção sísmica e impulsos sobre as paredes e muros de contenção.

Definem-se em seguida as acções a considerar no dimensionamento dos edifícios.

5.1 Permanentes

- Elementos em Betão Armado: 25 kN/m^3

Este valor será considerado automaticamente pelo programa de cálculo automático de acordo com a geometria e tipologia bastando para tal fornecer o peso específico do material.

5.1.1 Restantes cargas permanentes

- Paredes Divisórias: 1.50 kN/m^2
- Revestimento de Fachada em Vidro: 1.00 kN/m^2
- Revestimento de Piso: 1.50 kN/m^2
- Revestimento de Cobertura: 2.00 kN/m^2 ou 4.00 kN/m^2
- Equipamentos na Cobertura: 3.00 kN/m^2 ou 6.00 kN/m^2

É ainda necessário considerar os esforços resultantes da amarração dos cabos de suporte das catenárias da linha ferroviária que se situa junto ao edifício administrativo. Os cabos de suporte encontram-se amarrados aos pilares P1, P10, P17, P23, P28, P32 e P35. Os valores das forças de amarração encontram-se discriminados no seguinte quadro:



Pilar	Força (kN)
P01	18.0
P10	22.0
P17	12.0
P23	21.0
P28	5.0
P32	12.0
P35	23.0

5.1.2 Retracção

Como os módulos estruturais em estudo do edifício apresentam um comprimento pouco superior a 30 metros, a acção da retracção (assimiláveis ao de um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C) foi considerada através de medidas que minimizam os seus efeitos em serviço, como é o caso da adopção de armaduras mínimas e pormenorizações com espaçamentos reduzidos.

5.1.3 Impulsos de Terras

O impulso das terras sobre as paredes de contenção foi considerado através de uma acção triangular correspondente a zero no topo, e a variar linearmente com a altura numa relação $K_0 \gamma h$, sendo o K_0 o coeficiente de impulso em repouso.

Considerou um peso volúmico do solo de $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e um ângulo de atrito de $\phi = 30^\circ$.

5.2 Variáveis

5.2.1 Sobrecargas uniformes

- Pisos em geral: 3 kN/m²



- Cobertura acessível:	1 kN/m ²
- Patamares e Escadas de Acesso:	3 kN/m ²
- Acesso ao Parque de Estacionamento:	5 kN/m ² Combinado com Veículo de Bombeiros
- Arruamento Interno:	3 kN/m ² + Carga Faca 30 kN/m ou Veículo Tipo para a classe 2

Considerou-se a Sobrecarga do Veículo de Bombeiros por cada eixo de 90 kN, conforme descrito no Regulamento Nacional de Segurança Contra Incêndios. O veículo tipo de bombeiros é constituído por dois eixos equidistantes, em que cada um é composto por duas rodas. A distância entre os dois eixos é de 4,5m e entre rodas de 1,8m.

5.2.2 Impulsos das terras devido a sobrecargas no terrapleno

Será considerado um diagrama rectangular de impulsos sobre as paredes de contenção cuja abcissa é dada por $K_0 SC$.

Considerou-se uma Sobrecarga de $SC=10\text{kN/m}^2$.

5.2.3 Acção sísmica

A modelação da acção sísmica foi efectuada com base nos seguintes pressupostos:

Acção Tipo 1 e Tipo 2 conforme preconizado no RSA

Zona C; Tipo de terreno II

Coefficiente de comportamento para esforços = 2.5



Coeficiente de comportamento para deslocamentos = 1.0

Coeficiente de amortecimento = 5%

5.2.4 Variação da temperatura

Como os módulos estruturais em estudo do edifício apresentam um comprimento pouco superior a 30 metros, a acção da temperatura, foi considerada através de medidas que minimizam os seus efeitos em serviço, como é o caso da adopção de armaduras mínimas e pormenorizações com espaçamentos reduzidos.

5.2.5 Acção do vento

Dado, neste caso, os efeitos da acção do vento serem bastante inferiores aos da acção sísmica, desprezou-se a influência desta no dimensionamento da estrutura.

5.3 Combinações de acções

As combinações de acções a considerar são as combinações preconizadas no R.S.A.

Combinações fundamentais:

- Acção Variável Base Sobrecarga
- Acção Variável Base Sismo

Atendendo a:

$$S_d = \sum \gamma_q S_{Gki} + \gamma_q S_{Q1k} + \sum \gamma_q \psi_{0j} S_{Qjk} \quad (\text{Sobrecarga})$$



$$S_d = \sum S_{Gki} + \gamma_q S_{Ek} + \sum \psi_{2kj} S_{Qkj} \quad (\text{Sismo})$$

Para o dimensionamento das sapatas será considerada uma filosofia baseada em tensões de segurança, tendo-se por isso considerado os esforços obtidos pelas seguintes combinações de acções:

$$S_d = \sum S_{Gki} + \sum S_{Qki} ; S_d = \sum S_{Gki} + S_{Ek}$$



Sendo os coeficientes de segurança e os valores reduzidos adoptados, os indicados no quadro:

Acções	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Acções Permanentes	1.50	-	-	-
Sobrecarga Piso	1.50	0.70	0.60	0.40
Sobrecargas de Cobertura	1.50	0.00	0.00	0.00
Sobrecarga Estacionamento	1.50	0.80	0.70	0.60
Sobrecarga Arruamento	1.50	0.60	0.40	0.20
Sismo	1.50	0.00	0.00	0.00
Temperatura	1.50	0.60	0.50	0.30

Verificam-se os estados limites últimos de resistência em diversas secções mais representativas e o estado limite de deformação.



6 MATERIAIS

Os materiais utilizados no projecto estrutural são os seguintes:

- Betão da classe C12/15 (B15) em regularização das fundações.
- Betão da classe C25/30 (B30) no massame.
- Betão da classe C30/37 (B35) nos elementos estruturais.

- Aço A500EL na malhasol.
- Aço A500NR nas armaduras ordinárias.

Recobrimentos:

- Elementos em contacto com o terreno – 5.0cm
- Restantes Elementos – 3.5cm

Classe de Exposição ambiental:

- Betão de Regularização – X0
- Elementos em contacto com o terreno – XC2
- Restantes Elementos – XC1



7 ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo de análise adoptado foi um modelo global, em que se procedeu à modelação do edifício integrante, criou-se o modelo tridimensional com o refinamento suficiente para se obterem resultados sustentados.

A análise estrutural global foi efectuada recorrendo ao programa de elementos finitos da Universidade de Berkeley, SAP2000. Este programa permite efectuar uma modelação tridimensional integrando os diferentes tipos de elementos.

Nestes modelos, a interacção solo-estrutura foi tratada por molas com rigidez de translação e rotação infinitas, admitindo-se que as sapatas conferem encastramento total aos pilares. As vigas e pilares foram considerados nos modelos através de elementos barra de Euler com as características das secções reais, à excepção dos pilares trapezoidais de canto que foram assimilados a pilares rectangulares. As lajes maciças e as paredes foram discretizadas por elementos finitos planos de casca nativos do programa (teoria das cascas finas) com a sua espessura real.

O método utilizado na modelação da acção sísmica foi o de sobreposição modal com os modos de vibração suficientes para obter massas participativas aceitáveis para a gama de frequências a que a estrutura está susceptível de ser excitada, em que a resposta será obtida por amplificação tendo por base os espectros de resposta do RSA. Deste modo foram adoptados os seguintes critérios:

- a) As massas da estrutura correspondem ao valor característico das cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis que actuam na estrutura;
- b) A acção sísmica foi quantificada a partir de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas à estrutura durante a ocorrência do sismo. A segurança da estrutura foi analisada em relação às duas acções sísmicas descritas no RSA, em que cada acção (tipo 1 e tipo2) é quantificada por três componentes ortogonais entre si, X1, X2 e X3 (Considerando um sistema de eixos ortogonais em que o eixo X3 é vertical e



paralelo ao eixo global de referência da estrutura, eixo Z), sendo a acção do sismo sobre a estrutura representada por espectros de resposta aplicados na base da estrutura. O programa de cálculo automático, para cada acção sísmica e seu correspondente espectro de resposta, quantifica a resposta máxima (deslocamentos máximos, esforços máximos e reacções máximas) para os três eixos referidos. Em seguida, as respostas máximas correspondentes a esses modos de vibração foram combinadas pelo programa com base numa ponderação quadrática, efectuada pelo método da “Combinação Quadrática Completa” (CQC). Para o cálculo da resultante da resposta máxima, o SAP2000 combinou as respostas máximas devidas a cada um dos espectros aplicados ao longo da direcção X1, X2 e X3, usando o método da “raiz quadrada da soma dos quadrados” (SRSS).

Na aplicação dos métodos de análise dinâmica admitiu-se que a estrutura tem comportamento linear, onde os valores foram corrigidos dividindo-os pelo coeficiente de comportamento definido para estruturas em pórtico com ductilidade normal.

Uma vez obtidos os esforços finais, será verificado o dimensionamento das secções de betão dos diversos elementos da estrutura, e calculadas as correspondentes áreas de armaduras. O dimensionamento das secções de betão armado à flexão, simples ou composta, centrada ou desviada, é realizado quer através de folhas de cálculo, quer através de tabelas e ábacos constantes de manuais da especialidade.

O dimensionamento ao esforço transversal e ao punçoamento efectua-se com base nos esforços de dimensionamento, mas a determinação das áreas das armaduras necessárias é realizada através de tabelas e ábacos de cálculo ou ainda dos métodos analíticos previstos no REBAP e EC2.



8 EQUIPA TÉCNICA

Direcção Técnica:

Pedro Carreira

ISEL

Março de 2010

