



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

Cálculos Justificativos

Março de 2010



ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
2	SOLUÇÃO ESTRUTURAL,.....	2
3	MODELOS DE CÁLCULO	3
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	6
4.1	Análise Dinâmica	6
4.2	Deformações.....	7
4.3	Elementos de Fundação.....	17
4.4	Pilares.....	14
4.5	Núcleo de elevadores (N1).....	15
4.6	Vigas.....	14
4.7	Lajes	15
4.8	Muros de Suporte Periféricos	16
5	EQUIPA TÉCNICA.....	18



1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo refere-se à fase de Projecto de Estruturas do Edifício Administrativo do Parque de Material e Oficinas de Ceira, como descrito na Memória Descritiva e Justificativa do presente trabalho.



2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural admitida nos modelos de cálculo encontra-se descrita na Memória Descritiva e Justificativa.



3 MODELOS DE CÁLCULO

Na construção do modelo de cálculo tridimensional global os elementos estruturais foram simulados quer através de elementos barra, no caso de pilares, paredes e vigas, quer através de elementos finitos tipo shell no caso de lajes e muros.

Esta discretização é justificada com a necessidade de elaborar um modelo de cálculo que simule a estrutura real com a melhor aproximação possível sem que o mesmo se torne muito “pesado” ao nível de hardware, de visualização e leitura de resultados.

Os efeitos das acções aplicadas foram simulados sobre o modelo tridimensional (programa de cálculo automático - SAP2000), sendo os efeitos do sismo determinados por uma análise dinâmica por espectro de resposta.

Considerou-se que a resistência à torção de cada elemento é nula, de forma a facilitar os cálculos.

Apresenta-se em seguida um conjunto de figuras do modelo tridimensional utilizado, que caracterizam a geometria do modelo e características mecânicas dos vários elementos estruturais (fig.1-4).

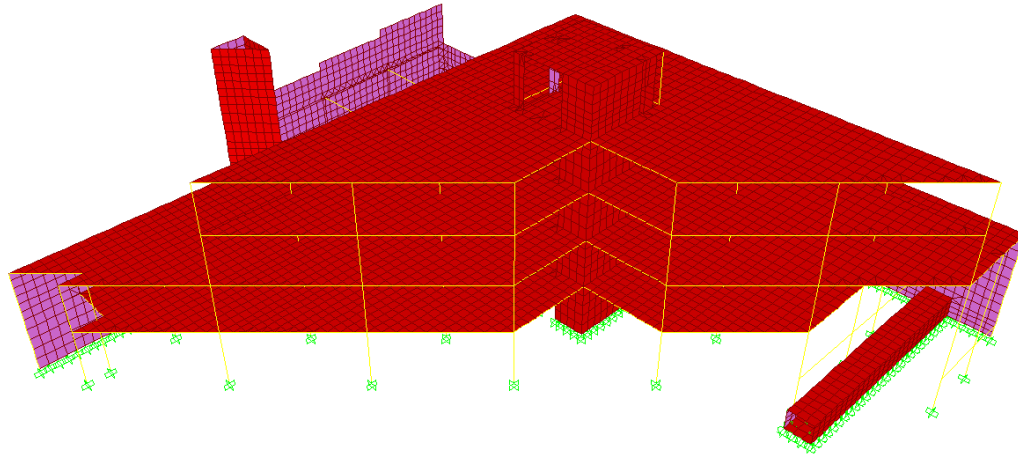


Figura 1 – Modelo estrutural do Edifício Administrativo. Elementos de barra e casca. (vista 1)

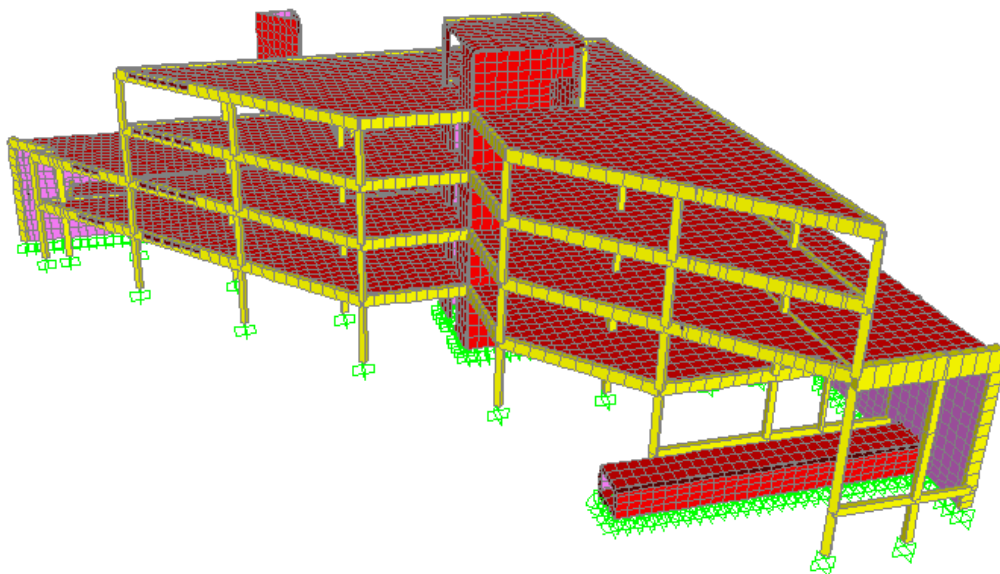


Figura 2 – Modelo estrutural do Edifício Administrativo. Geometria dos elementos estruturais. (vista 2)

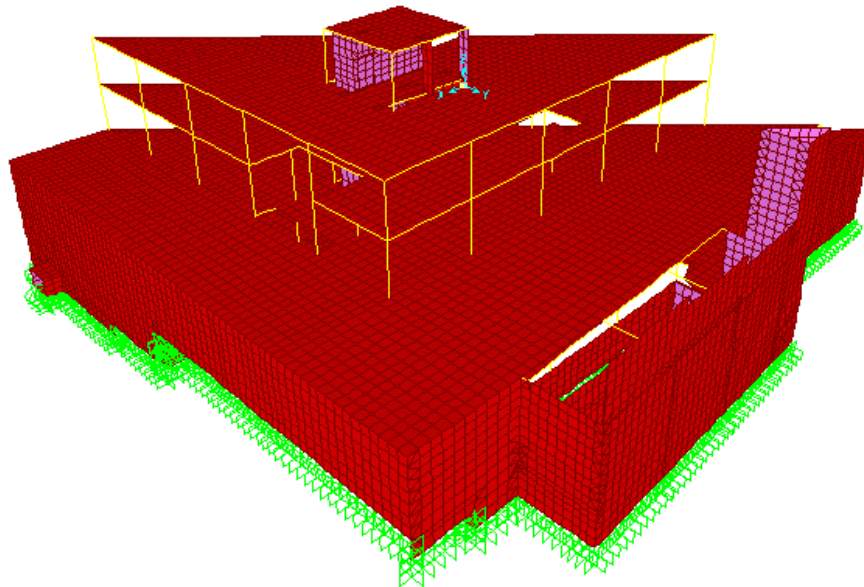


Figura 3 – Modelo estrutural do Edifício Administrativo. Elementos de barra e casca. (vista 3)

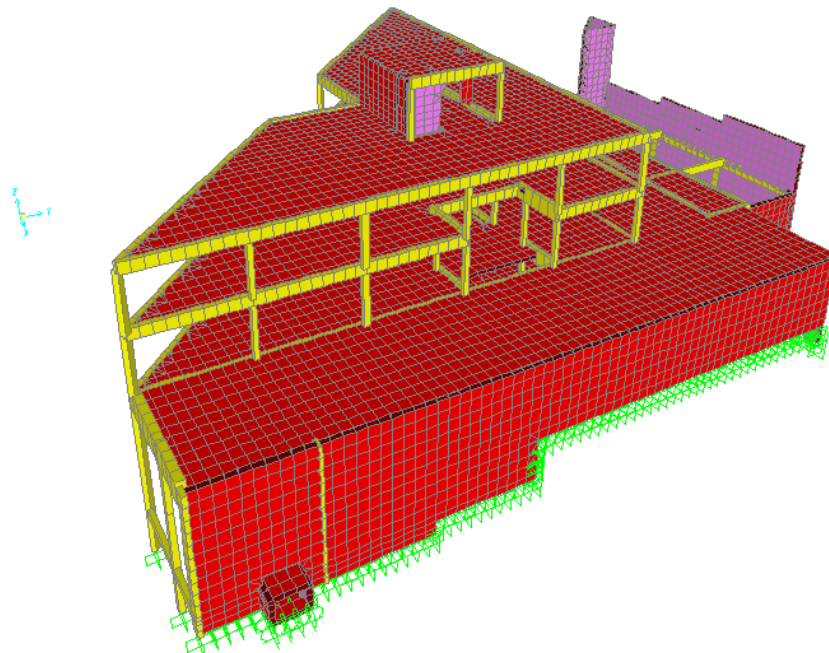


Figura 4 – Modelo estrutural do Edifício Administrativo. Geometria dos elementos estruturais. (vista 4)



4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Análise Dinâmica

A frequência fundamental da estrutura do Edifício Administrativo situa-se nos 2.35 Hz, sendo o seu primeiro modo de vibração fundamentalmente de torção. Nos quadros seguintes apresentam-se os primeiros modos de vibração das estruturas e respectivas frequências.

Quadro 1 - Modos de vibração e frequências da estrutura do Edifício Administrativo

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Tipo de deformada
1	2.35	Torção
2	2.89	Translação segundo y
3	3,48	Translação segundo x

Desprezou-se o modo de vibração caracterizado por uma translação pontual “segundo y” da passagem hidráulica pertencente à estrutura, cuja frequência é de 2,55 Hz, já que a sua influência sobre os elementos estruturais do edifício em geral é praticamente nula.



4.2 Deformações

Procurou-se verificar o Estado Limite de Utilização para as deformações, garantindo que todas as deformadas não excedessem os valores máximos admissíveis definidos nos regulamentos.

Neste caso foi possível limitar a largura de fendas a valores aceitáveis, de forma a evitar a fendilhação não controlada. Considerou-se a quantidade mínima de armadura, diâmetros de varões e seu espaçamento proposto pelo REBAP, de forma a efectuarem-se os cálculos em fase não fendilhada. Como não existe fendilhação, o cálculo da deformada é empírico, calculou-se a deformação elástica instantânea e introduziu-se a influência dos efeitos diferidos através de um coeficiente de fluência apropriado.

Casos correntes de vigas e lajes:

$$\textit{Deformada a tempo infinito} \quad \delta_{t0} (1 + \varphi) < L/400$$

Elementos que afectem paredes divisórias:

$$\textit{Deformada a tempo infinito} \quad \delta_{t0} (1 + \varphi) - \delta_{t0,PPE} < 1,5 \text{ cm}$$

Sendo:

δ_{t0} - deformada instantânea (tempo zero);

$\delta_{t0, PPE}$ - deformada instantânea devido ao peso próprio estrutural;

φ – coeficiente de fluência (neste caso foi considerado 2.5);

L – vão do elemento em estudo.



Nos quadros seguintes apresentam-se as deformadas máximas obtidas para os vários elementos.

Quadro 2 – Deformadas máximas dos diferentes pisos do Edifício Administrativo

Elemento	Vão L (m)	Deslocamento máximo (m)		
		Admissível	Instantâneo	A tempo infinito
Laje do piso -1.	7.50	0.0150	0.00441	0.01274
Laje do piso 0.	7.50	0.01875	0.00498	0.01743
Laje do piso 1.	7.50	0.0150	0.00484	0.01399
Laje do piso 2.	7.50	0.0150	0.00443	0.01299
Laje de cobertura.	7.50	0.01875	0.0006	0.0021

Apresenta-se de seguida, um conjunto de figuras com as várias deformadas instantâneas máximas registadas no edifício para combinações frequentes de acções (ver fig.5-9).

Na laje do Piso -1 a deformada máxima encontra-se na zona entre os pilares P29,P30,P32 e P33 (ver Figura 5).

Na laje do Piso 0 a deformada máxima é influenciada pela sobrecarga rodoviária, neste caso a zona crítica situa-se entre os pilares P3,P4,P10 e P11 (ver Figura 6).

Na laje do Piso 1 a deformada máxima encontra-se na região entre os pilares P29,P30,P32 e P33 (ver Figura 7).

Na laje do Piso 2 a deformada máxima situa-se nas zonas junto aos “catetos” do edifício, sendo verificada em vários elementos finitos da laje, como pode-se ver na figura correspondente (ver Figura 8).

Na laje de cobertura a deformada máxima é praticamente insignificante (ver Figura 9).

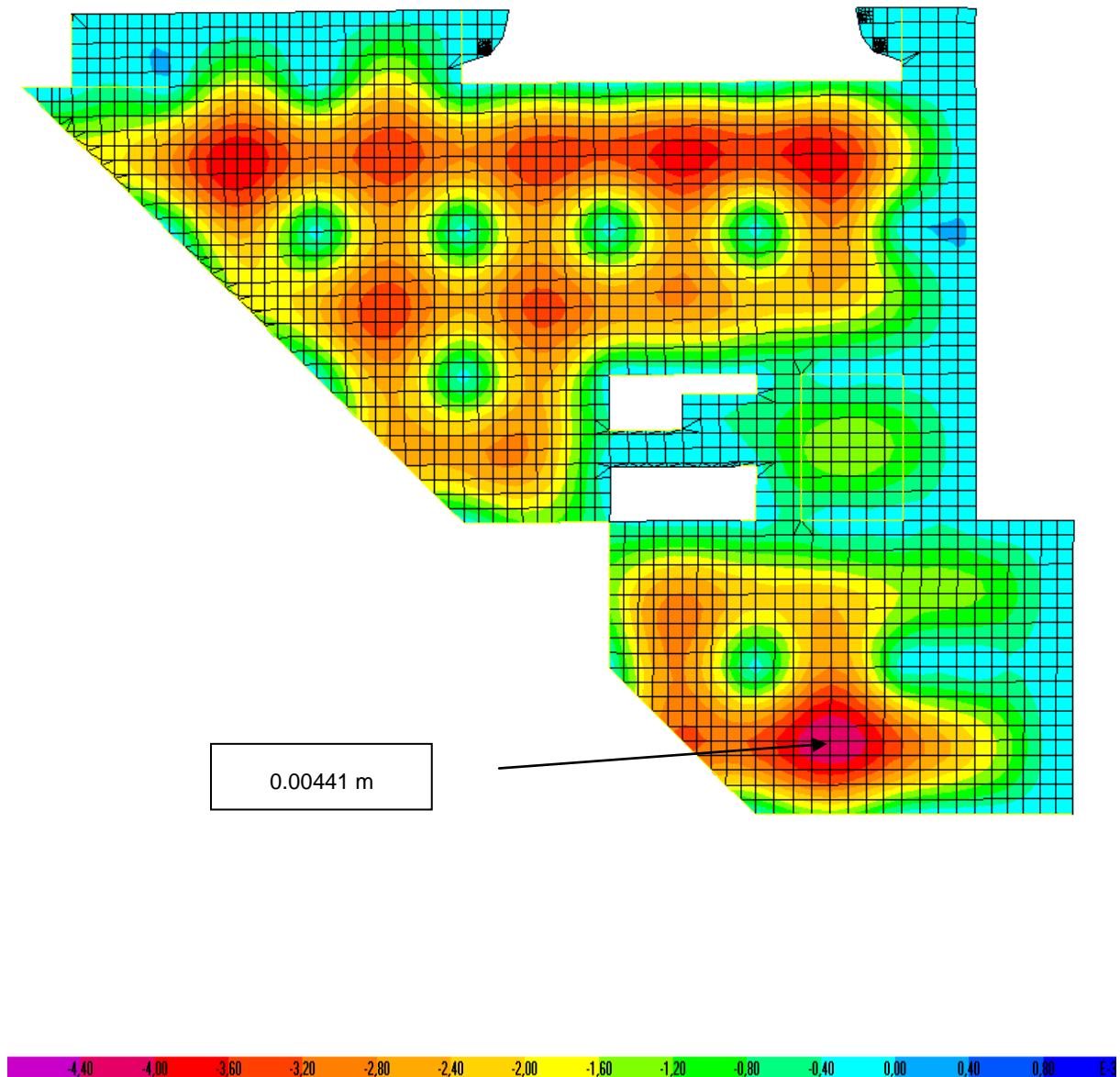


Figura 5 – Deformada da laje do piso -1

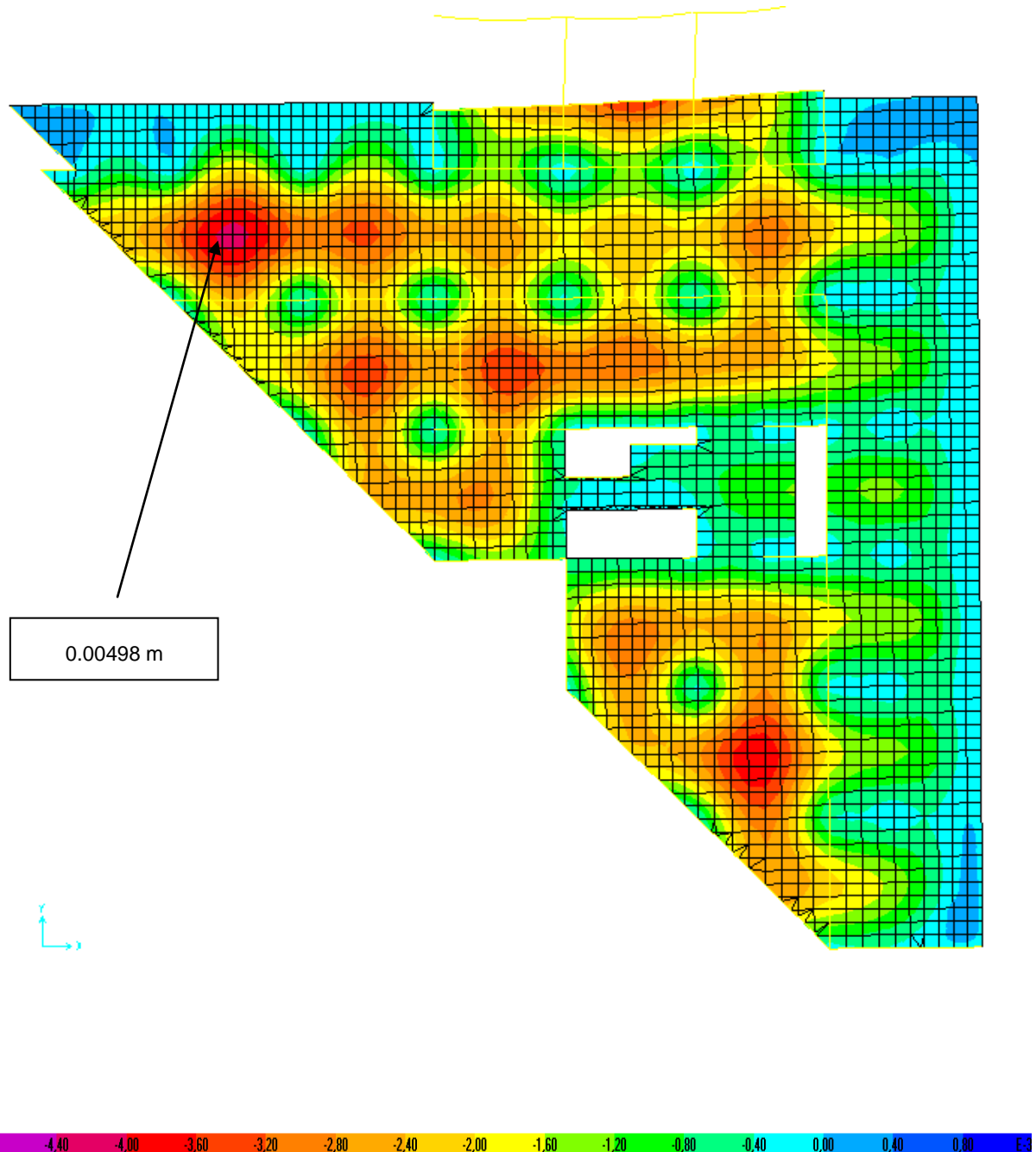


Figura 6 – Deformada da laje do piso 0

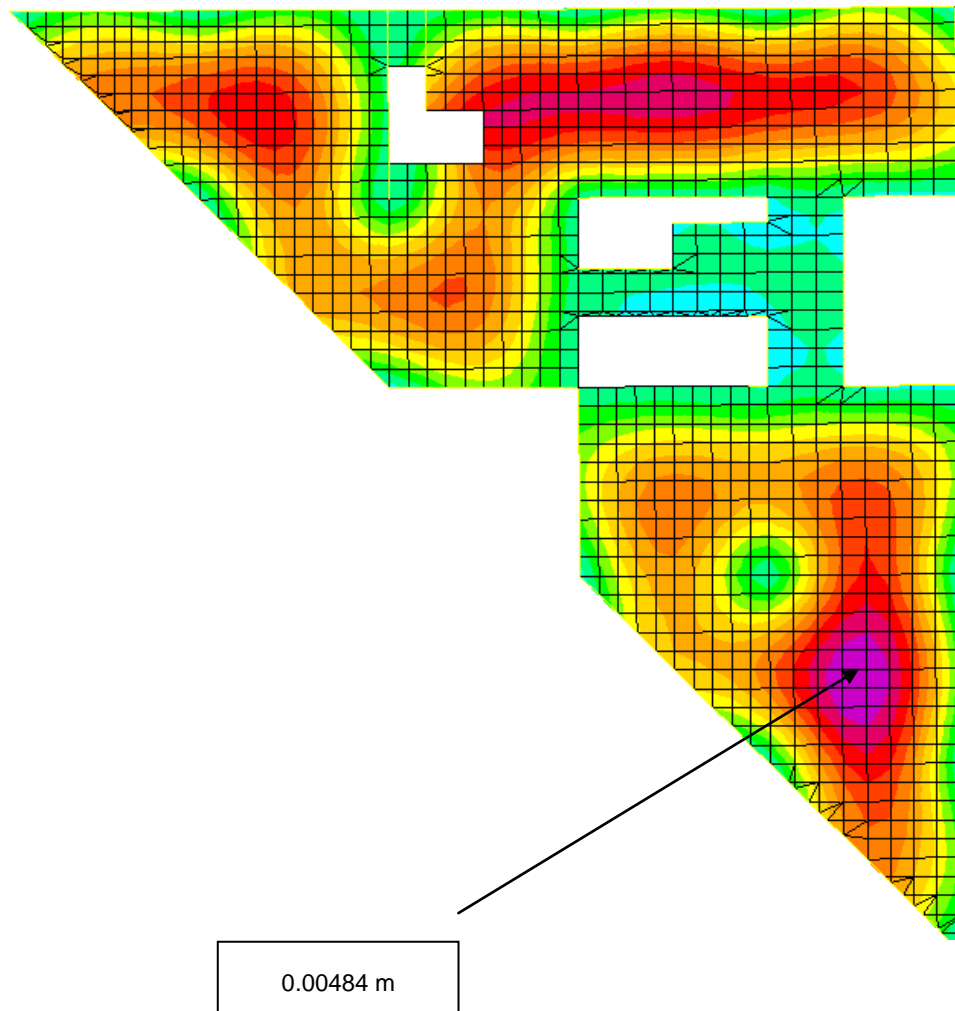


Figura 7 – Deformada da laje do piso 1

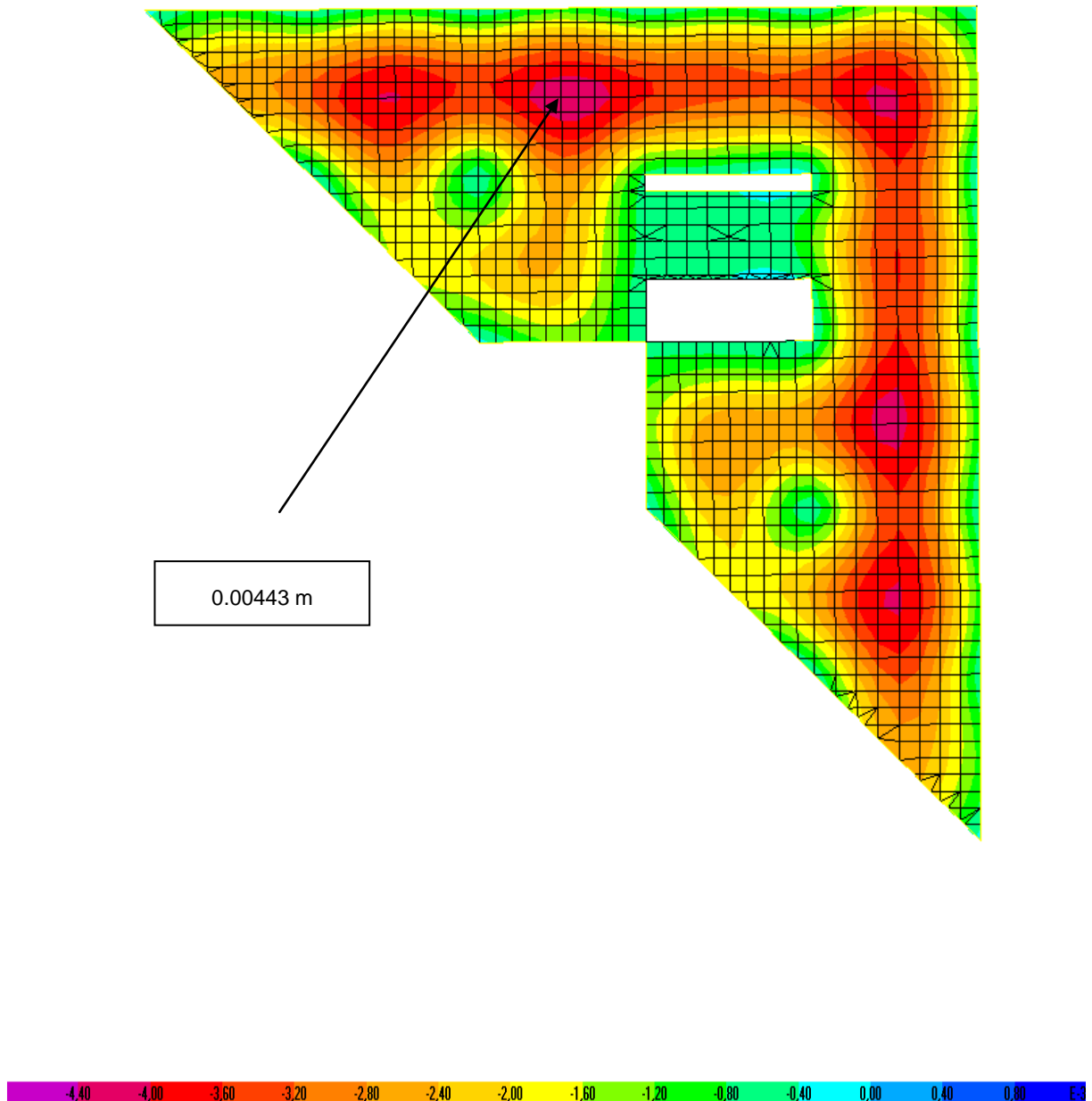


Figura 8 – Deformada da laje do piso 2

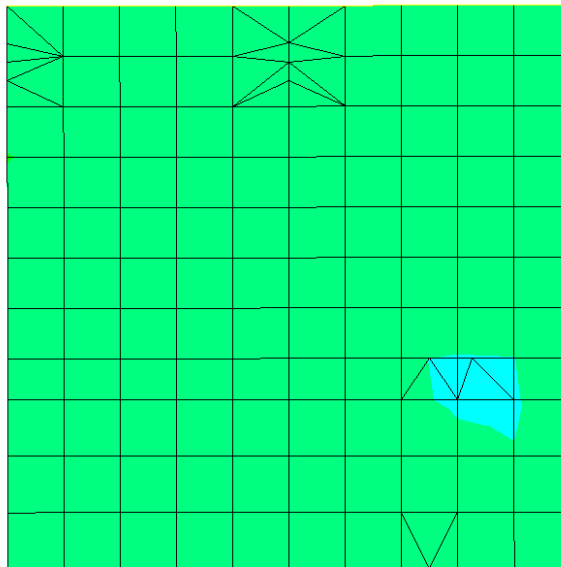


Figura 9 – Deformada da laje de cobertura



4.3 Vigas

As vigas de bordadura foram dimensionadas através de folhas de cálculo de flexão simples e esforço transversal de acordo com o REBAP.

Para a determinação da armadura longitudinal necessária adoptaram-se as seguintes fórmulas simplificadas:

Para $\mu \leq 0,31$, $\omega' = 0$, $\omega = \mu (1 + \mu)$

Em que μ é o valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente, ω é a percentagem mecânica de armadura de tracção e ω' é a percentagem mecânica de armadura de compressão.

As folhas de cálculo estão efectuadas para o dimensionamento com a envolvente dos esforços dos vários estados limites últimos, ou seja, em cada secção considera-se o momento máximo ($M_{y,Max.}$) e o esforço transversal máximo ($V_{sd,max.}$) de todas as combinações em estudo.

4.4 Pilares

O cálculo das armaduras de flexão e de esforço transversal dos pilares de betão armado foi realizado através de folhas de cálculo e de um programa de cálculo de secções em flexão composta desviada, em que os resultados apresentam-se em anexo.

Caracterizou-se a estrutura como sendo de nós fixos, conforme descrito no REBAP, considerando os valores de deslocamentos horizontais desprezáveis e toda a verificação de segurança em relação ao estado limite último de encurvadura inerente a este tipo de estruturas, nomeadamente o cálculo da esbelteza dos pilares em cada piso e a definição das excentricidades adicionais.

As folhas de cálculo estão efectuadas para o dimensionamento aos esforços máximo positivos e mínimos negativos para cada combinação fundamental de acção variável de base sismo. Em alguns casos em que verificou-se que não é o método mais desfavorável,



efectuou-se uma verificação pontual da resistência para os esforços combinados N_{sd} , $M_{sd,y}$ e $M_{sd,x}$ em causa.

4.5 Núcleo de elevadores (N1)

No dimensionamento estrutural do núcleo não se considerou a existência de continuidade entre paredes adjacentes, ou seja, cada parede foi analisada e dimensionada isoladamente. Este procedimento parte do pressuposto de os vértices entre paredes serem zonas frágeis e fortemente solicitadas em caso de acção sísmica. Não obstante procurou-se evitar a ocorrência de rotura nestas zonas.

Para o dimensionamento do núcleo considera-se a existência de pilares fictícios nas zonas críticas acima referidas, tal como mostra a localização da armadura longitudinal resistente nas peças desenhadas.

O cálculo das armaduras foi realizado através de folhas de cálculo e de um programa de cálculo de secções em flexão composta desviada para as combinações de acções mais gravosas, cujos resultados apresentam-se em anexo.

À semelhança do cálculo da armadura para os Estados Limites Últimos devido ao Sismo nos pilares, efectuou-se uma verificação pontual dos esforços combinados N_{sd} , $M_{sd,y}$ e $M_{sd,x}$ para cada secção.

4.6 Lajes

As lajes de cada um dos pisos foram modeladas no modelo tridimensional através de elementos finitos de casca, considerando as aberturas nelas existentes.

De modo a verificar os estados limites de deformação calcularam-se, igualmente, os valores das deformadas para as várias acções, tendo em vista não exceder os valores máximos admissíveis definidos nos regulamentos, como já referido no ponto 4.2.

A verificação estrutural das lajes à flexão e ao esforço transversal foi efectuada através da comparação dos esforços actuantes com os esforços resistentes.



Em anexo apresenta-se a tabela de esforços resistentes utilizadas nas pormenorizações adoptadas para a espessura de laje, bem como os diagramas de esforços de cálculo.

A verificação das lajes ao punçoamento foi realizada com base em folhas de cálculo que seguem a metodologia proposta pelo Eurocódigo 2, já que em geral torna-se menos conservativo do que a descrita no REBAP. O punçoamento foi analisado não só para a zona da laje que apoia directamente nos pilares, mas também na zona das paredes resistentes e dos núcleos centrais. Considerou-se nas tabelas de cálculo de verificação ao punçoamento que os momentos nos pilares tomam valores simétricos nas secções críticas entre pisos. Sempre que a consideração não é verificada, efectuou-se uma análise pontual da combinação e sua influência na área de armadura de Punçoamento.

O dimensionamento das escadas é efectuado considerando que constituem casos particulares de lajes armadas numa só direcção. As cargas e os vãos são sempre contabilizados em projecção horizontal.

Em anexo apresentam-se os modelos de funcionamento estrutural, tabelas de cálculo dos esforços actuantes e áreas de armadura de cálculo para o dimensionamento das escadas.

Para o dimensionamento das lajes de transição entre o arruamento ao longo do edifício com a via exterior, como a tensão aplicada pelo solo é de difícil quantificação, considera-se a armadura longitudinal e transversal usualmente aplicada neste tipo de lajes em projectos de Pontes e Viaduto. A quantidade de armadura utilizada é confirmada pela Dissertação “Pavimentos de Betão Apoiados no Solo” de Mara Abreu (ver bibliografia).

4.7 Muros de Suporte Periféricos

À semelhança das lajes, os muros de suporte foram modelados através de elementos de casca. A verificação da segurança foi realizada de forma análoga à das lajes.

A consola curta de apoio à laje de transição foi dimensionada segundo o modelo de escoras e tirantes descrito no livro “Hormigón Armado”, dos autores Pedro Montoya, Álvaro Meseguer e Francisco Cabré (ver bibliografia). A tabela de dimensionamento encontra-se em Anexo. Como já foi referido, a tensão do solo aplicada na laje de transição é de difícil



quantificação, sendo por isso difícil discretizar a parcela de tensão a que a consola vai estar sujeita. Considera-se desta forma um modelo de cálculo simplificado de laje isolada apoiada no contorno.

4.8 Elementos de Fundação

Os elementos de fundação, realizados por intermédio de sapatas rígidas de betão armado, foram dimensionados considerando que a tensão média podia atingir 400 kPa.

O dimensionamento de armaduras foi efectuado recorrendo a uma folha de cálculo com base no método de escoras e tirantes, admitindo uma distribuição uniforme de tensões no terreno.

As sapatas foram contudo ligadas por vigas de Fundação, sendo as suas principal função possibilitar o travamento das fundações e minimizar os assentamentos. Para o dimensionamento das sapatas desprezou-se a transmissão de esforços entre os vários elementos de fundação, considerando as sapatas a funcionar isoladamente.

Dimensionou-se a Sapata do núcleo central com base num modelo estrutural executado no programa de cálculo SAP2000. A sapata foi discretizada por elementos finitos planos do programa, no qual considerou-se a distribuição uniforme de tensões no terreno. Os espectros dos momentos máximos e armadura de cálculo apresentam-se em anexo.

O dimensionamento da armadura de cálculo das sapatas de muros de suporte efectuou-se com base no método das consolas, admitindo uma distribuição linear das tensões no terreno, cujos resultados apresentam-se em anexo. O valor da tensão máxima no solo foi obtido a partir de expressões clássicas da Resistência dos Materiais para a flexão composta.

Para distribuições de tensões com variação linear admite-se que a tensão no solo possa atingir $1,3 \cdot \sigma_{seg}$.

Para combinações de acções que inclua a acção sísmica, acção do sismo + carga quase permanente, admitem-se tensões de segurança afectadas de um factor de 1,5.



5 EQUIPA TÉCNICA

Pedro André Gomes Carreira

ISEL

Março de 2010

