

Estruturas e fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa

Structures and foundations of the new Cuf Tejo Hospital in Lisbon

Júlio Appleton
António Costa
Nuno Travassos
Hugo Rodrigues

Resumo

O novo Hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200 m². Inclui 4 caves, 5 pisos elevados e cobertura com uma área total de construção de aproximadamente 75 000m².

O edifício localiza-se junto ao Caneiro de Alcântara e à Central Elevatória de Águas Residuais.

As condições geotécnicas caracterizam-se pela existência de um aterro recente com cerca de 4 m de espessura realizado a poente sobre depósitos aluvionares com cerca de 30 m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufos e basaltos). A nascente os aterros foram executados diretamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adotada para a contenção periférica.

A estrutura é realizada em betão armado, em geral, e pré-esforçado nos pavimentos com vãos médios, pavimentos sujeitos a grandes cargas e consolas.

Acima do piso térreo a estrutura está subdividida por duas juntas sísmicas em 3 corpos.

Palavras-chave: Edifícios / Betão armado pré-esforçado / Contenção / Top/down

Abstract

The new Cuf Tejo Hospital is located in Lisbon in an area of 10 200 m². It includes 4 underground floors, 5 elevated floors and roof in a total area of construction of 75 000 m². The underground floors (maximum dimensions of 202 m × 58 m) were designed with no expansion joints.

Adjacent to the building there are numerous infrastructures such as the Residual Water Elevation Central and the Alcântara drainage Channel.

The geotechnical conditions are defined, in the west side, by a superficial landfill 4 m thick, an alluvial deposit that reach 30 m thick over the basaltic complex. At the east side the landfill is directly over the basaltic complex. These conditions and the existing infrastructures led to the solution of the peripheral retaining wall.

The reinforced concrete structure includes some areas of prestressed slabs for large spans, heavy loads and large cantilevers.

The superstructure is divided by two seismic joints in three independent blocks.

Keywords: Buildings / Prestressed concrete / Retaining walls / Top/down

Júlio Appleton

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
julio.appleton@a2p.pt

António Costa

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
antonio.costa@a2p.pt

Nuno Travassos

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
nuno.travassos@a2p.pt

Hugo Rodrigues

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
hugo.rodrigues@a2p.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

APPLETON, J. [et al.] – Estruturas e fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 125-136.

1 Introdução e condicionamentos

O novo Hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200 m². Inclui 4 caves e 5 pisos elevados com uma área total de construção de aproximadamente 75 000 m², Figura 1.

Os principais condicionamentos para a execução do projeto e da obra foram os seguintes, Figura 2:

- Existência e proximidade da Estação Elevatória de Águas Residuais e do Caneiro de Alcântara a poente;
- Existência de condutas de 1200 mm de diâmetro enterradas, localizadas a eixo da Av. 24 de Julho e da Av. da Índia;
- Existência de linha ferroviária a poente, sobre o Caneiro de Alcântara;
- Condições hidrogeológicas associadas a um elevado nível freático, variável com a maré no rio Tejo (profundidade em relação ao terreno atual de 2,5 m a 4,2 m). Este projeto envolveu a realização por parte do LNEC do “Estudo Hidrogeológico para a Unidade de Execução em Alcântara Hospital Cuf”, o qual viabilizou a solução proposta, incluindo a realização de um sifão hidráulico interligado por um túnel abaixo do piso -4 e dois poços a norte e a sul do edifício;
- Condições geotécnicas diferenciadas de poente para nascente com o nível do substrato rochoso acompanhando o antigo vale de Alcântara.



Figura 2 Implantação do novo Hospital Cuf Tejo

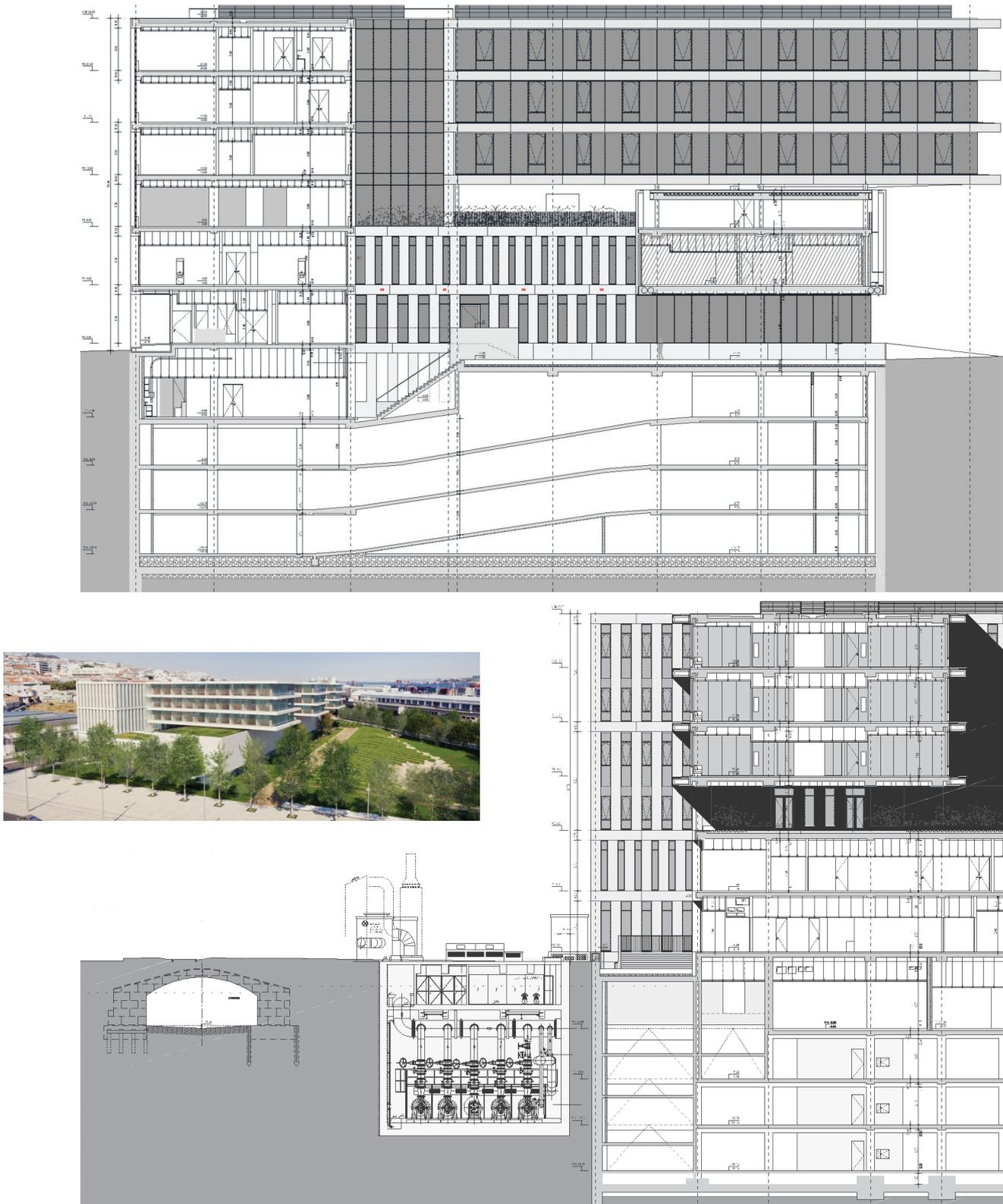


Figura 1 Fotomontagem, corte longitudinal e transversal do novo Hospital Cuf Tejo

2 Condições geotécnicas

As condições geotécnicas do local de implantação do edifício caracterizam-se, a poente, pela existência de um aterro recente com cerca de 4 m de espessura realizado sobre depósitos aluvionares, com cerca de 30 m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufo e basaltos), Figuras 3 e 4. A nascente os aterros foram executados diretamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adotada para a contenção periférica.



Figura 3 Planta de localização de sondagens

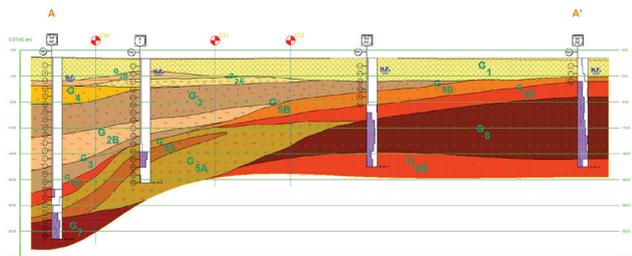


Figura 4 Perfil geotécnico

3 Estrutura de contenção, fundações e laje do piso -4

Perante a concepção arquitetónica e os condicionamentos existentes a solução para a estrutura de contenção consistiu na execução de uma parede/cortina em todo o perímetro das caves (cerca de 520 m) encastrada na formação rochosa basáltica e tufo basáltico, Figura 5.

Na zona Poente, adjacente ao Caneiro de Alcântara, após a execução das paredes moldadas a estrutura dos pisos foi realizada de cima para baixo (*top/down*), para travamento da parede na fase de escavação, uma vez que não era possível executar ancoragens ao terreno, as quais intersectariam as infraestruturas enterradas existentes a poente. Na zona poente e no contorno da zona de *top/down* as paredes moldadas foram realizadas com 0,80 m de espessura. As paredes moldadas foram concebidas com painéis de 6 m de largura máxima, tendo nesta zona atingido profundidades de 30 m.

Na zona Nascente a contenção foi realizada com paredes moldadas de betão armado com 0,60 m de espessura, ancoradas no terreno, Figura 6. A nascente, o afloramento rochoso a uma cota muito superior à prevista para a escavação obrigou a complementar a contenção de parede moldada com uma parede do tipo Munique com 0,40 m de espessura (betonada contra o terreno) dando continuidade, até à cota das fundações, ao troço de parede moldada.



Figura 5 Vista parcial das paredes de contenção

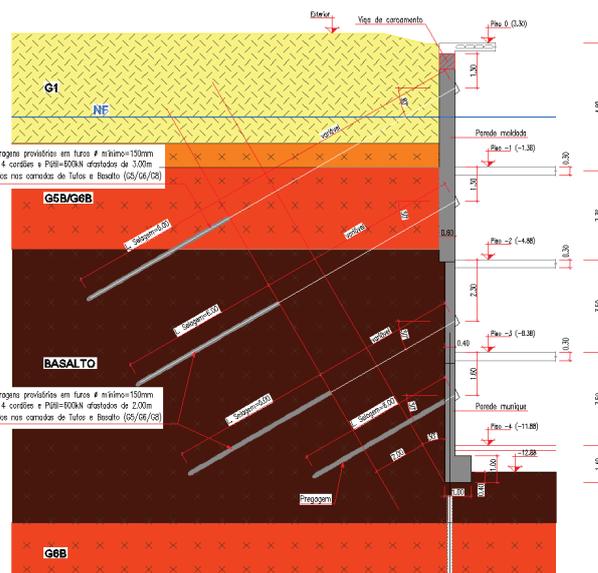


Figura 6 Estrutura de contenção com paredes ancoradas

As fundações dos pilares foram realizadas por estacas na zona onde ao nível do piso -4 ocorriam formações aluvionares e por fundação direta na zona nascente do edifício. As estacas têm diâmetros de 1,5 m, 1,2 m e 0,80 m. As estacas incluem tubos para controlo de qualidade (ensaios *cross-hole*), tubos que foram também adotados para realizar a injeção do pé das estacas. Foi realizado em obra um ensaio prévio de estaca de 0,60 m de diâmetro.

Atendendo à cota do nível freático (variável com a maré, com profundidades entre valores de 2 m e 4 m abaixo do atual nível do solo, a que correspondem cotas altimétricas de 1 m a -1 m) foram

estudadas 2 soluções para a estrutura da laje de fundo – laje de fundo drenada eliminando o efeito de eventual subpressão da água e laje de fundo pregada à rocha para resistir ao impulso hidrostático. Tendo sido concursadas as duas soluções – laje drenada e laje pregada – e reanalisadas as condições hidrogeológicas e geotécnicas veio a optar-se, já no decorrer da obra e tendo em conta sondagens complementares realizadas, pela solução de laje drenada, o que correspondeu a uma economia significativa da obra.

A obra envolveu uma escavação de 180 000 m³ de terreno.

4 Estrutura top/down

A solução *top/down* requer a realização prévia das fundações por estacas de pilares para apoio das lajes, para além do apoio nas paredes moldadas (afastadas transversalmente de cerca de 58 m), Figuras 7 e 8. No projeto concursado consideraram-se estacas definitivas sobre as quais apoiavam pilares metálicos a incorporar na secção dos pilares definitivos de betão, e pilares metálicos provisórios quando necessário, ambos para apoio das lajes nos alinhamentos 3, 4, 7 e 8. Entre os alinhamentos 3 e 7 existe uma rampa de acesso às caves. A realização de continuidade das lajes nesta zona implicaria a sua posterior demolição pelo que se optou por introduzir escoramentos metálicos ao nível dos pisos, nessa zona. Esses pilares provisórios foram eliminados após a conclusão do *top/down*. Após conclusão da escavação, os pilares definitivos de betão armado foram realizados de baixo para cima incorporando no betão os tubos metálicos.

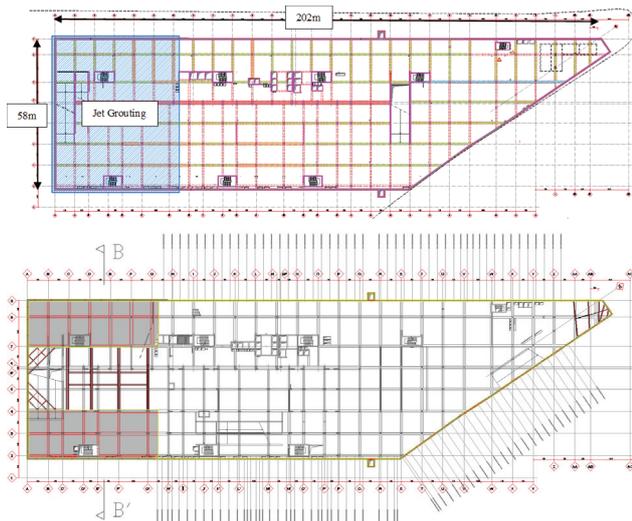


Figura 7 Estrutura *top/down*: planta ao nível da fundação; planta a nível intermédio

Para proteção dos pilares metálicos durante a escavação do terreno (que envolve meios mecânicos pesados) os tubos de aço foram envolvidos por betão pobre, removido após a execução da escavação. A solução tipo *top/down* adotada pelo construtor (Teixeira Duarte) consistiu na montagem de asnas metálicas provisórias, apoiadas nas paredes moldadas e em pilares metálicos nos alinhamentos 4 e 7, das quais foram sucessivamente suspensas, com pendurais,

as cofragens para execução das lajes do piso 0 até ao piso -3, Figura 9. Os pendurais atravessaram as lajes já construídas em aberturas que foram posteriormente fechadas. A alternativa da TD reduziu a abertura nas lajes dos pisos 0 a -3 à zona entre os alinhamentos A e C / 3 a 7. Em todos os pisos a zona *top/down* foi realizada apenas até ao alinhamento G.

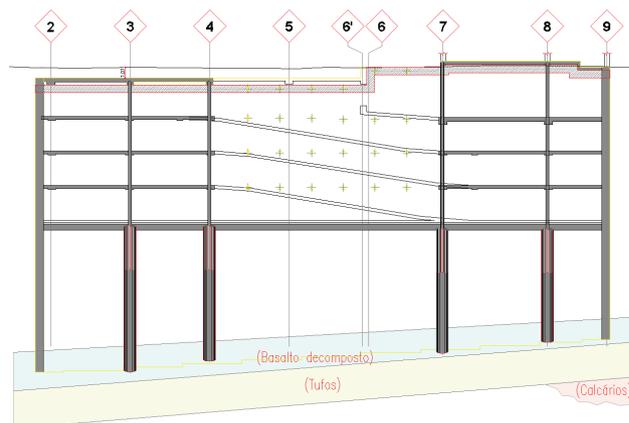


Figura 8 Estrutura *top/down*: corte transversal BB' (solução de projeto)

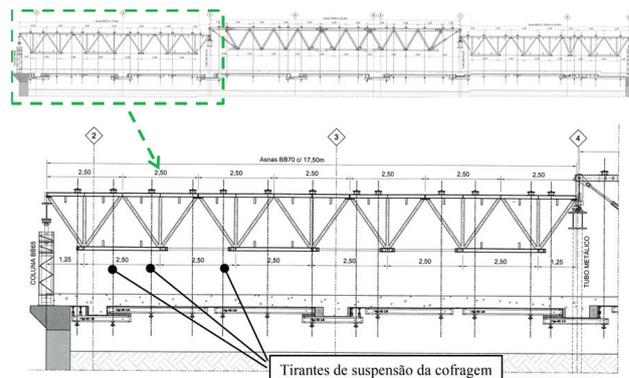


Figura 9 Asnas, tirantes de suspensão e estrutura já realizada na zona do *top/down*

A solução proposta pelo construtor eliminou o *jetgrouting* e complementou o escoramento da parede moldada no alinhamento A com perfis metálicos, ao nível do piso -4.

5 Conceção sísmica

De entre as questões que se colocam na concepção de uma construção deste tipo a realizar na zona de Alcântara, a verificação da segurança sísmica reveste-se de alguma dificuldade dadas as condições particulares do edifício, nomeadamente o corpo A, Figura 10. Sabe-se que as soluções de isolamento de base têm sido implementadas neste tipo de edifícios com o objetivo de conferirem um bom desempenho relativamente ao seu comportamento sísmico, quer para sismos de moderada intensidade quer para os sismos de projeto, por reduzirem as acelerações a que os equipamentos são sujeitos e minimizarem os danos em elementos não estruturais e elementos estruturais.

Todavia, a implementação de soluções deste tipo requer certos requisitos de concepção que necessitam de ser considerados desde o início no projeto de arquitetura e de estrutura. As elevadas dimensões do edifício em causa e as irregularidades do corpo A tornam a implementação desta solução no presente edifício de muito difícil execução.

Não tendo sido possível adotar uma concepção de isolamento de base de toda a superestrutura, considerou-se um conjunto de medidas que garantem um comportamento adequado para um sismo moderado e a segurança para o sismo de projeto. A estrutura foi considerada da classe de importância III e foi adotado um coeficiente de importância de 1,45 na quantificação da ação sísmica tipo 1, condicionante do dimensionamento estrutural. Os coeficientes de comportamento adotados foram de 2,4 para o corpo A, 2,0 para o corpo B (componentes horizontais) e de 1,5 para a componente vertical da ação sísmica tendo em consideração o tipo de estrutura (sistema de paredes) e as irregularidades em altura e em planta.

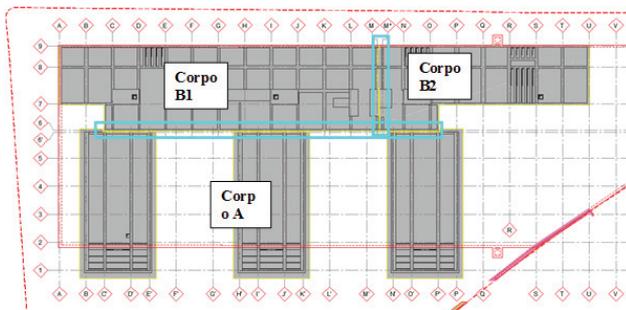
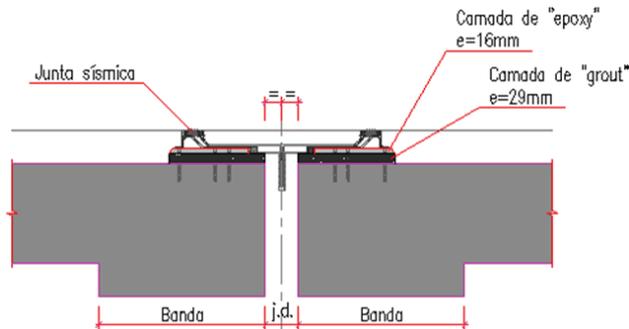


Figura 10 Identificação dos corpos e localização das juntas

A superestrutura foi subdividida em 3 corpos, por juntas nos alinhamentos 6-6' e M-M', por forma a controlar as dimensões máximas, rigidez e geometria de cada corpo considerando o comportamento da estrutura para os efeitos das deformações impostas e para a ação sísmica. Esta subdivisão em corpos implica a adoção de juntas sísmicas especiais entre os corpos, as quais acomodam movimentos relativos máximos de 22 cm, na direção transversal (perpendicular ao alinhamento da junta), Figuras 10 e 11. No quadro indicado nesta última figura o ELU corresponde aos deslocamentos para a combinação da ação sísmica com a temperatura e retração, o ELS corresponde aos deslocamentos

apenas para a ação da temperatura e retração. O ELS para a ação sísmica traduz-se em deslocamentos com valores de 40% dos deslocamentos induzidos da ação sísmica de cálculo.



Junta 66' - mov. transversal						
uy [mm]	ELU		ELS		GAP min	SOLUÇÃO TIPO
	open	close	open	close		
Junta 66'						
PISO 1	-40.9	29.5	-17.2	5.7	30	MINGUA SDPP 100/65/55
PISO 2	-72.1	62.6	-14.2	4.7	65*	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 3	-107.6	98.9	-13.1	4.4	100	MINGUA SDPP 200/65/55
PISO 4	-145.4	136.8	-12.9	4.3	140	MINGUA SDPP 200/65/55
PISO 5	-182.8	174.2	-12.8	4.3	175	MINGUA SDPP 300/65/55

Características adicionais:
 - 1 grau de liberdade superior para acomodar deslocamentos longitudinais
 - inserto liso antibacteriano
 - protecção anti-fogo

Junta MM* - mov. transversal						
ux [mm]	ELU		ELS		GAP min	SOLUÇÃO TIPO
	open	close	open	close		
Junta MM*						
PISO 1	-42.5	23.5	-28.4	9.5	30	MINGUA SDPP 100/65/55
PISO 2	-67.3	44.9	-33.5	11.2	45	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 3	-88	65.6	-33.5	11.2	70	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 4	-109.6	87.4	-33.3	11.1	90	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 5	-131	109.1	-32.8	10.9	110	MINGUA SDPP 200/65/55

Características adicionais:
 - 1 grau de liberdade superior para acomodar deslocamentos longitudinais
 - inserto liso antibacteriano
 - protecção anti-fogo

Figura 11 Movimentos e pormenor das juntas sísmicas

Na direção longitudinal (na direção do alinhamento das juntas) também ocorrem naturalmente deslocamentos relativos quer devidos às ações da temperatura quer devidos à ação dos sismos, o que obriga à utilização de aparelhos de junta especiais com capacidade de absorção de deslocamentos nas duas direções em causa.

Ao nível da cobertura os movimentos máximos são de 211 mm para a junta 6-6' e 144 mm para a junta M-M' para o ELU, e de 59,2 mm para a junta 6-6' e 15,3 mm para junta M-M' para o ELS (temperatura + retração). Para o ELS com a ação sísmica os movimentos máximos na cobertura são para a junta 6-6' de 82 mm na direção transversal e 60,8 mm na direção longitudinal. Para a junta M-M' são de 47,6 mm e de 51,5 mm, respetivamente nas direções transversal e longitudinal.

A estrutura resistente principal é constituída por paredes de betão armado. A rigidez dos elementos verticais foi definida com a preocupação de minimizar os efeitos de torção nos 3 corpos que constituem a superestrutura. No corpo A adotaram-se paredes acopladas para além dos núcleos de acesso vertical, Figura 12, com o objetivo de conferir à estrutura uma boa capacidade de dissipação

de energia. Os pilares foram interligados nos pisos por nervuras mais espessas do que a laje de forma a garantir uma boa ductilidade e capacidade resistente ao corte da ligação laje-pilar.

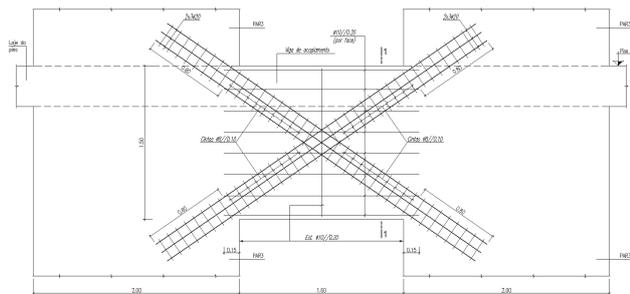


Figura 12 Pormenorização da viga de acoplamento

No dimensionamento da estrutura e na verificação da segurança ao esforço transversal foram adotados os conceitos de dimensionamento por capacidade real. As zonas críticas foram dotadas da necessária ductilidade. Na pormenorização das armaduras foram adotados os pormenores recomendados na NP EN 1998-1, incluindo a cintagem terminando em gancho.

O comportamento dinâmico da estrutura caracteriza-se pelos seguintes modos de vibração:

$$\text{Corpo A: } T_y = 1,16 \text{ s; } T_x = 0,84 \text{ s; } T_{xy} = 1,12 \text{ s}$$

$$\text{Corpo B: } T_y = 1,05 \text{ s; } T_x = 0,59 \text{ s; } T_{xy} = 0,94 \text{ s}$$

Os materiais adotados foram em geral o betão C35/45 e o aço A500 NR SD.



Figura 13 Pormenorização das armaduras dos pilares – empalmes a meia altura

6 Superestrutura

Acima do piso térreo (piso 0) a estrutura está subdividida por duas juntas de dilatação em 3 corpos, Figura 10. A estrutura é realizada em betão armado e em betão armado pré-esforçado nos pavimentos com vãos superiores a 8 m e nos pavimentos sujeitos a grandes cargas, Figura 14.



Figura 14 Planta dos pisos elevados

A laje apresenta espessuras correntes de 0,30 m e 0,40 m ou 0,45 m quando os vãos e sobrecargas assim o exigirem. As lajes são aligeiradas com moldes incorporados no betão do sistema Cobiax (aligeiramento da ordem de 30% com redução de inércia inferior a 10%). Junto às nervuras e na zona dos pilares eliminou-se o aligeiramento, Figura 15. As nervuras interligando os pilares têm altura de 0,40 m, 0,60 m e 0,85 m em função do vão e cargas previstas nas zonas respetivas. Nas zonas de maior vão ou cargas adotaram-se bandas mais largas para acomodarem os cabos de pré-esforço (monocordões e cabos aderentes nas zonas de maior pré-esforço).



Figura 15 Laje aligeirada do tipo “Cobiax”

Nos pisos 3 até à cobertura a estrutura do Corpo A inclui grandes consolas do lado Sul realizadas em estrutura mista aço/betão pré-esforçado, com vãos de 8 m, Figura 16, e nervuras pré-esforçadas, Figura 17. As lajes mistas foram realizadas com cofragem autoportante suportada em perfis HEB 200 (para vãos de 7,5 m) e IPE 200 (para vãos de 5,25 m) fixados por aparafusamento em sockets inseridos nas nervuras, Figura 18.

Considerando o elevado vão das consolas realizou-se a avaliação do seu comportamento sob o efeito da componente vertical da ação sísmica. Verificou-se que os esforços condicionantes para o dimensionamento são os induzidos pelas ações gravíticas.

Os pilares têm dimensões correntes de $50 \times 50 \text{ cm}^2$ a $60 \times 80 \text{ cm}^2$, acima do piso 0.

As paredes das fachadas em betão armado com 0,20 m de espessura, 8 m de altura e 150 m de máxima extensão estavam previstas ser isoladas sísmicamente. Na fase de obra essas paredes foram substituídas por paredes em GRC, Figura 19.

De modo a controlar o comportamento sísmico destas paredes conceberam-se sistemas de ligação à estrutura do edifício que evitam a introdução de esforços devidos a restrições aos deslocamentos relativos entre estes elementos na direção longitudinal e transversal às paredes. Isto é, as paredes são apoiadas na laje do piso 1, apresentando a este nível deslocamentos iguais aos deste piso, mas ao nível do piso 2 os sistemas de ligação à estrutura permitem que possam ocorrer movimentos relativos entre a parede e a estrutura. Deste modo evitam-se os danos nos elementos de GRC induzidos pelos deslocamentos relativos entre pisos do edifício provocados pelos sismos.

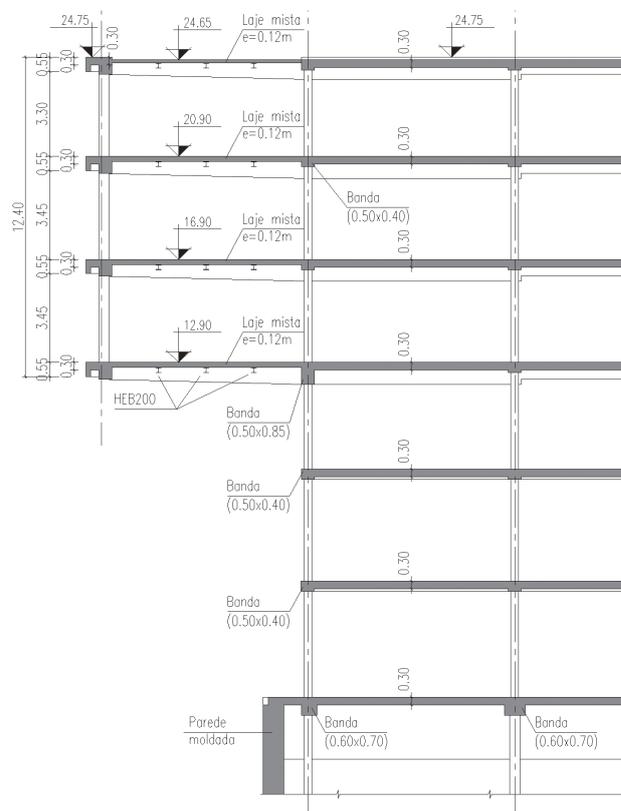


Figura 16 Fotografia e corte transversal na zona das consolas

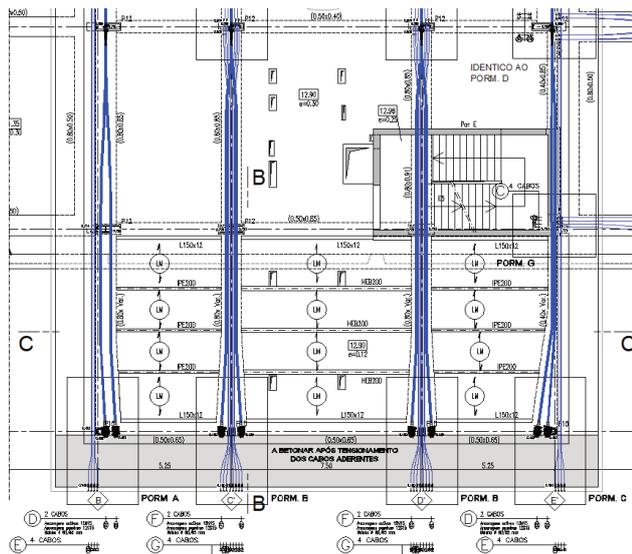
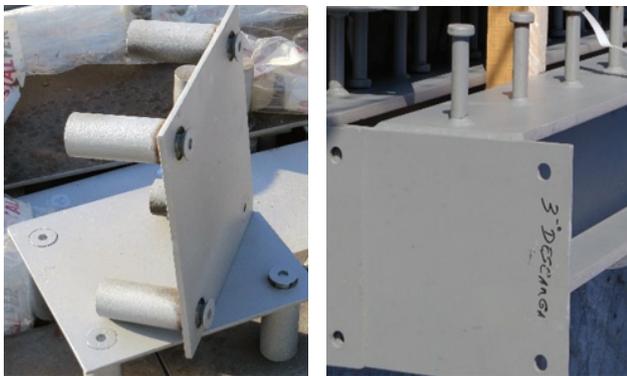


Figura 17 Pré-esforço das consolas



Vista da face inferior da laje



Sockets a inserir nas nervuras pré-esforçadas e viga I

Figura 18 Pormenores de execução da laje mista



Figura 19 Painel de GRC – teste para aprovação

7 Execução da obra, instrumentação e monitorização

O projeto incluiu um completo sistema de monitorização envolvendo os seguintes equipamentos e medições, na fase de escavação e contenção:

- Calhas inclinométricas para medição dos movimentos horizontais da estrutura de contenção (5 no interior das paredes moldadas) e no tardo da contenção (20 no terreno);
- Marcas de superfície para medição dos deslocamentos verticais na envolvente ao nível do solo;
- Marcas profundas (9) para medição dos deslocamentos no topo do caneiro de Alcântara;
- Células de ancoragem (16);



Figura 20 Execução dos pisos enterrados e superestrutura

- Extensómetros em escoras metálicas da contenção na zona poente;
- Alvos topográficos e *tiltmeters* para medição de rotações e deslocamentos da parede de contenção;
- Piezómetros (12) para medição da variação do nível freático.

Na execução da superestrutura, figuras 16 e 20, estão a ser monitorizados os deslocamentos da extremidade das consolas e os movimentos das juntas nos pisos.

Participaram neste projeto e obra numerosos técnicos. Para além dos autores participaram os seguintes engenheiros do A2p:

António Sousa Coutinho, Frederico Amaral, João Saraiva e Rui Pombo

Na fase de projeto colaboraram a CêGê (plano de instrumentação) e a Mota-Engil (prospecção geotécnica). A obra está a cargo da Teixeira Duarte.

8 Conclusões

As elevadas dificuldades colocadas pelas condições do local de implantação do hospital foram ultrapassadas: concebendo uma metodologia de execução da escavação e contenção adaptada às diferentes zonas do edifício; implementando uma monitorização intensiva do comportamento da estrutura e infraestruturas adjacentes; considerando previamente duas soluções para a laje de fundo do edifício consoante a afluência de água à base da escavação.

Relativamente ao comportamento do edifício para a ação sísmica, a elevada dimensão da estrutura, as diferenças de volumetria relevantes entre as duas zonas características do edifício (corpo A e corpo B) e os efeitos das deformações impostas levaram à definição de duas juntas sísmicas. Estas juntas apresentam dimensão elevada dada a necessidade de acomodar os deslocamentos relativos entre corpos induzidos pelo sismo de projeto e pelas deformações impostas. Os aparelhos de juntas devem apresentar capacidade para acomodar deslocamentos transversais e paralelos à junta.

Dadas as irregularidades do edifício concebeu-se uma estrutura robusta constituída essencialmente por paredes que controlam de forma eficaz o comportamento do edifício quer para o sismo de projeto (ELU) quer para o sismo de moderada intensidade (ELS).

A obra do Hospital CUF Tejo colocou enormes desafios à equipa projetista quer pela sua dimensão (60 m × 200 m) quer pelo local de implantação e pela concepção arquitetónica.

A execução de 4 caves implicou a realização de uma escavação abaixo do nível freático pelo que foi executada uma cortina de contenção no contorno do lote com cerca de 500 m de desenvolvimento.

A existência de importantes infraestruturas enterradas a sul deste lote impossibilitaram a execução de ancoragens, razão pela qual foi realizada a solução *top/down* para executar as lajes nessa zona.

A concepção de grandes consolas com 8 m de vão na zona sul dos 3 blocos que constituem o corpo A conduziu à adoção de uma laje mista aço/betão suportada por nervuras de betão armado pré-esforçado. A existência destas grandes consolas requereu que fossem realizadas paredes estruturais acopladas no alinhamento 6-6' por forma a garantir um adequado comportamento sísmico.

As juntas sísmicas (que têm de acomodar movimentos máximos transversais e longitudinais da ordem de 20 cm) constituem também uma dificuldade técnica quer para as juntas de pavimento quer para as juntas em fachadas e elementos não estruturais.

