

Edifício “Batista Russo” em Lisboa Reabilitação e Reforço Estrutural



José Delgado¹



Rui Barreiros²



Jorge Francisco³

RESUMO

Este edifício emblemático da cidade de Lisboa foi construído na década de 50 e está classificado como Património Industrial. Trata-se de um edifício em betão armado, de estrutura reticulada do tipo vigado, com uma área de construção de 11 000 m², ampliado com a introdução de um piso adicional, passando a contar com 16 500 m² de área construída.

Dada a geometria e dimensões em planta, os seus 3 Corpos (A, B e C) estavam separados por diversas juntas de dilatação, com consequências em termos do comportamento sísmico e da durabilidade. Os Corpos B e C tinham 1 piso duplo e cobertura metálica. O Corpo A tinha 4 pisos elevados e cobertura.

O estado de abandono e de degradação de alguns elementos do edifício e a sua reformulação espacial e ampliação exigiu a adoção de medidas de intervenção do ponto de vista da reparação e do reforço. Ocasionalmente, foi necessário demolir alguns elementos estruturais para adequar os espaços à nova ocupação comercial.

A intervenção prevista assentou na reabilitação estrutural do edifício em termos da durabilidade e da capacidade resistente para ações estáticas e dinâmicas. Relativamente a este último aspeto, foram implementadas soluções de reforço das fundações, de encamisamento de vigas e pilares, a inclusão de núcleos estruturais e a projeção de microbetão na face inferior de algumas das lajes. A ação sísmica exigiu particular atenção em face da presença de um elevado número de juntas de dilatação e da ampliação do edifício.

Do ponto de vista da durabilidade, as anomalias principais prendiam-se com a carbonatação e os reduzidos recobrimentos das armaduras, aspetos que mereceram a implementação de medidas corretivas apropriadas.

Palavras-chave: Betão, Reforço, Durabilidade, Carbonatação, Encamisamento

¹CIVICONCEBE, Consultores em Engenharia, Lisboa, Portugal. jose.delgado@civiconcebe.pt

²CIVICONCEBE, Consultores em Engenharia, Lisboa, Portugal. rui.barreiros@civiconcebe.pt

³DECATHLON, Alfragide, Portugal. jorge.francisco@decathlon.com

1. INTRODUÇÃO

Tratando-se de um edifício existente, as alterações da sua funcionalidade e a adequação à regulamentação vigente exigiram a adoção de soluções de reabilitação e de reforço que assegurassem o desempenho requerido. Foi necessário conceber e estudar soluções técnicas que viabilizassem a intervenção geral no edifício, tendo em consideração o período da empreitada e os critérios de economicidade das soluções.

A decisão pelas medidas a implementar suportaram-se numa campanha de sondagens e de ensaios previamente realizados para avaliar as condições de durabilidade dos elementos estruturais. Em complemento, procedeu-se ao levantamento prévio da geometria e das armaduras de algumas seções de referência, para validação da pormenorização indicada no Projeto Original (anos 50) [1]. Relativamente às fundações, e face ao aumento das cargas devidas à introdução de um piso adicional, foram avaliadas as soluções a implementar, baseadas na informação do Relatório Geológico-Geotécnico. [3]

Os aspetos de verificação da segurança de índole estática e dinâmica (sismos) foram particularmente analisados, por forma a adequar o edifício à legislação vigente.

Outras estruturas complementares, nomeadamente as coberturas metálicas dos Campos de Padel, os Balneários e as Zonas de Apoio ao Restaurante, mereceram, igualmente, uma análise detalhada, tendo em consideração a sua localização na cobertura do edifício, onde os efeitos das ações do vento e da temperatura foram condicionantes. A ampliação do Muro de Suporte existente e a sua estabilização através de pregagens injetadas foram, igualmente, atividades relevantes na empreitada.



Figura 1. Perspetiva 3D da reabilitação do edifício “Batista Russo”

2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EXISTENTE

O edifício foi construído no final dos anos 50 para uso comercial e oficinas de reparação automóvel, apresentando uma estrutura em betão armado. Era constituído por 3 corpos separados por juntas de dilatação (Corpos A, B e C - ver Fig. 2). Dadas as dimensões dos Corpos, existiam também juntas de dilatação adicionais intermédias nesses corpos, tendo em vista a sua sub-divisão em comprimentos da ordem de 30m, ou inferiores. Aquando da construção, o Corpo A teria um uso de Serviços (escritórios), enquanto os Corpos B e C se destinavam a garagens e oficinas. A Área de Implantação tinha cerca 5 000 m² e a Área de Construção tinha aproximadamente 11 000 m².

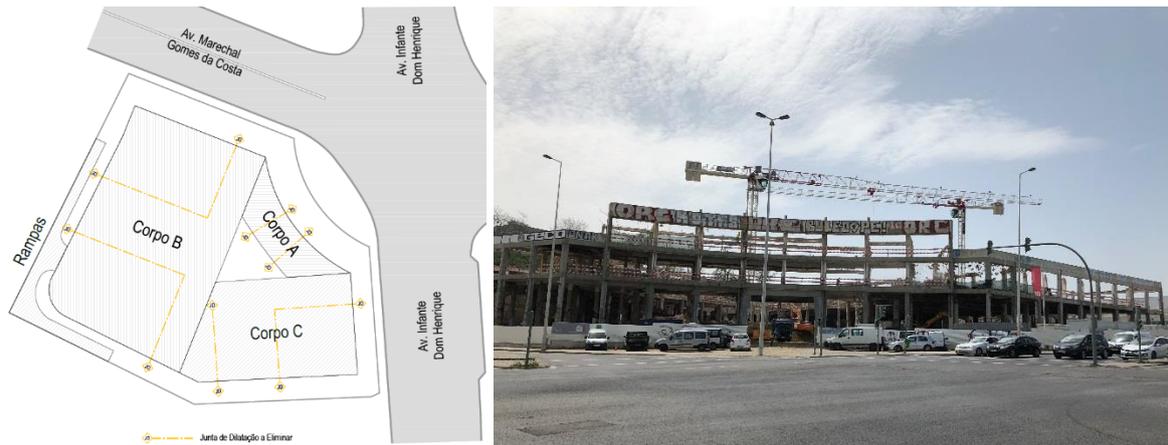


Figura 2. Localização do edifício e identificação dos corpos. Vista geral pelo exterior.

De acordo com o Levantamento Topográfico e com o Relatório da Prospecção Estrutural [2], a geometria das seções e as respetivas armaduras foram praticamente cumpridas. As fundações são constituídas por sapatas cujas dimensões, em planta, observadas no local são similares às preconizadas em projeto. Sublinha-se, a esse propósito, que o Projeto Original considera sapatas com geometria “piramidal”, embora no local se constate que essas sapatas foram executadas em patamares, tipo “escadado”.

2.1 Definição Estrutural do Edifício

Cada um dos Corpos é constituído por uma estrutura do tipo vigada. O Corpo A tem uma implantação radial, com comprimento total planificado da ordem de 35m e uma profundidade de cerca de 8m. Na sua parte central, junto do átrio de entrada, existem 2 juntas de dilatação adicionais que delimitam um sub-corpo constituído por 3 pórticos com pé-direito duplo (cerca de 7m), que estabelecem uma entrada principal no edifício com um vão da ordem de 10 m. Os pilares e as vigas desses pórticos apresentam maior robustez e suportam a restante estrutura vertical até à cobertura. As lajes têm espessuras variáveis entre 10cm, 12cm e 15cm. As vigas têm vãos máximos até 7m.



Figura 3. Pórticos de Entrada do Corpo A. Vista geral interior pelo Corpo C

Os Corpos B e C têm 1 piso elevado com pé-direito duplo e uma cobertura metálica (tipo “Shed”), com uma implantação da ordem de $40 \times 70 \text{ m}^2$ (Corpo B) e de $23 \times 60 \text{ m}^2$ (Corpo C). Cada um desses Corpos divide-se em 3 sub-corpos através de 2 juntas de dilatação adicionais. No caso do Corpo C existe ainda 1 cave. Apresentam uma estrutura reticulada porticada que integram pórticos principais com pilares distanciados, em regra, de 10m nas 2 direções. Para subdividir as lajes em painéis de menor vão (de $5 \times 5 \text{ m}^2$), existem vigas secundárias apoiadas nas vigas dos pórticos principais. As lajes têm espessuras de 12cm. As sapatas têm implantação retangular, com dimensões entre $1,50 \times 1,50 \text{ m}^2$ e $2,50 \times 4,0 \text{ m}^2$.

2.2 Materiais Estruturais Existentes

Na definição dos materiais foi utilizado o Regulamento em vigor à época, nomeadamente o “Regulamento de Betão Armado” (RBA), de 1935. [4] O betão utilizado deveria assegurar uma resistência mínima de 18MPa em provetes cúbicos. De acordo com os resultados dos ensaios de compressão em carotes, obteve-se uma classe de resistência equivalente a um Betão C25/30. As armaduras utilizadas apresentam a superfície lisa (“aço liso”), tendo sido adotados 2 tipos, nomeadamente o Aço Macio A24 e o Aço Helição A40.

2.3 Estado de Conservação Geral do Edifício

A avaliação do estado de conservação geral do edifício baseou-se nas inspeções visuais realizadas ao local, no Relatório da Prospecção, Ensaios e Diagnóstico emitido pela Bureau Veritas [2] e na campanha complementar de ensaios de carbonatação realizada pelo ISQ. Em determinadas zonas, o estado de degradação das estruturas é avançado, em face da exposição às condições atmosféricas do edifício, ao abandono no tempo e à natural falta de manutenção. Foram registadas as seguintes anomalias principais:

- degradação das armaduras por corrosão;
- delaminação do betão em consequência da corrosão das armaduras;
- carbonatação do betão com profundidades variáveis entre 10mm e 30mm;
- reduzidos recobrimentos das armaduras, em particular nas lajes;
- danos em vigas, pilares e lajes realizados durante as operações de exploração do edifício.



Figura 4. Armadura exposta e com baixo recobrimento nas lajes. Delaminação do betão em pilares

O recobrimento das armaduras em lajes é, em geral, inferior a 10mm, apresentando-se na maioria das vezes exposta ou com recobrimentos de alguns milímetros. Este aspeto encontra-se usualmente acompanhado pela corrosão das armaduras. Existem zonas particulares do Corpo B (a Norte) onde parece ter havido maiores cuidados relativamente a este aspeto, cujos valores observados são da ordem de 10mm a, no máximo, 15mm. Nestas zonas existem menores evidências de corrosão das armaduras. Em vigas e pilares os recobrimentos eram, em geral, mais generosos (superiores a 25mm). Sublinhe-se os níveis de deterioração mais elevados nas zonas das juntas de dilatação, devidos à permeabilidade dessas juntas, à ausência de manutenção e à falta das coberturas.

3. CARACTERIZAÇÃO DO FUTURO EDIFÍCIO

O edifício existente foi sujeito a uma intervenção geral para adaptação às funções previstas pelo promotor, tendo sido ampliado por introdução de um novo piso adicional (piso 3) sobre os Corpos B e C e, ao nível do Piso 2, realizado o prolongamento das lajes existentes para a zona do atual Átrio Central, com redução deste. Passará a ter uma área de construção com cerca de 16 500 m². Ainda assim, o edifício

ficará com capacidade resistente para futuras cargas adicionais resultantes da eventual introdução de outro piso adicional sobre os Corpos B e C (piso 4). O edifício passou a apresentar os seguintes usos:

- Cave, destinada a zonas técnicas e reservatórios de água;
- Piso 0, destinado a espaço comercial (DECATHLON), cais de descarga e estacionamento;
- Piso 1, integrado no edifício como um pequeno piso intermédio, com áreas administrativas;
- Piso 2, para estacionamento nos Corpos B e C e serviços ou ginásios no Corpo A;
- Piso 3, incluirá 5 campos de Padel, balneários e estacionamento nos Corpos B e C e Serviços ou Ginásios no Corpo A;
- Piso 4, apenas existente no Corpo A, destinado à restauração e lazer.

A nova laje do Piso 3 dos Corpos B e C é constituída por uma solução do tipo fungiforme aligeirada, com 37cm de espessura, com blocos de aligeiramento recuperáveis. Tem vãos correntes de 10m, com exceção de zonas pontuais que atingem 11,5m. Foram adotados capitéis sobre os pilares e bandas em determinadas zonas com alturas que variam entre os 50cm e os 60cm. Dadas as dimensões em planta, foi realizada uma análise do faseamento das betonagens e especificada uma extensão máxima de retração do betão.

Das várias sub-estruturas complementares executadas no local, destacam-se as coberturas metálicas dos Campos de Padel. Cada cobertura metálica apresenta 2 pórticos afastados de 5m, com cerca de 22m de vão, constituídos por pilares HEB500 e vigas HEA500, transversalmente interligados por travessas metálicas para estabilização desses pórticos. As madres são constituídas por perfis enformados a frio e suportam a chapa de revestimento, que estará preparada para a instalação de painéis fotovoltaicos.



Figura 5. Plantas Estruturais dos Pisos 2 e 3

Os muros de suporte existentes a Sul e Poente, no limite do lote, foram ampliados em altura (máximo de 14m), com espessura de 0,25m, cuja estabilização foi realizada através de 3 níveis de pregagens com varões galvanizados Ø20, Ø25 e Ø32, selados com injeção de calda de cimento, com comprimentos variáveis entre os 7,50m e 10m.

4. SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

A intervenção realizada pretendeu cumprir as seguintes premissas fundamentais:

- Manter a estrutura existente classificada como Património Industrial, em particular as fachadas e os pórticos da entrada;
- Assegurar o cumprimento do conceito de exploração do edifício pelo cliente, exigindo este aspeto algumas modificações e ajustamentos estruturais pontuais;

- Dotar o edifício da resistência suficiente para permitir a introdução imediata de uma laje sobre os Corpos B e C e deixar a estrutura preparada para uma eventual futura ampliação adicional (Piso 4);
- Proceder aos reforços necessários e dotar o edifício da resistência sísmica necessária;
- Assegurar, dentro do possível, uma maior durabilidade estrutural dos elementos constituintes, nomeadamente dos seus materiais;
- Garantir uma adequada proteção ao fogo dos elementos estruturais do edifício (até REI120).

4.1 Conceção da Intervenção Estrutural

Para cumprir as premissas do Dono de Obra foi necessário dotar as estruturas de uma capacidade resistente suficiente para cargas verticais e horizontais, implicando o reforço das fundações, dos pilares e das vigas e a exploração da contribuição dos novos núcleos de betão para a resistência sísmica. De igual modo, foi necessário acautelar os aspetos relacionados com a proteção contra incêndio dos elementos estruturais do edifício e com a durabilidade dos materiais, em face dos resultados dos ensaios de carbonatação do betão e da corrosão das armaduras.

Para fazer face às modificações de uso do edifício e de adaptação dos espaços existentes, resumem-se as seguintes intervenções realizadas de índole estrutural:

- Reparação e/ou reforço das lajes pelo lado inferior, aumentando a capacidade resistente e resolvendo os aspetos de durabilidade e de proteção ao fogo;
- Repassivação das armaduras inferiores existentes nas lajes em contato com o betão carbonatado, através da remoção desse betão carbonatado por hidrodemolição e a projeção de microbetão (4cm a 5 cm), promovendo os recobrimentos nominais regulamentares;
- Encamisamento dos pilares para fazer face ao aumento significativo dos esforços axiais devidos às cargas estáticas e contribuir para a resistência sísmica do edifício;
- Reforço por encamisamento ou com chapas metálicas em algumas vigas para aumento da capacidade resistente;
- Reforço das fundações para fazer face ao aumento das cargas verticais, resolvendo, igualmente, o deficit de armaduras das sapatas existentes (malha principal de #Ø3/8''//15);
- Eliminação das juntas de dilatação.

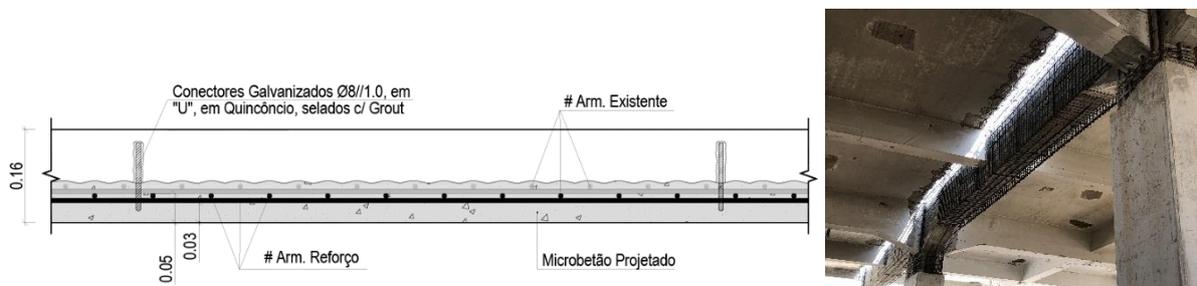


Figura 6. Reforço das lajes existentes (Corpo A). Reforço de Vigas por encamisamento.

Nas situações em que foi necessário aumentar a capacidade resistente das lajes procedeu-se à introdução de uma malha inferior de armaduras adicional e à projeção de microbetão (espessura final da laje de 16cm no Corpo A). Nos restantes casos (Corpos B e C) procedeu-se apenas à reparação das lajes com a remoção do betão carbonatado numa espessura da ordem de 10mm a 20mm e ao aumento do recobrimento das armaduras por projeção de microbetão, resultando numa espessura da laje de cerca de 13cm a 14cm. A remoção do betão carbonatado e a preparação das superfícies foi realizada com recurso a um robot de hidrodemolição.

Quando necessário, reforçaram-se as vigas dos Corpos A, B ou C por encamisamento, quando estava em causa o suporte de pilares novos ou de pilares eliminados nos pisos inferiores para criação de zonas de circulação (Corpo A) ou o reajuste dos espaços de estacionamento (Corpos B e C). Para as situações que resultavam de um simples aumento de cargas, nas vigas que não apresentavam capacidade resistente suficiente promoveu-se o reforço com elementos metálicos, por questões de rapidez de execução.

Nas lajes, vigas e pilares existentes não intervencionados propôs-se a aplicação de uma pintura impermeável ao CO₂ e permeável ao vapor de água, com vista a melhorar as condições de durabilidade.



Figura 7. Reforço de pilares por encamisamento. Preparação da face da laje por Hidrodemolição

Nas sapatas registou-se um aumento significativo do nível de tensões na base por força do acréscimo das cargas verticais e da ação sísmica. Foi necessário proceder ao aumento da capacidade de carga através do reforço da sapata existente e do aumento da sua base de contacto. Quando necessário, devido aos esforços resultantes da ação sísmica, propôs-se a inserção de vigas de fundação. Tendo como base o Relatório Geológico-Geotécnico, considerou-se uma tensão admissível de 400kPa.



Figura 8. Reforço de sapatas de fundação

5. CONCEÇÃO DO REFORÇO SÍSMICO

As soluções propostas pela Arquitetura e as premissas impostas pelo Dono de Obra conduziram a tomadas de decisão para adequar as estruturas à ação sísmica regulamentar. Na conceção sísmica adotada para o edifício teve-se em consideração os seguintes aspetos:

- Eliminação pontual de pilares para fazer face à lógica de exploração da loja DECATHLON;
- Cumprimento do número de lugares exigíveis para estacionamento;
- Existência de um número elevado de juntas de dilatação;
- Pilares fracamente armados e com armaduras longitudinais em aço liso;
- Cintagem deficiente da armadura longitudinal, composta por cintas Ø6//20, claramente insuficiente para assegurar os requisitos mínimos de ductilidade das seções;

- Fundações existentes (sapatas) fracamente armadas.

As intervenções de reforço sísmico propostas pretenderam responder aos seguintes aspetos:

- Aumento da massa sísmica devida à introdução do piso 3 e dum eventual piso 4 -Corpo B e C.
- Resolver as questões de martelamento entre os Corpos A, B e C e dos respetivos sub-corpos, em face das inúmeras juntas de dilatação existentes;
- Melhorar a ductilidade dos elementos verticais existentes (pilares);
- Controlar os efeitos dos sismos com a introdução de elementos estruturais adicionais (Núcleos).

Neste sentido, foram propostas as seguintes intervenções fundamentais:

- Eliminação das Juntas de Dilatação, conferindo um comportamento global ao edifício, resolvendo as questões de “martelamento” entre Corpos e Sub-Corpos.

- Introdução de Núcleos de Escadas e de Elevadores, permitindo tirar partido desses elementos para a melhoria do comportamento sísmico e para o respetivo controlo dos deslocamentos. Sublinhe-se que, face às dimensões globais do edifício, as paredes dos Núcleos desempenham um papel importante, mas não são suficientes para controlar a totalidade dos efeitos da ação sísmica no edifício. Foi também necessária a contribuição dos pilares para a resistência aos sismos.

- Reforço de Pilares por encamisamento para fazer face ao aumento das cargas estáticas e, conseqüentemente, dos efeitos da ação sísmica. A opção pelo encamisamento dos pilares também permitiu contribuir para melhorar os aspetos de durabilidade estrutural (carbonatação do betão). A adequada cintagem das armaduras nas zonas dos nós ao longo do comprimento crítico foi um aspeto fundamental para a exploração, em ductilidade, do comportamento da estrutura face aos sismos.

- Em pilares não reforçados, cujas seções e armaduras eram suficientes para resistir às ações estáticas, mas insuficientes para acomodar os efeitos da ação sísmica, optou-se considerar esses pilares como “secundários”, tendo sido seguido o preconizado na NP EN1998-1 [12].

- Para as Fundações adotaram-se vigas de fundação para controlar as reações de flexão mais elevadas transmitidas pela base de alguns dos pilares.

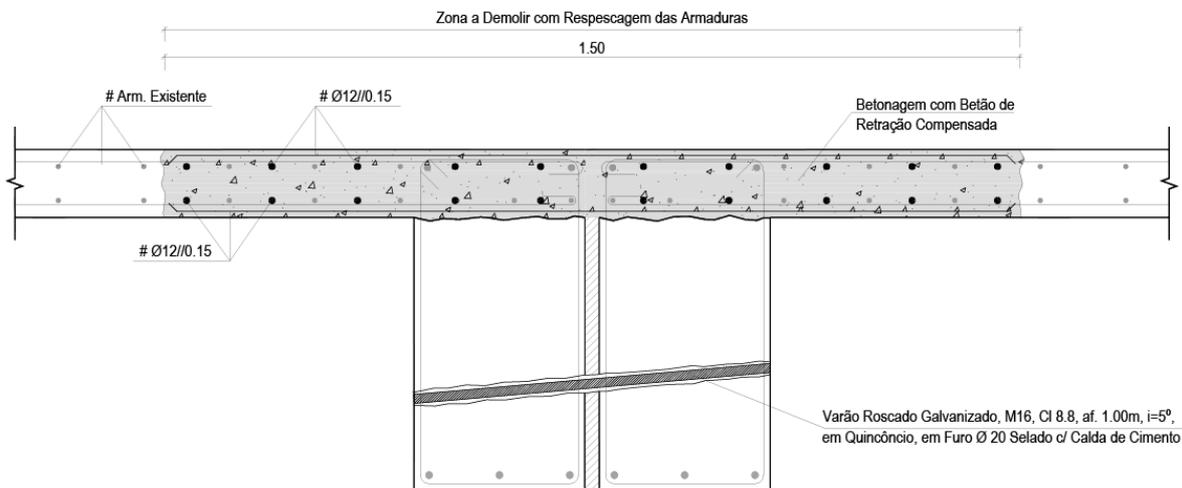


Figura 9. Pormenor de eliminação de junta de dilatação existente

6. MODELOS NUMÉRICOS

Elaborou-se um modelo global tridimensional constituído por elementos finitos do tipo casca para simular as lajes e por elementos barra para simular as vigas, pilares e núcleos estruturais. As diferentes espessuras das lajes foram consideradas na definição diferenciada dos elementos finitos. Como condições de fronteira, adotaram-se encastramentos que simulam as ligações às fundações (restrição dos 6 graus de liberdade).

A análise das sub-estruturas metálicas correspondentes às coberturas dos Campos de Padel, dos Balneários, dos Painéis de Publicidade, das construções metálicas contíguas ao Restaurante, entre outros, foi realizada com base em modelos numéricos de elementos finitos do tipo Barra. A ação do vento foi condicionante para estas estruturas.

Os materiais utilizados na modelação numérica apresentam-se no Quadro 1.

Quadro 1. Materiais utilizados na modelação numérica

Material	Classe de Resistência	Módulo de Elasticidade [GPa]
Betão Novo	C30/37	33
Betão Existente	C25/30	31
Aço em Perfil	S275 JR	210

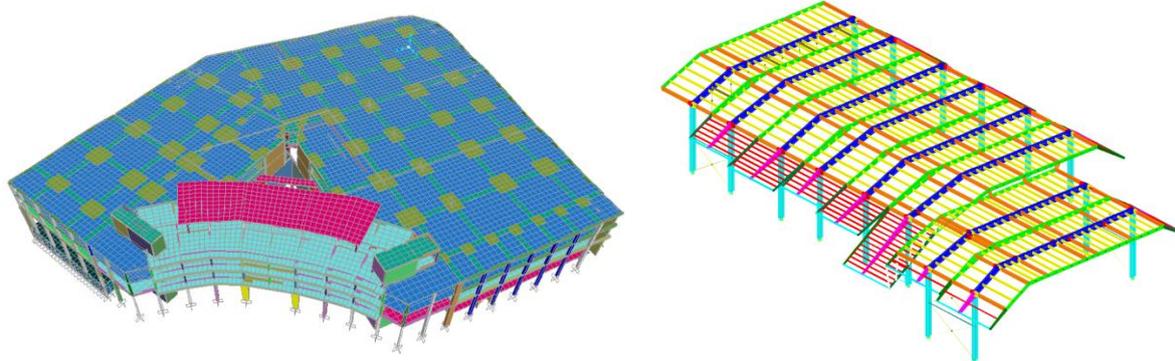


Figura 10. Modelo Global 3D do edifício. Modelo 3D da cobertura dos Campos de Padel

7. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

Apresentam-se as verificações de segurança em Serviço e aos E. L. Últimos. Sintetiza-se ainda a metodologia verificativa da segurança utilizada no Projeto Original (anos 50).

7.1 Estado Limite de Serviço

De acordo com o Eurocódigo 2 limitaram-se as deformações para a combinação quase permanente de ações a:

$$\delta_{CQP,L,P} \leq L / 250 \quad (\text{painéis de lajes em geral})$$
$$\delta_{FREQ,L,P} \leq L / 500 \quad (\text{situações que originem a fendilhação de paredes})$$

Refira-se que na estrutura existente, em betão armado, já se terá dissipado, à data atual, os efeitos reológicos dos materiais, nomeadamente da Retração e da Fluência. Para as novas estruturas de betão, consideraram-se os efeitos de fluência ($\phi=2,0$), determinados de acordo com a NP EN 1992-1-1 [10] para um betão C30/37.

Relativamente ao E. L Fendilhação considerou-se um ambiente pouco agressivo e limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm, para uma combinação quase permanente de ações (NP-EN1992-1-1).

De acordo com o Capítulo 7.2 da NP EN1992-1, limitou-se a tensão longitudinal a $0.60f_{ck}$ para a combinação característica de ações. Para garantir que a fluência assume um comportamento linear, limitou-se a tensão no betão a $0.45f_{ck}$ para a combinação de ações quase-permanente.

7.2 Estados Limites Últimos

Os esforços atuantes foram determinados através dos modelos numéricos de elementos finitos. Os esforços resistentes basearam-se na geometria das seções e nas características dos materiais. Na verificação da segurança dos elementos estruturais reforçados por encamisamento (vigas e pilares) ou com elementos metálicos (vigas) ou reforçados com adição de armaduras e espessamento da seção (lajes) foi adotado um coeficiente de monolitismo adequado, em função dos níveis de reforço:

- Vigas e Pilares $\gamma_M = 0.85$
- Lajes $\gamma_M = 0.90$

A ação do vento não é condicionante para a verificação da segurança estrutural do edificado, excetuando-se as estruturas metálicas existentes na laje do Piso 3/Cobertura (Campos de Padel, Painéis Publicitários, Balneários e a Cobertura metálica no acesso ao restaurante). Estas estruturas foram dimensionadas conforme o preconizado na NP EN 1993-1-1 [9].

As considerações relativas ao reforço sísmico estão indicadas em sub-capítulo próprio abaixo.

7.3 Verificação da Segurança face à Ação Sísmica

De acordo com informações constantes no Projeto Original, sabe-se que a estrutura existente foi objeto de análise sísmica através do regulamento da época (RSCCS). A definição da ação sísmica atualmente em vigor, indicada pela NP EN1998-1 (EC8), conduz a níveis de aceleração superiores. Os critérios de ductilidade exigíveis através de pormenorizações adequadas de armaduras e dos materiais a utilizar, a satisfação dos critérios de regularidade estrutural em planta e em alçado e de outros aspetos fundamentais, exigiram uma análise mais elaborada e fundamentada, que assegurasse ao futuro edifício um adequado comportamento aos sismos.

A obra localiza-se nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3 definidas no Anexo Nacional da NP EN 1998-1: 2010. A ação sísmica de Projeto (ELU) foi definida através de espectros de resposta de aceleração à superfície do terreno. Uma vez que o edifício é composto por elementos estruturais verticais dispostos em direções distintas (Corpos A, B e C), foi considerada na análise a aplicação do sismo nas diferentes direções principais de inércia dos elementos de cada corpo. Face às formações existentes e às condições de fundação da obra, classificou-se o solo como tipo B.

Em função da participação dos pilares e das paredes na resistência aos sismos, a estrutura foi classificada como “Sistema Misto”, tendo-se adotado um coeficiente de comportamento de $q = 3,0$. Foi ainda assumido um coeficiente de amortecimento igual a 5%. Realizou-se uma análise dinâmica e estabeleceu-se, como mínimo, um acumulado dos fatores de participação modal das massas maior ou igual a 90%. Na análise da resposta sísmica do edifício adotou-se uma rigidez $EI_{sis} = 50\% EI$.

O dimensionamento foi realizado em DCM, de acordo com o indicado na NP EN1998-1-1, tendo ainda sido consideradas as seguintes premissas fundamentais na análise sísmica:

- Implementação dos princípios de “Pilar Forte – Viga Fraca”;
- Confinamento dos nós de pilares e na ligação à fundação - formação da rótula plástica;
- Esforços de dimensionamento na ligação dos pilares à laje fungiforme determinados com $q=1,5$, em face das condições de dissipação de energia em estruturas deste tipo;
- Verificação da segurança das fundações realizado com base num espectro de resposta com coeficiente de comportamento $q=1,5$, atendendo à ductilidade reduzida desse tipo de elementos.
- Verificação da deformação máxima entre pisos e consideração, quando necessário, da amplificação dos esforços devidos aos efeitos de 2ª ordem;
- Consideração dos esforços adicionais provocados pelos efeitos da torção acidental;
- Pormenorização e detalhamento de armaduras compatível com um comportamento em DCM.

7.4 Verificação da Segurança Estrutural no Projeto Original

A verificação da segurança para ações estáticas baseou-se no RBA [4], que considera a verificação da segurança baseada nos valores característicos das ações e que compara com os resultados dos cálculos realizados com base em tensões admissíveis dos materiais. No caso da verificação para as ações dinâmicas (sismos) foi utilizado o primeiro regulamento anti-sísmico – RSCCS - “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos” [5]. Segundo o Projeto Original foi adotado um coeficiente sísmico de 0,10. Foram consideradas, no projeto original, as seguintes tensões admissíveis nos Aços:

Ações estáticas

- Aço Macio (A24) $\sigma_a = 1400 \text{ kgf/cm}^2$
- Helição (A40) $\sigma_a = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

Ações dinâmicas (sismos)

- Aço Macio (A24) $\sigma_a = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
- Helição (A40) $\sigma_a = 4000 \text{ kgf/cm}^2$

As lajes no Corpo A foram dimensionadas para uma sobrecarga de 250 kg/m^2 . Para o Corpo B foi adotada uma Sobrecarga Uniforme de $6,00 \text{ kN/m}^2$ e uma Sobrecarga Concentrada de 20 kN colocada no centro do painel. Para o Corpo C a Sobrecarga Uniforme era de $4,00 \text{ kN/m}^2$. Os pilares foram dimensionados para cargas estáticas e dinâmicas. As fundações foram dimensionadas apenas para cargas estáticas (esforço axial centrado). Na verificação da segurança geotécnica admitiu-se uma tensão máxima de “contato” de 250 kg/cm^2 .

Refira-se que a adoção dos diferentes tipos de aço (macio ou helição) não é uniforme no edifício. No caso do Corpo A as armaduras adotadas em todos os elementos estruturais são em aço do tipo Helição (A40) liso, com exceção das cintas dos pilares e das armaduras das fundações, em que se utilizou aço macio (A24). No caso do Corpo B e C, as armaduras adotadas foram do tipo Helição (A40) liso em armaduras longitudinais das vigas e nas lajes e de aço macio (A24) em estribos de vigas e de pilares, nas armaduras longitudinais de pilares e em sapatas.

8. CONCLUSÕES

A remodelação funcional pretendida para o edifício, aliado às patologias identificadas e descritas, conduziram à necessidade de reparação e reforço estrutural, com vista a dotar o edifício das novas características funcionais exigidas e atender à regulamentação em vigor, quer do ponto de vista estático e sísmico, quer do ponto de vista de durabilidade. As exigências relacionadas com a proteção ao fogo dos elementos estruturais foram igualmente consideradas.

Tendo em conta a idade do edifício e o seu estado de abandono nos últimos anos, verificaram-se diversas patologias, entre as quais a delaminação do betão e a conseqüente corrosão de armaduras e a carbonatação do betão. A ausência de recobrimentos suficientes das armaduras e os danos gerais em pilares, vigas e lajes decorrentes das operações de exploração do edifício, também potenciaram as anomalias referidas.

A intervenção geral de remodelação do edifício teve, como principais objetivos, o aumento da área de construção através da criação de um novo piso adicional (piso 3) sobre os Corpos B e C, a eliminação pontual de alguns pilares e vigas existentes para viabilizar a nova funcionalidade dos espaços, bem como a introdução de outras sub-estruturas complementares, como é caso das coberturas metálicas dos Campos de Padel, das estruturas de apoio aos painéis publicitários, entre outros.

Para dar resposta a todos os objetivos elencados, foi proposta uma intervenção assente no reforço estrutural por encamisamento dos pilares e das vigas, o reforço das fundações e das lajes pela face inferior, para fazer face aos aspetos da resistência, da durabilidade e de proteção ao fogo. A eliminação das juntas de dilatação e a incorporação de núcleos de betão armado contribuíram para melhoria do comportamento sísmico global. A execução da nova laje do piso 3 e das sub-estruturas metálicas complementares, tais como as coberturas dos Campos de Padel, as estruturas dos painéis publicitários, os balneários e a cobertura junto à zona de restauração, foram igualmente intervenções relevantes no âmbito do projeto global.

PRINCIPAIS QUANTIDADES

Indicam-se nos quadros seguintes as principais quantidades de materiais empregues em obra:

Quadro 2. Quantidades de materiais utilizados em estruturas novas

<i>Material</i>	<i>Quantidade</i>
Betão C30/37	4 500 m ³
Aço A500 NRSD	600 000 kg.
Aço em Perfil S275 JR	160 000 kg.

Quadro 3. Quantidades de materiais utilizados em reparação e reforço da estrutura existente

<i>Material</i>	<i>Quantidade</i>
Betão C30/37 (reforço de Fundações, Pilares e Vigas)	1 100 m ³
Aço A500 NRSD (em reforços estruturais)	146 000 kg.
Lajes Reparadas e/ou Reforçadas Inferiormente	3 500 m ²

REFERÊNCIAS

- [1] PROJETO ORIGINAL C. M. LISBOA (1959).
- [2] RELATÓRIO N° 4 – FINAL – Technical Due Diligence Estrutural ao Edifício das Antigas Instalações da Empresa Batista Russo, em Cabo Ruivo, Lisboa. BUREAU VERITAS (2017).
- [3] RELATORIO DE PROSPECÇÃO GEOLOGICO-GEOTECNICA. Tecnasol (2017)
- [4] RBA - Regulamento do Betão Armado (1935).
- [5] RCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (1958).
- [6] NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ.
- [7] NP EN 1990-1 – Bases para projecto de estruturas (2009).
- [8] NP EN 1991-1-1 – Acções em Estruturas: Acções Gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (2009).
- [9] NP EN 1991-1-4 – Acções em Estruturas: Acções Gerais: Acções do vento (2010).
- [10] NP EN 1992-1-1 – Projecto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios (2010).
- [11] NP EN 1993-1-1 – Projecto de estruturas de aço: Regras gerais e regras para edifícios (2010).
- [12] NP EN 1998-1 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (2010).