



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto e Construção do Posto de Seccionamento do Alto São João

FILIPE MARQUES FERNANDES

Licenciado em Engenharia Civil

Relatório de Estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutor, Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, ISEL
Mestre, André Gonçalo Veiga Lousinha, EDP Distribuição

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Vogal: Doutor, Luís Miguel Pina de Oliveira Santos, ISEL
Vogal: Licenciado, Paulo Gil de Figueiredo Tavares Pedro

Janeiro de 2016

Agradecimentos

Chegando ao fim este momento de grande relevo para a minha vida, é com enorme satisfação que exponho o merecido agradecimento às pessoas que me asseguraram um apoio inestimável no decorrer desta etapa final:

- Gostaria de agradecer especialmente ao meu Orientador da EDP Distribuição, Eng.º André Lousinha, pelo grande profissionalismo, postura, experiência, valores, grau de conhecimento e paciência comigo nas horas passadas a debater ideias e na transmissão das mesmas. Agradeço também ao meu orientador Eng.º Luís Oliveira Santos, do Instituto Superior Engenharia Lisboa (ISEL), pela ajuda na tomada de decisão para envergar o Estágio na EDPD e pelo acompanhamento do mesmo, demonstrando sempre disponibilidade.

- Deixo uma palavra de gratidão à equipa do Departamento de Engenharia Civil – Sul (SEECS), com a qual trabalhei diretamente. Especialmente à Eng.ª Lucrécia, ao Eng.º Chin, Eng.º Rui Babau, ao Eng.º João Sanches, à equipa de Fiscais (João Guerreiro, Martinho) e à equipa de desenhadores (Carlos Pinto e Nuno Reis). E, a todos aqueles que tive oportunidade de trabalhar, diretamente e indirectamente, ao longo destes 5 meses passados na EDPD. Demonstrando a família que existe no Departamento Projeto e Construção (DPC) e o espírito de entreajuda existente entre colegas de trabalho. E por fim uma palavra de gratidão a facilitadora Luísa Lopes, pela oportunidade dada para terminar o meu percurso académico numa instituição como a EDP Distribuição.

- A todos os meus colegas do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, com os quais tive a honra de partilhar lado a lado o meu percurso académico, culminando numa intensa e terna amizade deixo o meu profundo e sincero agradecimento.

- Aos meus amigos da Sertã, do grupo “esbagaçar”, agradeço os momentos animados e de descontração passados com eles.

- Porque os últimos são sempre os primeiros, quero agradecer à minha família, e em particular aos meus pais Leonel Fernandes e Maria Cristina Marques, e ao meu irmão Rafael pelo constante apoio diário sobretudo em dias com menor disposição. Deixo a minha gratidão à minha namorada Diana Castanheira pelo acompanhamento incondicional ao longo dos últimos anos.

Resumo

O presente Trabalho Final de Mestrado decorre do estágio curricular realizado no Departamento de Projeto e Construção Sul (DPCS) da Energias de Portugal - Distribuição (EDP-D), entre Março e Julho de 2015.

A atividade desenvolvida centrou-se na elaboração do projeto de uma estrutura de betão armado de um Posto de Seccionamento, situado em Lisboa, junto ao cemitério do Alto São João, destinado a apoiar a distribuição de energia elétrica na cidade de Lisboa. O objetivo do estágio foi o dimensionamento de toda a estrutura, tendo em conta todos os equipamentos a instalar e os condicionamentos que estes impõem no interior do edifício.

Devido à sua utilização, este edifício possui várias particularidades, como a necessidade de entrada e saída subterrânea de diversos elementos de apoio ao funcionamento dos equipamentos instalados no seu interior, cuja compatibilidade com os restantes elementos estruturais do edifício foi necessário assegurar.

A realização deste projeto foi baseada na nova regulamentação europeia, designadamente os Eurocódigos Estruturais. Foi também consultada a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Betão Armado (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço (REBAP).

O trabalho desenvolvido apoiou-se num programa de análise tridimensional de estruturas.

Na conceção do projeto pretendeu-se maximizar a simplicidade da execução em obra.

Abstract

This final internship report is about the traineeship held at the Department of Design and Construction South (DPCS) of *Energias de Portugal - Distribuição* (EDP-D) between March and July 2015.

The focus of the activities carried out was the design of a reinforced concrete building for a new switching substation, to be included in the electric distribution network of Lisbon. The objective of the traineeship was the design of the concrete building, taking in to account all the equipment to install inside the building.

Due to its use, the building has several unusual characteristics, as the need of some underground paths into the building for support equipment. The study for check the compatibility between these paths and the structural elements was a demanding task.

This building was designed according the new European standards, as the Eurocodes. However, the national codes that are still in use, as the actions code (RSA) and the concrete code (REBAP), were also respected.

An advanced software was used for the three dimensional structural analysis of the building.

During all the design process, the simplicity of the construction was a major concern.

Índice

1	Introdução	1
2	Descrição do Posto de Seccionamento do Alto São João	3
2.1	Considerações gerais	3
2.2	Arquitetura	3
2.2.1	Caracterização geral	3
2.2.2	Acabamentos Exteriores.....	4
2.2.3	Acabamentos Interiores.....	5
2.2.4	Depósito de retenção de óleos	5
2.3	Descrição Geral dos trabalhos	6
2.4	Trabalhos Específicos.....	7
2.5	Faseamento construtivo.....	8
3	Bases de dimensionamento	11
3.1	Materiais estruturais utilizados no Posto Seccionamento.....	11
3.1.1	Aço	11
3.1.2	Betão	12
3.2	Definição de Ações	15
3.2.1	Cargas Permanentes	16
3.2.2	Sobrecargas	17
3.2.3	Ação Sísmica.....	18
3.3	Combinação de Ações	23
3.4	Modelação do comportamento sísmico	24
4	Solução Estrutural	27
4.1	Pré-dimensionamento	27
4.1.1	Laje.....	27
4.1.2	Vigas	28
4.1.3	Pilares.....	28
4.1.4	Sapatas.....	29
5	Modelação da Estrutura	31
5.1	Considerações gerais	31
5.2	Verificação da segurança aos Estados Limites Últimos	32
6	Dimensionamento do posto de seccionamento do Alto São João	35
6.1	Considerações gerais	35

6.2	Dimensionamento das lajes	35
6.2.1	Estados limite últimos	35
6.2.2	Estados limite de utilização	37
6.2.3	Dimensionamento da laje do piso equipamentos	38
6.3	Escada interior do posto de seccionamento	46
6.4	Dimensionamento de Vigas	47
6.4.1	Estados limites últimos	47
6.4.2	Dimensionamento da viga VY-3-5 (V-0,8*0,3)	51
6.5	Dimensionamento de Pilares	56
6.5.1	Estados limites últimos	57
6.5.2	Dimensionamento do pilar P_9.1 (P-0.5*0.3)	61
6.6	Dimensionamento de Sapatas	64
6.6.1	Estados limite últimos	65
6.6.2	Dimensionamento da Sapata S7	71
7	Rede de drenagem águas pluviais	75
7.1	Introdução	75
7.2	Bases de cálculo e dimensionamento	77
8	Acompanhamento da construção do Posto Seccionamento do Alto São João	83
9	Conclusão	93
	Referências bibliográficas	96
	Anexos	98

Índice de Figuras

Figura 1 – Aspeto Final após conclusão do Posto Seccionamento (Autoria: Arq. ^a Mariana Neto).....	3
Figura 2 - Caminho para os agentes agressivos	15
Figura 3 - Cobertura do Posto de Seccionamento do Alto São João - Projeto Tipo.	16
Figura 4 - Zonamento sísmico em Portugal Continental para a Ação do Tipo 1 (à esquerda) e Ação Sísmica do Tipo 2 (à direita) - NP EN 1998-1:2010	19
Figura 5 - Espectro de resposta elástico	19
Figura 6 - Espectro de resposta do sismo Tipo 1 Horizontal – SAP2000	26
Figura 7 - Secção da viga de cobertura VC2 (10m de comprimento).....	28
Figura 8 - Planta de fundações com geometria e cota de topo das sapatas, com respetivos pilares - Anexo Documento nº56 001 01 00.....	30
Figura 9 - Modelo do Posto de Seccionamento do Alto São João - SAP2000.....	31
Figura 10 - Cargas pontuais indicadas pela SIEMENS [KN], aplicadas na laje do piso técnico - SAP2000.....	32
Figura 11 – Alternância da sobrecarga de 21KN, no piso técnico (zona de equipamentos),na modelação em SAP2000.....	33
Figura 12 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) – [KN.m/m]	39
Figura 13 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) – [KN.m/m]	40
Figura 14 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M12) – [KN.m/m]	41
Figura 15 – Pormenorização de armadura de reforço em consolas existentes no posto de seccionamento	42
Figura 16 - Armadura superior numa laje apoiada em três bordos e contínua no outro ($l_x \geq 2l_y$)- vista em planta	42
Figura 17 – Armadura inferior e superior numa laje continua – corte transversal.....	43
Figura 18 - Momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) da cobertura – [KN.m/m]	43
Figura 19 - Momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) da cobertura – [KN.m/m]	44
Figura 20 – Escada Projeto Tipo 3000 EDPD.....	46
Figura 21 – Escada interior posto de seccionamento do Alto São João	46
Figura 22 – Distribuição retangular de tensões – EC2.....	47
Figura 23 - Extensão das armaduras	48
Figura 24 – Momentos fletores e esforços transversos na viga VY-3-5 (V-0.8*0.3)	51
Figura 25 - Viga VC2 do lado esquerdo e viga VC3 do lado direito	54

Figura 26 – Armadura da viga VL10, do lado esquerdo com abertura, do lado direito sem abertura.	54
Figura 27 – Pormenorização da abertura na viga VL10, no posto Seccionamento Alto São João.....	55
Figura 28 – Disposição armadura em secções retangulares – Armadura igualmente distribuída	56
Figura 29 - Ábaco Flexão Desviada – Aço A500 – Barros, H. e Figueiras, J.....	57
Figura 30 - Esquema de distribuição de cintas nos pilares – Projeto Tipo 3000 EDPD	59
Figura 31 - Diferença entre o modelo de comportamento do betão confinado e não confinado	60
Figura 32 - Confinamento do núcleo de betão – Eurocódigo 8, 2010.....	61
Figura 33 - Armadura adotada no pilar P_9.1 do posto de seccionamento	62
Figura 34 - Modelo de cálculo de uma sapata.....	66
Figura 35 - Identificação da geometria da sapata.....	66
Figura 36 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas	67
Figura 37 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com carga excêntrica para $e > A/4$	69
Figura 38 - Modelo de cálculo de uma sapata com carga excêntrica tipo $e \leq A/4$	70
Figura 39 - Sapata S7 escolhida, com geometria (1,60m*1,60m*0,60m)	71
Figura 40 – Caleira do projeto tipo da EDP Distribuição	78
Figura 41 - Áreas de Drenagem do parque exterior	80
Figura 42 - Exemplo de código de marcas de identificação de varões	85
Figura 43 - Utensílios - Ensaio Slump	87
Figura 44 – Procedimento Ensaio Abaixamento.....	87
Figura 45 - Formas de abaixamento - NP EN 12350-2.....	88
Figura 46 - Provetes de recolha.....	89
Figura 47 - Colocação da identificação no fundo dos provetes.....	90
Figura 48 - Vibração e preenchimento dos provetes.....	90
Figura 49 - Resultados de ensaios à compressão dos provetes realizados em Julho 2015.....	91

Índice de Quadros

Quadro 1 - Propriedade das armaduras - Quadro C.2N do EC2	11
Quadro 2 - Parâmetros característicos do aço A500 NR SD.....	12
Quadro 3 - Corrosão induzida por carbonatação - Quadro 2 da E 464 – 207	13
Quadro 4 - Limite de composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos - Quadro 6 da E 464 - 2007.....	13
Quadro 5 – Restrições à composição do betão impostas no caderno de encargos de empreitada contínua da EDP-D	14
Quadro 6 - Classes de teor de cloretos do betão - Quadro 2/DNA da EN 206-1	14
Quadro 7 - Características de resistência e de deformação do betão C30/37 e C25/30	14
Quadro 8 - Recobrimento nominais adotados - Projeto Tipo EDPD	15
Quadro 9 - Categorias de armazenamento e de atividades industriais - Eurocódigo 1	17
Quadro 10 - Sobrecarga e respetivos coeficientes de combinação.....	17
Quadro 11 - Valores de referência da aceleração máxima à superfície nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1:2010).....	21
Quadro 12 - Classes de importância de edifícios (NP EN 1998-1:2010 - Anexo B)	21
Quadro 13 - Coeficientes de importância a considerar (NP EN 1998-1:2010).....	21
Quadro 14 - Tabela resumo dos valores definidos do espectro de resposta.....	22
Quadro 15 - Valores básicos para o coeficiente de comportamento para edifícios de betão armado para sistemas regulares em altura	24
Quadro 16 - Parâmetro “k” função de (e/a_0)	70
Quadro 17 - Combinação de esforços atuantes no Nó 124	72
Quadro 18 - Caudal das coberturas	79
Quadro 19 - Caudais e coletores obtidos nas diversas áreas do Posto de Seccionamento	81
Quadro 20 - Diâmetro dos coletores adotados	82
Quadro 21 - Abaixamento NP EN 206.....	88
Quadro 22 – Classes de resistência à compressão.....	91

1 Introdução

O presente relatório descreve as atividades desenvolvidas no decurso do estágio realizado pelo signatário na EDP Distribuição, na Direção de Projeto e Construção (DPC), no Departamento de Engenharia Civil – Sul (SEECs), no período compreendido entre Março e Abril de 2015.

O objetivo do estágio consistiu no dimensionamento de uma solução estrutural para o Edifício de Apoio à Distribuição de Energia na cidade de Lisboa, de acordo com a regulamentação europeia, nomeadamente os Eurocódigos Estruturais.

Ao longo das várias fases do estágio foram aplicados conhecimentos adquiridos ao longo do curso no Instituto Superior Engenharia Lisboa, tendo sido possível complementar a formação académica com a prática da engenharia. A experiência adquirida reflete-se ao longo do relatório.

O programa de estágio previa o contacto com as diversas fases por que passa a edificação de uma Subestação, Posto de Corte ou um Posto de Seccionamento da EDPD, como a definição da solução arquitetónica, a procura da solução estrutural, a compatibilidade das diferentes especialidades envolvidas no projeto, que neste caso específico envolve o Departamento de Equipamentos, o Departamento de Linhas e o Departamento de Engenharia Civil.

A modelação estrutural foi realizada através de um programa de elementos finitos, tendo sido neste analisado o comportamento estático e dinâmico do edifício.

O edifício em estudo albergara equipamentos que aquando do seu funcionamento permitirá diversificar a alimentação em Alta Tensão (AT) a duas importantes subestações no centro da cidade de Lisboa e a redução de perdas na rede AT.

O presente relatório encontra-se organizado em 9 capítulos, o primeiro dos quais é a presente introdução.

No capítulo 2 é feita a descrição geral do Posto de Seccionamento, designadamente a arquitetura, os acabamentos e o faseamento construtivo dos trabalhos a executar. No capítulo 3 são referidos os materiais utilizados na construção e as ações consideradas no dimensionamento da estrutura. No capítulo 4 é apresentado o pré-dimensionado das lajes, vigas, pilares e sapatas. No capítulo 5 é descrita a forma como foi simulado o comportamento sísmico da estrutura. No capítulo 6 é realizado o dimensionamento dos diversos elementos estruturais no edifício.

No capítulo 7 descreve-se a forma como foi dimensionada rede de drenagem de águas pluviais e no capítulo 8 é constituído por uma breve descrição do acompanhamento do início dos trabalhos de construção.

Por fim, incluem-se umas considerações finais, onde se relevam os principais aspetos do trabalho e se faz uma apreciação crítica da atividade desenvolvida.

2 Descrição do Posto de Seccionamento do Alto São João

2.1 Considerações gerais

Apresenta-se neste capítulo uma descrição das condicionantes, opções assumidas, soluções adotadas e metodologia seguida na elaboração do Projeto do Posto de Seccionamento, cuja antevisão se apresenta na Figura 1

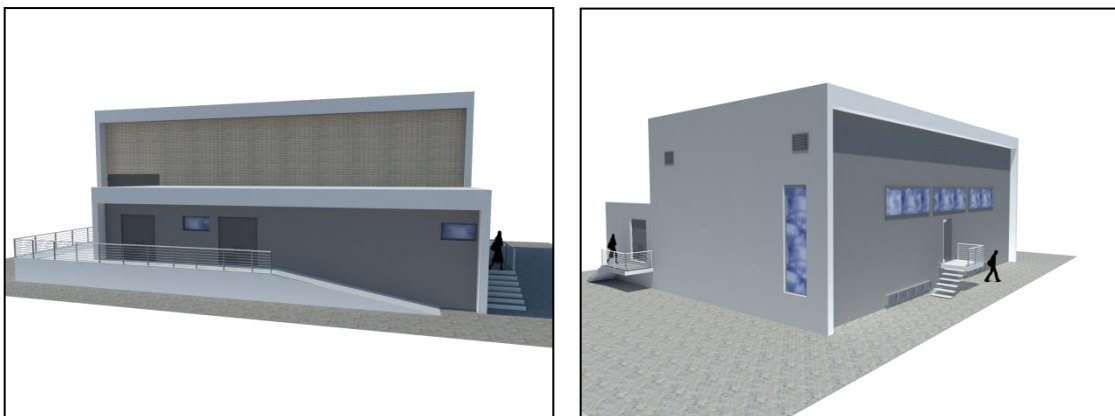


Figura 1 – Aspetto Final após conclusão do Posto Seccionamento (Autoria: Arq.^a Mariana Neto)

2.2 Arquitetura

2.2.1 Caracterização geral

A solução arquitetônica procurou conciliar a funcionalidade com o enquadramento paisagístico, nomeadamente a harmonia com o edifício adjacente da REN - Redes Energéticas Nacionais.

O Edifício do Posto de Seccionamento do Alto de São João tem uma área de implantação de 305,50 m², desenvolvendo-se em dois pisos.

O edifício é constituído por dois corpos de diferentes volumetrias: um corpo com uma altura de 9,00m e uma altura abaixo do solo de 3,05m que alberga a sala GIS (*Gas Insulated Substation*) e uma cave utilizada para entrada e saída de cabos de apoio ao funcionamento dos equipamentos; um segundo corpo, de menor altura, que compreende três salas auxiliares: a Sala de Serviços Auxiliares, a Sala do Grupo Diesel e a Sala PT (Posto de Transformação).

A sala GIS, com uma área de 196,40 m², destina-se à instalação de elementos contendo gás pressurizado com propriedades dieléctricas superiores às do ar (SF₆). Esta sala requer um pé direito livre de 7,18 m, que permita acomodar os diversos equipamentos, bem como um ponte rolante que permita prestar o necessário apoio na manutenção dos equipamentos e na reparação de eventuais

avarias. Esta sala tem como acesso ao exterior um portão de 4 m de altura, que permitirá a entrada dos equipamentos, bem como a sua manutenção.

As três salas auxiliares possuem acesso a partir do exterior através de portas com barras antipânico. De realçar que as paredes divisórias entre as salas são em betão armado, de forma a garantir a adequada resistência ao fogo.

A Sala PT possui uma área de 21,57 m², contendo um “Transformador de Serviços Auxiliares” (TSA), destinado a fornecer energia aos circuitos auxiliares, como por exemplo, o ar condicionado, a iluminação e os circuitos de alimentação das unidades de proteção.

A Sala do Grupo DIESEL, com 17,50 m², destina-se a albergar um gerador, alimentado por um combustível fóssil (Gasóleo) que em caso de avaria do equipamento idêntico, instalador na SALA PT, alimentado por corrente elétrica, entra em funcionamento para produzir energia eléctrica.

O edifício possui uma estrutura reticulada de betão armado com paredes exteriores em alvenaria dupla, contendo entre os panos de tijolos uma caixa-de-ar e placas de isolamento térmico (XPS), fixos por grampos metálicos ao paramento exterior. A caixa-de-ar é devidamente impermeabilizada na zona de drenagem.

A cobertura funciona em duas águas, com pendentes de 2%, em chapa metálica “sandwich” assente em perfis de aço galvanizado. Sob estes, desenvolvem-se os sistemas de impermeabilização e de isolamento térmico, assentes sobre uma camada de forma em argamassa hidrófuga e betão leve, com pendente de 0,5%.

2.2.2 Acabamentos Exteriores

Os painéis de chapa de aço da cobertura são do tipo “ERFI”, de perfil trapezoidal 4-241-45, espessura de 0.7mm, com lacagem em “Poliester” na cor branco RAL 9001.

A recolha de águas pluviais será feita por meio de caleiras localizadas junto às platibandas, localizadas nos pontos mais baixos da cobertura, todas devidamente impermeabilizadas. Posteriormente é guiada por meio de tubos de queda às caixas de visitas, e devidamente encaminhadas para a rede de águas pluviais pública, respeitando sempre os regulamentos em vigor.

A platibanda e paredes exteriores terão um acabamento a tinta impermeabilizante semi-espessa com elevada resistência às intempéries e um valor elasticidade elevado.

As paredes exteriores junto ao portão de entrada são revestidas a plaqueta de tijolo do tipo “Vale da gândara”, em frente da entrada do posto de seccionamento, e as restantes paredes do posto de

seccionamento a reboco hidrófugo areado pintado. Uma vez que a subestação se implanta em meio urbano, propõe-se que a cor da pintura do reboco seja neutra, recaindo a escolha pela cor cinza.

As portas de acesso ao edifício serão metálicas, com acabamento a tinta de esmalte brilhante, na cor cinza do paramento em que se integram.

Os caixilhos das janelas são em perfil de alumínio, com corte térmico e vidro duplo, sendo o vidro interior laminado.

A guarnição dos vãos será em pedra mármore branco, amaciada, tal como o edifício confinante construído pela REN.

2.2.3 Acabamentos Interiores

As paredes são rebocadas pelo interior e pintadas a tinta plástica mate, de textura fina, na cor branco RAL 9010, à exceção das Instalações Sanitárias, cujas paredes são revestidas a mosaico cerâmico de 10 x 10cm, até à altura de 1.5m, nas cores branco. O teto leva apenas pintura sobre o betão com tinta plástica mate, na cor branco.

O pavimento das Instalações Sanitárias é revestido a mosaico cerâmico de 20×20cm, antiderrapante, na cor branco.

A Sala de Serviços Auxiliares, têm o pavimento elevado sobre uma laje com uma camada de argamassa hidrófuga para formação de pendente e caleira de escoamento devidamente impermeabilizada. O pavimento será do tipo falso modular em placas de Plástico reforçado com Fibra de Vidro - PRFV.

Os restantes pavimentos serão revestidos por um sistema de pintura à base de resinas com elevada resistência química e mecânica, na cor cinza da Onefloor ou equivalente.

Os materiais foram escolhidos de acordo com as funções dos espaços onde se inserem, sendo as suas exigências de acordo com um critério de contenção de custos, tendo havido simultaneamente a preocupação de tornar este recinto um espaço com grande resistência ao uso e função, e de manutenção fácil e pouco dispendiosa.

Nota: As imagens tridimensionais exteriores do edifício, na figura 1, apresentadas têm por objetivo ajudar à melhor compreensão do conceito arquitetónico para este proposto, não devendo por isso ser utilizadas como peça técnica para execução da obra.

2.2.4 Depósito de retenção de óleos

A Sala PT onde terá um TSA (Transformador de Serviços Auxiliares) e o Grupo Diesel, tem no interior equipamentos que funcionam com quantidades significativas de óleo. No seu normal

funcionamento e em operações de manutenção é possível que haja algumas perdas/fugas de óleo. Com o intuito de se tentar impedir a infiltração de óleos no subsolo do Posto de Seccionamento, e nos terrenos envolventes, será implementada uma fossa de retenção de óleos, em betão armado, no exterior do edifício e que terá como auxílio bacias de retenção, que se encontram sob os equipamentos. Conjuntamente, criou-se um sistema de drenagem da bacia completamente independente da restante drenagem da subestação. Este sistema de drenagem separativo é encaminhado para uma câmara de retenção de óleos. Esta câmara, que procede à decantação do óleo, foi dimensionada para reter um volume de óleo equivalente à capacidade total dos equipamentos.

Periodicamente deverá ir-se controlando o volume de óleo armazenado na câmara de retenção e proceder à sua recolha caso exista, transporte e rejeição em locais de reciclagem devidamente licenciados.

O depósito de retenção de óleos deste posto de seccionamento tem capacidade para 9,64m³. Tanto este depósito como as bacias de retenção de óleos de apoio aos equipamentos é impermeabilizado, de forma a não contaminar zonas adjacentes.

2.3 Descrição Geral dos trabalhos

O faseamento construtivo do Posto de Seccionamento é constituído pelas seguintes etapas:

- Terraplenagem para execução da plataforma e acessos;
- Contenção em betão projetado e pregagens (executado pela REN);
- Construção da galeria técnica para cabos, em betão armado;
- Construção da rede geral de drenagem da plataforma e ligação à rede de drenagem exterior;
- Construção da rede de águas residuais domésticas e ligação a rede pública;
- Construção do depósito de retenção de óleos;
- Construção numa primeira fase da Sala GIS e de seguida, as Salas de Apoio (Serviços Auxiliares, PT e Grupo Diesel), incluindo todos os trabalhos de Arquitetura, Estruturas, Águas, Esgotos, Eletricidade, Comunicações e Segurança;
- Abertura e tapamento de valas para execução da rede de terras no interior da plataforma, na periferia exterior da vedação e respetivas ligações aos maciços de equipamentos, prumos metálicos da vedação e edifícios;
- Ligação das redes de abastecimento de água e esgotos domésticos à rede pública;

- Construção das novas vias interiores – vias de circulação periférica e de acesso ao Edifício da REN e EDPD (Energia de Portugal - Distribuição);
- Construção da Vedação do Posto de Seccionamento;

2.4 Trabalhos Específicos

Neste ponto procurar-se-á explicitar algumas particularidades conceptuais e de construção que deverão ser tidas em consideração durante a execução da obra da EDPD.

Edifício do Posto de Seccionamento:

- No Edifício, na Sala do GIS, existe um piso abaixo, com o objetivo da passagem cabos de ligação aos equipamentos provenientes do exterior e para passagem dos mesmos para o exterior para a Cidade de Lisboa. Previu-se, no piso -1, um sumidouro, situado no ponto mais baixo deste piso, com intuito de recolher as águas que possam afluir ao interior deste espaço, provenientes do interior dos tubos que dão entrada neste espaço. Estas águas serão encaminhadas, de forma gravítica, para a rede de drenagem de águas pluviais da plataforma, sendo este um dos pontos críticos no dimensionamento da Rede de Drenagem Águas Pluviais.

- Na laje onde serão instalados os equipamentos, Sala do GIS, foi devidamente acautelada o espaço necessário para o armazenamento dos elementos necessários, e consequentemente gerado os acessos necessários para a colocação dos mesmos nas suas posições de funcionamento. Junto ao portão de acesso ao piso técnico, a laje foi reforçada, por forma a ter uma maior capacidade de resistência às cargas induzidas.

- A laje de cobertura não será acessível, terá como revestimentos superiores, painéis Sandwich e duas camadas de tela de impermeabilização cruzadas, sendo o objetivo deste último elemento salvaguardar possíveis infiltrações que possam vir a ocorrer do primeiro material.

Galeria Técnica:

- A Galeria Técnica desenvolve-se enterrada sob as vias de acesso aos edifícios da REN e da EDPD. Sendo a função deste elemento albergar a passagem cabos de interligação dos equipamentos da Subestação da REN para os da EDPD. De modo a controlar eventuais assentamentos diferenciais no pavimento, entre os aterros laterais e a estrutura enterrada, previu-se a construção de lajes de transição em toda a envolvente da Galeria Técnica (aquando da construção da galeria, devido à gestão de custos, estas lajes foram substituídas por uma Geogrelha, de características de resistências idênticas à solução anterior);

- Os aterros da Galeria Técnica deverão ser cuidados e bem compactados para que, com o tempo, não se verifiquem, à superfície, assentamentos diferenciais;

- Previu-se a construção de uma caleira interior com o intuito de recolher e encaminhar as águas que eventualmente afluam ao interior da galeria. Estas águas serão depois encaminhadas para a rede de drenagem pluvial exterior, de forma gravítica, uma vez que existe condições para tal;

- A Galeria Técnica é uma construção única, não possuindo qualquer junta de dilatação. Haverá, no entanto, uma junta aquando da ligação à infra-estrutura da REN;

- A estrutura da Galeria Técnica encontra-se reforçada de modo a suportar as cargas transmitidas pelo manuseamento e colocação da aparelhagem dentro e fora dos respetivos edifícios. A galeria será em betão armado com dimensões interiores de 3.00m de largura e 2.20m de altura, as paredes e a laje de fundo terão 0.25m de espessura e a laje de cobertura 0.30m. A galeria encontra-se totalmente enterrada e a entrada é feita a partir de um alçapão com dispositivo de fecho com tampa articulada.

Nas paredes laterais da Galeria Técnica existem 3 negativos, numa extremidade e na outra, para passagem de cabos de energia elétrica.

2.5 Faseamento construtivo

O Posto de Seccionamento localiza-se numa encosta junto do cemitério de Alto de São João, em Lisboa. As primeiras ações a realizar referem-se aos trabalhos de terraplenagens, contenções periféricas e drenagem da plataforma.

Dada a localização da Galeria Técnica, os trabalhos dever-se-ão iniciar pela sua construção. Simultaneamente a estes trabalhos dever-se-ão executar os trabalhos da rede de drenagem.

Tendo-se por princípio que as primeiras construções a realizar deverão ser as que se encontram a cotas mais profundas, dever-se-á, de seguida, construir o resto da rede de drenagem e o depósito de retenção de óleos.

Em simultâneo com os trabalhos atrás referidos poderão iniciar-se os trabalhos referentes ao Edifício Principal, e consecutivamente as salas auxiliares anexas.

Entretanto, seguir-se-ão os trabalhos de abertura de valas para colocação da rede de terras e de tubos para apoio a passagem de condutores de Alta Tensão e Média Tensão.

Concluídos os trabalhos referentes a estruturas enterradas deverão executar-se as vias interiores de circulação. Os trabalhos da plataforma concluir-se-ão com a colocação de uma camada superficial de gravilha com 0.07m de altura e betuminoso nas áreas definidas em projeto.

3 Bases de dimensionamento

3.1 Materiais estruturais utilizados no Posto Seccionamento

A estrutura de betão armado do edifício tem de garantir a satisfação dos requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade estabelecidos pelos Eurocódigos Estruturais.

O EC8 impõe no art.º 5.3.2 a obrigatoriedade de utilizar aços da classe B ou C, segundo a classificação existente no Anexo C do EC2, Quadro 1, em elementos estruturais classificados como primários, fazendo estes parte do sistema resistente às forças laterais. Nas estruturas de classe DCM o EC8 obriga ainda a utilização de varões nervurados na zona crítica dos elementos principais exceto em estribos fechados e dos ganchos (art.º 5.4.1.1(2)P).

Quadro 1 - Propriedade das armaduras - Quadro C.2N do EC2

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ϵ_{sk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 A f_{yk} (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8				± 6,0 ± 4,5			5,0

NOTA: Os valores da amplitude de tensões de fadiga com um limite superior de βf_{yk} e da área relativa mínima das nervuras a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro C.2N. O valor de β a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,6.

Analisando o art.º 5.4.1.1(1)P do EC8 deve-se recorrer a betão da classe C16/20 ou superior nos elementos sísmicos primários.

Depois de averiguadas as condicionantes estabelecidas pelos regulamentos à escolha dos materiais e tendo em conta os materiais utilizados no Projeto Tipo da EDP Distribuição, de Subestações e Posto de seccionamento/Posto de Corte, indicam-se as características dos materiais adotados:

3.1.1 Aço

Determinar-se a aplicação de aço A500 NR, de características mencionadas no Quadro 2. Visto que os elementos estruturais poderão ser sujeitos a esforços que originam a plastificação das armaduras nas zonas críticas, impõe-se ainda a utilização aço de alta ductilidade, ou seja, aço da Classe C (ver Quadro 1). Sendo mais vantajoso em relação ao A400NR pois assegura uma maior eficiência assegurando as mesmas características de ductilidade.

Quadro 2 - Parâmetros característicos do aço A500 NR SD

	A500 NR	Origem/Fonte
E_s	200 GPa	art.º3.2.7(4) do EC2
f_{yd}	435 MPa	Tabela C.1 do EC2
ϵ_{uk}	$\geq 7.5 \%$	Tabela C.1 do EC2
γ_s	78,5 kN.m ⁻³	art.º 3.2.7(3) do EC2
ϵ_{yd}	2,175 x 10 ⁻³	

Em obra é devidamente verificado a origem dos aços de acordo com uma “lista de documentos de Classificação”, do LNEC, datada de 25-02-2015. Este documento permite comprovar a satisfação das características específicas para o tipo de armaduras utilizadas, descreve a geometria das nervuras, indica a gama de fabrico e especifica o modo de identificação das armaduras. Documento este de acordo com o Decreto-Lei n.º 390/207 de 10 de Dezembro, que define que todos os aços utilizados no betão armado devem estar devidamente certificados por uma entidade devidamente acreditada.

3.1.2 Betão

As imposições de durabilidade do betão devem ser especificadas e exigidas de acordo com a Norma NP EN 206-1 (NP206). A especificação é efetuada em função das classes de exposição ambiental de acordo com o definido na Especificação LNEC E464 a qual integra o Anexo Nacional da NP206. Adotar os valores limites para a composição e para as propriedades do betão de acordo com o Anexo F da norma NP206

Observando e analisando os elementos que constituem a estrutura do posto de seccionamento confirmar-se a existência de três ambientes diferenciados de exposição segundo a E464, Quadro 3. Os elementos interiores encontram-se sujeitos a uma humidade do ar ambiente baixa, ou seja, classe de exposição XC1. Por outro lado, os elementos exteriores encontram-se suscetíveis a uma maior variabilidade da humidade do ar podendo inclusivamente contactar com água, pelo que devem ser classificados como pertencentes à classe de exposição XC4. Por fim, os elementos em contacto direto com o terreno, nomeadamente fundações e paredes de contenção e as estruturas de apoios a passagem de cabos/tubos, encontram-se sujeitos ao contacto prolongado com água, pelo que se adota a classe de exposição XC2 para estes elementos.

Quadro 3 - Corrosão induzida por carbonatação - Quadro 2 da E 464 – 207

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão armado no interior de edifícios ou estruturas, com excepção das áreas com humidade elevada. Betão armado permanentemente submerso em água não agressiva.
XC2	Húmido, raramente seco	Betão armado enterrado em solo não agressivo. Betão armado sujeito a longos períodos de contacto com água não agressiva.
XC3	Moderadamente húmido	Superfícies exteriores de betão armado protegidas da chuva transportada pelo vento. Betão armado no interior de estruturas com moderada ou elevada humidade do ar (v.g., cozinhas, casas de banho).
XC4	Ciclicamente húmido e seco	Betão armado exposto a ciclos de molhagem/secagem. Superfícies exteriores de betão armado expostas à chuva ou fora do âmbito da XC2

Tendo como finalidade usar matérias-primas vendidas em Portugal, mais propriamente em centrais de betão pronto, especificou-se a utilização de um cimento do tipo CEM II/B – “Cimento Portland de Calcário” de acordo com a notação da EN 197-1.

Após a identificação da classe de exposição dos vários elementos e do tipo de cimento, recorreu-se à norma E464, Quadro 4, para determinar a classe mínima de resistência do betão, a mínima dosagem de cimento, a máxima razão água/cimento e o recobrimento mínimo nominal necessário. Note-se que a composição do betão é determinante na proteção das armaduras pelo que a escolha da resistência do betão pode ser condicionada pela classe de exposição da estrutura e não pelos níveis de tensão verificados nas secções de betão armado da estrutura.

Quadro 4 - Limite de composição e da classe de resistência do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos - Quadro 6 da E 464 - 2007

Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A ⁽¹⁾				CEM II/B ⁽¹⁾ ; CEM III/A ⁽²⁾ ; CEM IV ⁽²⁾ ; CEM V/A ⁽²⁾			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Mínimo recobrimento nominal (mm)	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água/cimento	0,65	0,65	0,60	0,60	0,65	0,65	0,55	0,55
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m ³)	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33
⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos I/A-T e I/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respectivamente.								
⁽²⁾ Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland, em massa.								

Da análise do Quadro 4 concluiu-se que se devia recorrer a um betão da classe de resistência C25/30 para as classes de exposição CX1 e XC2 e a um betão da classe de resistência C30/37 para a classe de exposição XC4. O caderno de encargos da empreitada contínua da EDP Distribuição (EDP-D2015), impõe à composição do betão as restrições expressas no Quadro 5.

Quadro 5 – Restrições à composição do betão impostas no caderno de encargos de empreitada contínua da EDP-D (2015)

	XC1	XC2	XC4
Máximo valor da relação água/cimento	0,65	0,65	0,55
Dosagem mínima de cimento	260kg/m ³	260kg/m ³	300kg/m ³
Recobrimento nominal mínimo	25 mm	35 mm	40 mm

Com o intuito de permitir uma adequada betonagem e compactação dos elementos adotou-se uma Classe de Abaixamento igual ou superior S3 para todos os elementos e impôs-se uma granulometria máxima de 20 mm para os agregados. Quanto ao teor máximo de cloretos no betão adotou-se o valor especificado na DNA 5.2.7 da NP 206, ou seja, 0,4% (ver Quadro 5).

Quadro 6 - Classes de teor de cloretos do betão - Quadro 2/DNA da EN 206-1

Utilização do betão	Classes de exposição ambiental	
	XC, XF, XA	XS, XD
Betão sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com excepção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão	C1 1,0	C1 1,0
Betão com armaduras de aço ou outros metais embebidos	C1 0,4 ⁽¹⁾	C1 0,2 ⁽¹⁾
Betão com armaduras pré-esforçadas	C1 0,2 ⁽¹⁾	C1 0,1 ⁽¹⁾
<i>(1) Estas classes podem deixar de se aplicar se forem tomadas medidas especiais de protecção contra a corrosão, como protecção do betão ou recobrimentos, devidamente justificados, ou utilização de aço inox.</i>		

Recorreu-se a betão da Classe C12/15 para efetuar a regularização das plataformas de trabalho, dominado muitas vezes por betão de limpeza, preparado em obra ou proveniente de uma central de betão. Como o betão de regularização não tem armaduras não existe risco de corrosão pelo que a classe de exposição é X0. Os agregados podem apresentar uma dimensão máxima de 25 mm.

Apresentam-se no Quadro 7 as características dos diferentes tipos de betões aplicados na edificação do Posto de Seccionamento.

Quadro 7 - Características de resistência e de deformação do betão C30/37 e C25/30

	C30/37	C25/30	Origem/Fonte
f_{cd}	20,0 MPa	16,7 MPa	Quadro 3.1 do EC2
f_{ctm}	2,9 MPa	2,6 MPa	Quadro 3.1 do EC2
$f_{ctk_{0,05}}$	2,0 MPa	1,8 MPa	Quadro 3.1 do EC2
$f_{ctk_{0,95}}$	3,8 MPa	3,3 MPa	Quadro 3.1 do EC2
E_{cm}	33,0 GPa	31,0 GPa	Quadro 3.1 do EC2
v_c	0,2	0,2	art.º 3.1.3(4) do EC2
γ_c	24,0 kN/m ³	24,0 kN/m ³	Quadro A.1 do EC1

Os recobrimentos adotados nos elementos estruturais, mencionados no Quadro 8, são os valores aplicados pela EDP-Distribuição de acordo com diferentes parâmetros estipulados pelo EC 2.

Quadro 8 - Recobrimento nominais adotados - Projeto Tipo EDP-D

BETÃO	ESTRUTURAS E MACIÇOS	ESTRUTURAS VIGAS EXTERIORES E PLATIBANDA
Classe	C25/30	C30/37
Exposição	XC2 (P)	XC4 (P)
Cloretos	CL 0.40	CL 0.40
Consistência	S3	S3
DM _{áx}	D20mm	D20mm
Recobrimento	Laje	25mm
	Pilares/Vigas	40mm
	Elementos Enterrados	50mm
AÇO	A500 NR	
NOTA: Betão de regularização C12/15		

Observa-se no Quadro 8 que o recobrimento das lajes é inferior ao recobrimento dos pilares e vigas. Esta redução é devida ao risco de corrosão em lajes ser inferior ao risco de corrosão em vigas e pilares. Como se pode ver, na Figura 2, no caso das vigas e pilares, em particular nos varões de canto, existem dois caminhos possíveis para os agentes agressivos atingirem as armaduras, enquanto, nas lajes existe apenas um caminho.

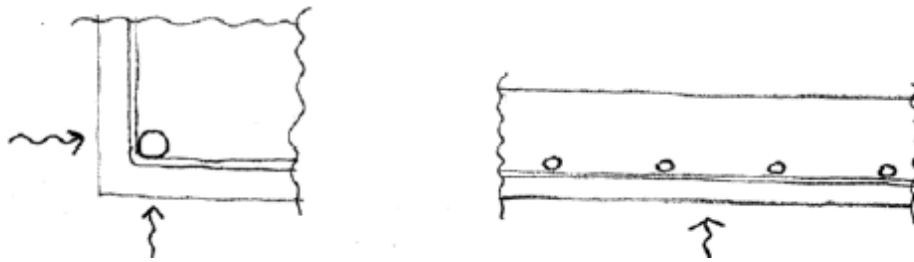


Figura 2 - Caminho para os agentes agressivos

3.2 Definição de Ações

Designa-se ação a todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Temos como exemplo, os pesos próprios, equipamentos, revestimentos, vento, sobrecargas, sismo, etc.

A análise estrutural deve, pois, considerar o efeito de todas as ações que possam originar tensões, esforços ou deformações significativas para a segurança da estrutura.

Em função da sua variação no tempo e possibilidade de ocorrência, as ações podem ser classificadas em Ações Permanentes, Ações Variáveis e Ações Acidentais.

As ações permanentes estão presentes durante toda a vida útil da estrutura, como por exemplo o seu próprio peso, equipamentos fixos.

As ações variáveis, como é o caso da ação do vento, sobrecargas e sismos.

Por último as ações acidentais, correspondem as ações de duração extremamente curta e com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção, como é o caso de explosões, choque de veículos, enchentes, entre outras.

3.2.1 Cargas Permanentes

De seguidas são mencionadas as cargas permanentes consideradas no dimensionamento da estrutura de auxílio à distribuição de energia.

As características das alvenarias, dos revestimentos interiores e exteriores encontram-se listadas de seguida:

- Paredes exteriores – Parede dupla de tijolo furado com dimensões 30x20x07 e 30x20x11 ($3,0 \text{ kN/m}^2$);
- Cobertura – revestimento de terraços incluindo camada de forma em betão leve, telas impermeabilizantes e proteções ($2,6 \text{ kN/m}^2$);

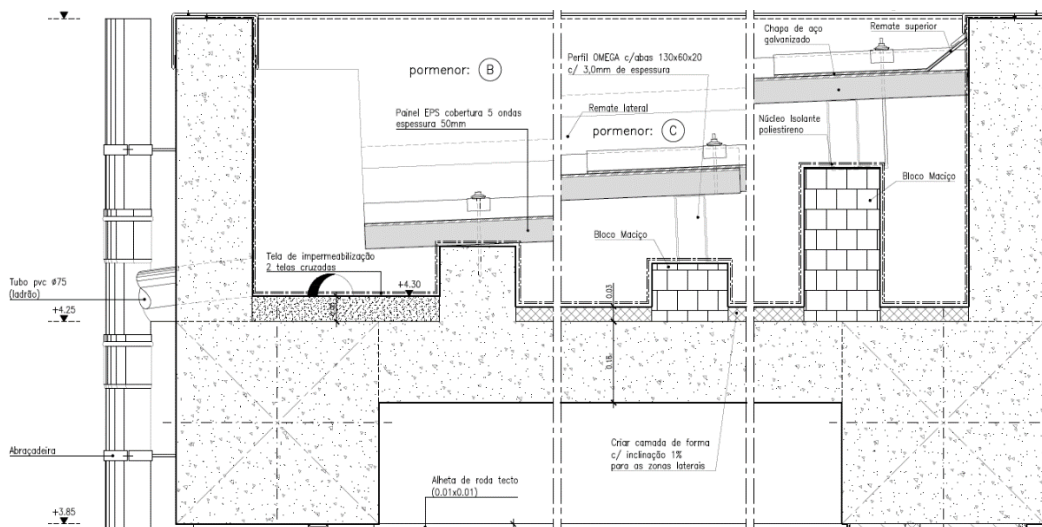


Figura 3 - Cobertura do Posto de Seccionamento do Alto São João - Projeto Tipo.

- Revestimento de pavimentos – revestimentos usuais das subestações e posto de seccionamentos, camada de forma e resina epóxi para pavimentos ($3,0 \text{ kN/m}^2$)

As paredes exteriores existentes na cave do edifício, apresentam uma espessura reduzida (0.15m), descarregando nas vigas de fundação, logo foram desprezadas no dimensionamento.

A única parede interior dimensionada, tendo como objetivo resistir a elevadas temperaturas e explosões, encontra-se localizada entre a Sala PT e a Sala do Grupo DIESEL.

As restantes paredes interiores e exteriores foram consideradas de acordo com o Projeto Tipo do Departamento de Projeto e Construção da EDP Distribuição.

3.2.2 Sobrecargas

Os valores adotados para a sobrecarga nos pisos do Posto de Seccionamento foram de acordo com o quadro 6.3 do EC1, indicados no Quadro 8.

Quadro 9 - Categorias de armazenamento e de atividades industriais - Eurocódigo 1

Categoria	Utilização específica	Exemplo
E1	Locais susceptíveis de acumulação de mercadorias, incluindo zonas de acesso	Zonas de armazenamento, incluindo livros e outros documentos
E2	Actividades industriais	

Para o Posto de Seccionamento foi definida a categoria E2, sendo de utilização industrial, e tendo como valor de sobrecarga de 21 KN/m², valor este de acordo com o peso próprio do equipamento de maior valor. Este valor foi aplicado em todas as laje devido ao facto de aquando da instalação dos equipamentos no edifício, nos momentos de descarga dos vários equipamentos, se poderem colocar em qualquer espaço do edifício, sem causar danos estruturais.

Para determinar a sobrecarga da cobertura começou-se por classificar a acessibilidade da cobertura com base na Tabela 6.9 do EC1 tendo-se adotado a Categoria H, ou seja, cobertura apenas acessível para operações de manutenção e recuperação, dado não existir acesso. Classificada a cobertura recorreu-se à Tabela 6.10 do mesmo regulamento para determinar o valor da sobrecarga.

No Quadro 9, mencionam-se as sobrecargas de utilização no edifício bem como os coeficientes de combinação (ψ_0 , ψ_1 e ψ_2), os quais foram definidos através da Tabela A1.1 do EC0 e Tabela 6.1 do EC1.

Quadro 10 - Sobrecarga e respetivos coeficientes de combinação

Tipo de sobrecarga	kN/m ²	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Escadas	3,0	0,7	0,5	0,3
Sala GIS	21,0	1,0	0,9	0,8
Coberturas	0,4	0	0	0

3.2.3 Ação Sísmica

No EC8 a definição da ação sísmica apresenta diferenças comparativamente ao regulamento nacional em vigor (RSA). Dada a diferença de metodologia de projeto entre o RSA e o EC8, optou-se por descrever mais pormenorizado a forma como é abordada esta acção no EC8, uma vez que num curto espaço de tempo entrará este regulamento em vigor.

Analisando o EC8 as estruturas devem ser projetadas de forma a garantirem requisitos fundamentais em caso de sismo, nomeadamente:

- Proteção de vidas humanas;
- Limitação de danos;
- Estruturas de proteção civil importantes devem permanecer operacionais.

O território de Portugal Continental encontra-se localizado junto de duas placas tectónicas, a Africana e a Euroasiática. Esta fronteira, genericamente designada por Falha Açores-Gibraltar na sua extensão do Oceano Atlântico, apresenta uma razoável atividade sísmica associada à interação das duas placas.

Por sua vez, o Posto de Seccionamento, localiza-se na cidade de Lisboa, inserida numa região com atividade sísmica, testemunhada pela ocorrência de alguns sismos históricos de magnitude estimada entre 6 e 7 (até ao ano de 1909). Posteriormente ao sismo de 1909 e à sequência de réplicas associada, a atividade sísmica tem sido baixa, destacando-se apenas alguns eventos de magnitude compreendida entre 4 e 5.

O EC8 prevê dois cenários de geração de sismos que podem afetar Portugal:

- Um cenário designado de “próximo” referente em geral aos sismos com epicentro no território Continental e que corresponde à ação sísmica Tipo 1;
- Um cenário designado de “afastado” referente em geral aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à ação sísmica Tipo 2.

O Anexo Nacional do EC8 procede à divisão do território nacional em zonas sísmicas, estabelecidas em termos da aceleração máxima de projeto de referência (a_{gR}) em rocha. A segurança das estruturas deve ser verificada segundo dois cenários distintos de ação sísmica, que representam um sismo afastado (AS Tipo 1 – interplacas) e um sismo próximo (AS Tipo 2 – intraplacas) cujo zonamento do território a considerar, em função do tipo de ação sísmica, Figura 4.

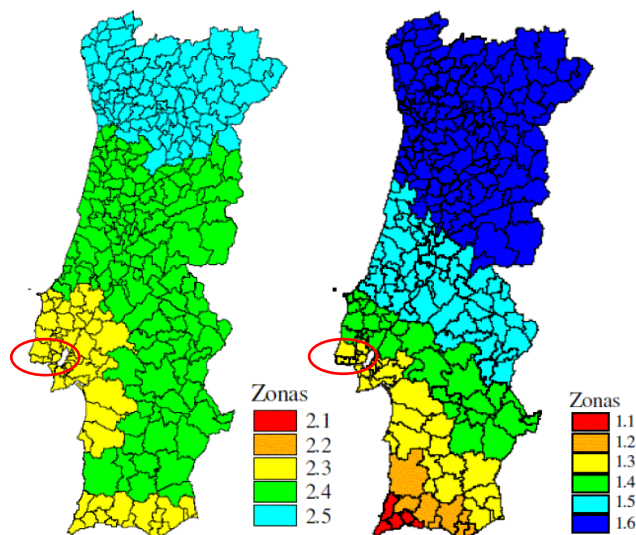


Figura 4 - Zonamento sísmico em Portugal Continental para a Ação do Tipo 1 (à esquerda) e Ação Sísmica do Tipo 2 (à direita) - NP EN 1998-1:2010

De acordo com a Figura 4, o futuro ativo da EDP Distribuição, insere-se na zona de estudo da ação sísmica do tipo 1 situada na zona 1.3, e para a ação sísmica tipo 2 na zona 2.3. De acordo, com a informação constante nos anexos do EC8, verifica-se que as acelerações máximas de referência para as zonas sísmica mencionadas são a_{gR} de $1,50 \text{ m/s}^2$ e $1,70 \text{ m/s}^2$, Quadro 10, respetivamente para as ações sísmica tipo 1 e tipo 2.

A representação básica da ação sísmica horizontal consiste no espectro de resposta elástico de aceleração horizontal à superfície do terreno, $S_e(T)$, definido no gráfico da Figura 5, com $S_e(\text{acelerações})$ no eixo das ordenadas e o período $T(\text{s})$ no eixo das abcissas.

O espectro de cálculo a utilizar na análise elástica, é definido no EC8 (art.º 3.2.2.5 4 (P)). Este surgiu devido ao EC8 ter sido desenvolvido admitindo como método de referência para o tratamento da ação sísmica a análise modal por espectro de resposta.

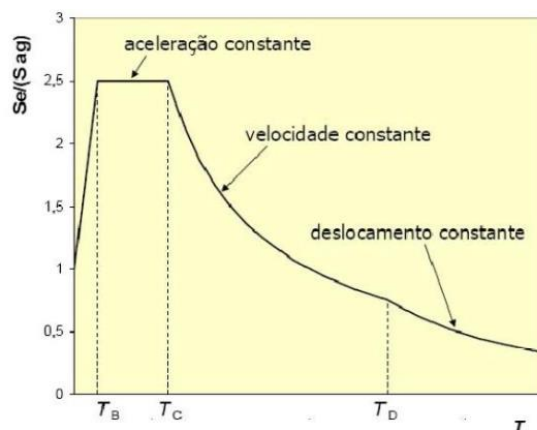


Figura 5 - Espectro de resposta elástico

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right];$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q};$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases};$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}.$$

Em que:

T período de vibração;

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor adotado no anexo nacional é 0,2;

S coeficiente de solo.

Segundo estudo geológico e geotécnico executado no local. O solo sobre o qual o posto de seccionamento será implementado é do Tipo B, tendo um perfil estratigráfico e parâmetros que o caracterizam, entre os quais o valor médio das ondas de corte, $v_s=30$ (m/s), o valor obtido do ensaio $N_{SPT} > 50$ e o valor da resistência não drenada, $c_u > 250$. Sendo os valores específicos de S, T_B , T_C e T_D a considerar para a representação espectral mencionados mais abaixo.

Quadro 11 - Valores de referência da aceleração máxima à superfície nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1:2010)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Para a análise de estabilidade dinâmica existirá a necessidade de considerar um coeficiente de aceleração sísmica horizontal (k_H) e vertical (k_V), sendo esta última definida como uma percentagem da horizontal.

Para aferir o valor a considerar para a aceleração horizontal recorreu-se à norma NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 (EC8), bem como o respetivo Anexo Nacional.

Assim, no EC8 é introduzido o conceito de Classe a qual pretende distinguir as diferentes categorias de edifícios com base no tipo de ocupação e na importância que estes apresentam para as operações de socorro após um evento sísmico. Existem quatro Classes de Importância (Tabela 2. 5 ou Quadro 4.3 do EC8) definidas no EC8, Quadro 11, as quais se encontram diretamente relacionadas com os Coeficientes de Importância através do Anexo Nacional (Tabela 2. 6 ou NA-4.2.5 (5)P do Anexo Nacional).

Quadro 12 - Classes de importância de edifícios (NP EN 1998-1:2010 - Anexo B)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

NOTA: As classes de importância I, II e III ou IV correspondem aproximadamente às classes de consequência CC1, CC2 e CC3, respectivamente, definidas na EN 1990:2002, Anexo B.

Quadro 13 - Coeficientes de importância a considerar (NP EN 1998-1:2010)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tendo por base a funcionalidade do edifício foi incluído na classe de importância IV, cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, tal como definido no Anexo B da norma NP EN 1990:2009 – Eurocódigo 0 (EC0). O coeficiente de importância a adotar será 1,95 para o sismo do tipo 1 e 1,50 no caso de um sismo do tipo 2, conforme Quadro 12.

Assim, para a área em estudo localizada no Concelho de Lisboa, que se situa na zona sísmica 1.3 e 2.3, para o sismo afastado e próximo respetivamente, os valores da aceleração sísmica de referência e os valores afetados do coeficiente de importância da estrutura a considerar, são os seguintes:

Quadro 14 - Tabela resumo dos valores definidos do espectro de resposta

Ação Sísmica	$a_{gR}(m.s^{-2})$	S_{max}	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Afastado (Tipo 1)	1,5	1,35	1,29	0,1	0,6	2,0
Próximo (Tipo 2)	1,7	1,35	1,27	0,1	0,25	2,0

A afetação destes valores pelo valor da aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) permite a obtenção dos coeficientes de aceleração sísmica horizontal a aplicar nas análises de estabilidade.

Para a quantificação do espectro de cálculo resta determinar o coeficiente de comportamento (q). No entanto, a definição precisa deste coeficiente requer uma análise complexa da estrutura.

Na teoria, o coeficiente de comportamento define-se como sendo o quociente entre a força que se desenvolve em regime elástico e a força real instalada na estrutura caso esta passe pelo ponto de cedência no diagrama força/deslocamento. Na prática torna-se difícil proceder desta forma devido à complexidade dos modelos de cálculo não lineares. Chegamos então a conclusão que o coeficiente de comportamento é obtido de forma aproximada tendo em conta valores obtidos a partir do EC8, os quais dependem fundamentalmente do sistema estrutural e da classe de ductilidade da estrutura.

Existem no EC8 três classes de ductilidade:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL);
- Classe de Ductilidade Média (DCM);
- Classe de Ductilidade Alta (DCH).

A classe DCL é caracterizada por expor uma reduzida capacidade de dissipação de energia, estando o coeficiente de comportamento desta categoria limitado a 1,5. Estruturas classificadas como DCL podem ser concebidas unicamente através da aplicação das exigências de dimensionamento e pormenorização prescritas na EN 1992-1-1:2004, mencionado no EC8 art.º5.2.1 (2).

Os edifícios de betão pertencentes ao segundo e terceiro ponto (DCM e DCH), apresentam uma capacidade de dissipação de energia elevada, principalmente a classe DCH, levando a que, o

coeficiente de comportamento destas estruturas seja superior a 1,5. A elevada capacidade de dissipação de energia destas estruturas é conseguida através do cumprimento de um vasto conjunto de prescrições presentes ao longo do EC8.

O posto de seccionamento será dimensionado de acordo com a Classe de Ductilidade Média (DCM) visto se encontrar num local sujeito a um nível de sismicidade não desprezável.

3.3 Combinação de Ações

Para o dimensionamento do Posto de Seccionamento do Alto São João recorreu-se às combinações de ações preconizadas no EC0:

Estados Limites Últimos:

– Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 do EC0)

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

– Ação Sísmica (art.º 6.4.3.4 do EC0)

$$Ed = G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Estados Limites de Serviço:

– Combinação Quase-Permanente (art.º 6.5.3(c) do EC0)

$$Ed = G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Sendo:

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;

Consultando a Tabela A1.2(B) do EC0 retira-se $\gamma_G = 1,35$

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

Consultando a Tabela A1.2(B) do EC0 retira-se $\gamma_G = 1,5$

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

Ed – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$);

A_{Ed} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

3.4 Modelação do comportamento sísmico

A superestrutura deste edifício é definida como uma estrutura em pórtico.

O coeficiente de comportamento (q), utilizado no dimensionamento do Edifício da EDP Distribuição, é determinado através da aplicação da seguinte expressão (art.º 5.2.2.2(1)P do EC8):

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5$$

Sendo:

q_0 – Valor base do coeficiente de comportamento, dependente do sistema estrutural e da regularidade em altura;

k_w – Fator que reflete o modo de rotura prevalecente no caso de sistemas estruturais com paredes.

O fator q_0 pode ser determinado a partir da do Quadro 5.1 do art.º 5.2.2.2 (2) do EC8, Quadro 14 indicado de seguida.

Quadro 15 - Valores básicos para o coeficiente de comportamento para edifícios de betão armado para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Aquando da não regularidade em altura do edifício, o valor q_0 deve ser reduzido de 20% segundo o art.º5.2.2.2 (3) do EC8.

Em edifícios regulares em planta o fator multiplicativo α_u/α_1 pode ser tomado como (art.º 5.2.2.2 (5) do EC8):

- Estruturas em pórtico ou mistas equivalentes a pórtico:

- Edifícios com apenas um piso: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$

- Edifícios de vários pisos e um vão: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$

- Edifícios de vários pisos e vários vãos: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$
- Estruturas em parede ou mistas equivalentes a parede:
- Estruturas parede com apenas duas paredes não acopladas em cada direção: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$
- Outras estruturas parede sem acoplamento: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$
- Estruturas mistas equivalente a parede ou de paredes acopladas: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$

Caso o edifício não seja regular em planta, o valor de $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ pode ser calculado de forma aproximada através da seguinte expressão, art.º5.2.2.2(6) do EC8

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{\text{sist_irreg_planta}} = 0,5 \times \left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} + 1\right)$$

Sendo, $\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)$ o valor real para estruturas regulares em planta.

Em suma, o coeficiente de comportamento é introduzido no projeto de edifícios resistentes aos sismos de forma a contemplar o comportamento não-linear da estrutura, tirando (mais ou menos) partido da ductilidade global da estrutura, ou seja, da sua capacidade de dissipação de energia. De forma simplificada este coeficiente é aplicado às forças determinadas numa análise em regime linear, reduzindo o valor das forças atuantes para o patamar de cedência associado ao comportamento não-linear da estrutura, garantindo assim que o deslocamento admitido pela estrutura é elástico e superior aos deslocamentos em cedência mas também inferior ao deslocamento de rotura. Assim, o coeficiente de comportamento vai indicar qual a capacidade de dissipação de energia/ductilidade a explorar por parte da estrutura.

O valor do coeficiente de comportamento a determinar vai depender:

- i) da classe de ductilidade;
- ii) do sistema estrutural;
- iii) estrutura regular/não regular em planta;
- iv) estrutura regular/não regular em altura;
- v) relação entre o valor pelo qual é necessário multiplicar a ação horizontal sísmica para surgir a primeira rótula plástica em qualquer elemento e o valor pelo qual é necessário multiplicar a ação horizontal sísmica para surgir um número de rótulas plásticas suficientes para provocar a instabilidade global (‘distância’ entre a primeira e a última rótulas plásticas).

Em estruturas porticadas, que é o caso do posto de seccionamento vai ser criado o maior número de rótulas plásticas possível nas vigas de forma a ter um sistema estrutural com maiores capacidades de dissipação de energia, pelo que se justifica adotar um coeficiente de comportamento mais elevado.

Para a determinação dos esforços relativos ao sismo, vai ser realizada uma análise dinâmica considerando as suas massas distribuídas ao longo dos vários tipos de elementos finitos utilizados na modelação, de forma a modelar o mais fidedignamente a estrutura.

Após análise do art.º 5.2.2 do EC8, chegamos a conclusão que o posto de seccionamento do Alto São João é um edifício que devido ao seu comportamento sob a ação sísmica horizontal se classifica como um sistema porticado. Sendo um edifício de 2 pisos e com vários tramos, $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$, e tendo um valor de k_w unitário, ficamos com:

$$q = q_0 \times k_w = 3,0 \times 1,3 \times 1,0 = 3,9 \geq 1,5$$

Uma vez determinado o coeficiente de comportamento pode quantificar-se o espectro de cálculo.

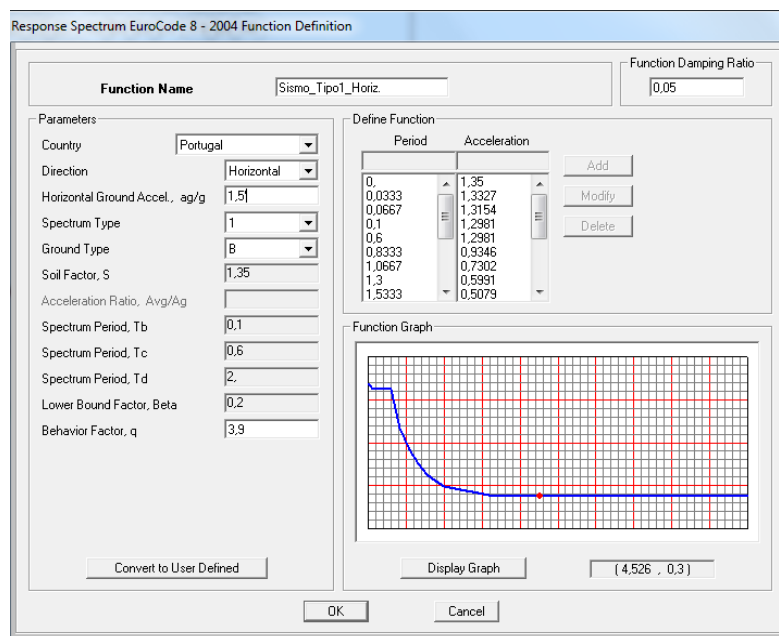


Figura 6 - Espectro de resposta do sismo Tipo 1 Horizontal – SAP2000

O próprio programa de cálculo automático, Figura 6, gera o espectro de resposta, consoante os diferentes parâmetros inseridos, estes parâmetros são devidamente detalhados no Eurocódigo 8. Sendo os parâmetros: coeficiente de amortecimento, país em que se encontra a estrutura, direção que pretendemos (horizontal ou vertical), valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, o tipo da ação sísmica, e por fim o fator de amortecimento (calculado anteriormente).

4 Solução Estrutural

4.1 Pré-dimensionamento

O edifício é constituído por uma estrutura porticada de betão armado. A localização dos pilares e a opção por laje vigada visaram respeitar simultaneamente o projeto de arquitetura e a satisfação das exigências de segurança estrutural.

A fase de conceção iniciou-se através da análise de um posto de seccionamento edificado idêntico executado no Zambujal, dimensionado com base no REBAP e RSA. Através da análise das plantas e alçados de arquitetura, definiu-se a posição dos elementos estruturais. Optou-se por recorrer ao sistema laje vigada, de maneira a ir ao encontro da filosofia dos projetos tipo da EDP Distribuição. Após definição da localização dos elementos verticais foi sequencialmente realizado o pré-dimensionamento das lajes, vigas, pilares e fundações.

4.1.1 Laje

No caso do posto de seccionamento o pré-dimensionamento foi efetuado com base em duas regras distintas:

$$e_{\text{laje}} = \frac{L}{25 \text{ a } 30} \left(\text{para } \frac{L_{\text{maior}}}{L_{\text{menor}}} > 2,0 \right)$$

$$e_{\text{laje}} = \frac{L}{30 \text{ a } 35} \left(\text{para } \frac{L_{\text{maior}}}{L_{\text{menor}}} \leq 2,0 \right)$$

Foi tido em conta a espessura mínima para lajes maciças recomendada pelo Artigo 102.º do REBAP, que menciona que as lajes submetidas a cargas concentradas muito importantes devem ter um valor superior a 120mm. Tendo em conta este valor e a fórmula de pré dimensionamento, foram adotadas lajes de 12 cm, e nas restantes lajes de suporte equipamentos 15 cm (estas sujeitas a maiores cargas).

A laje de cobertura tem uma espessura de 0,12 m, nos dois níveis de cotas existentes, e são apoiadas nas vigas periféricas e nas vigas intermédias. Estas lajes poderiam funcionar unidireccionalmente mas, por opção do gestor de obra Eng^a André Lousinha, foi definido em ambas as direções. Sobre estas lajes vão assentar uma tela de impermeabilização e telhado, em painel Sandwich, não sendo acessível.

A laje da zona do equipamento foi dimensionada com uma espessura de 0,15 cm, indo ao encontro do definido pelos regulamentos (REBAP e Eurocódigos), sendo dimensionada toda ela para a carga mais elevada, 21KN/m². Esta laje, junto às salas de apoio, foi rebaixada 40 cm para permitir a

passagem de material auxiliar aos equipamentos, com o objetivo de não ser visível a passagem de cabos e tubos entre Salas.

A laje térrea das restantes zonas do edifício foi preconizada com espessura de 0,12m, betonada contra uma camada de “tout-venant” devidamente compactada. Esta espessura pressupõe o contributo da rigidez do terreno, o que, como referido anteriormente, carece de posterior confirmação no local.

4.1.2 Vigas

O pré-dimensionamento deste elemento de suporte, vigas, iniciou-se pela medição dos vãos a vencer e pela definição das larguras, tendo esta última dimensão sido condicionada pela espessura das paredes de alvenaria. O vão condicionante e que teve uma atenção especial ao longo do projeto, foi o das vigas de cobertura do Edifício, tendo 10 m de comprimento, o que originou uma maior altura, segundo a formula abaixo:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12}$$

Uma vez que o maior vão de viga tem aproximadamente 10 metros, Figura 8, a altura máxima é dada por:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} = \frac{10}{12} \cong 8,33 \rightarrow h = 0,8\text{m}$$

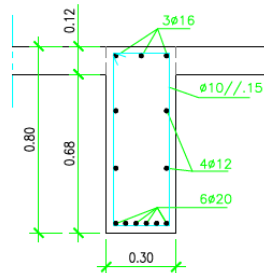


Figura 7 - Secção da viga de cobertura VC2 (10m de comprimento)

4.1.3 Pilares

No pré-dimensionamento dos pilares e paredes do posto de seccionamento, começou-se por identificar a localização e a área de influência de cada elemento, tendo a localização de grande parte dos pilares localizados no centro do edifício sido influenciada pela colocação dos equipamentos da EDPD, devido ao facto de se querer o apoio completo das chapas metálicas, que são colocadas antes da betonagem da laje e devidamente amarradas à armadura da viga/laje, e niveladas com uma elevada precisão. Relativamente aos pilares da periferia é de salientar os de canto, que foram

alargados segundo a maior dimensão, por forma a ir ao encontro do que foi pretendido pela Arquitecta Mariana Neto, de forma a ter uma harmonia com edifício anexo que contém as mesmas “saliências”. As paredes de betão armado foram colocadas em toda a periferia da cave do Edifícios de modo a existir maior capacidade de resistência a esforços provocados pelo terreno adjacente. Após estes ajustes, calcularam-se os esforços nos elementos verticais, com recurso ao programa de cálculo SAP2000. Obtidos os valores anteriores, procedeu-se à definição das geometrias dos pilares, tendo por base que, de acordo com EC8, o esforço axial normalizado (elementos primários) não deve superior a 0,65 no caso dos pilares nem a 0,40 no caso das paredes.

Os pilares que se encontram na periferia do edifício, constituem uma sucessão de pórticos vigados, que suportam a cobertura, a ponte rolante e o piso técnico. A disposição dos pilares foi efetuada de modo a respeitar simultaneamente o projeto de arquitetura e os critérios gerais de dimensionamento que conduzam à satisfação das exigências de segurança estrutural (já mencionados anteriormente).

Analisando o artº4.2.2 do EC8 permite que os elementos estruturais sejam classificados como primários e secundários. Foram consideradas secundárias as paredes de fundação do edifício, não sendo estes responsáveis por resistir à ação sísmica, tendo sido desprezado a resistência destes elementos às ações sísmicas e consequentemente não introduzida na modelação computacional realizada. Estes elementos consequentemente não estão sujeitos a seguir a Secção 5 do EC8.

Em termos de condições de apoio consideraram-se os pilares encastrados na base.

4.1.4 Sapatas

O dimensionamento das sapatas de um edifício tem como principal objetivo garantir que o terreno tenha as condições suficientes para suportar as tensões transmitidas. No caso da estrutura em estudo, conhecido o esforço axial na base dos pilares determinou-se a área mínima das sapatas pela seguinte expressão

$$A_{\min} = \frac{N_{\text{pilar}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Para a realização do projeto do Posto de Seccionamento foi disponibilizada informação de caracterização geotécnica do solo de fundação, um Estudo Geológico e Geotécnico, realizado pela empresa GEOTEST, LDA (ver anexo).

No espaço destinado a implementação das instalações da EDP Distribuição foram realizados dois tipos de ensaios, um poço de prospeção (P4) e dois ensaios com Penetrometro Dinâmico Ligeiro (PDL1 e PDL2). Sendo no ensaio de prospeção atingida a profundidade de 2,9 m e concluído que o solo é do tipo SM – Área Siltosa e CL – Argila magra com areia, e nos dois outros ensaios de

5 Modelação da Estrutura

5.1 Considerações gerais

A modelação da estrutura foi efetuada com recurso a um modelo numérico tridimensional de elementos finitos, tendo-se utilizado o programa SAP2000. Este programa permite simular o comportamento da estrutura sob as diversas ações a que é submetida.

Os elementos verticais e as vigas foram modelados através de elementos de barra, tendo-se recorrido a elementos de casca para a simulação das lajes. Na Figura 9 apresentam-se duas perspetivas do modelo implementado.

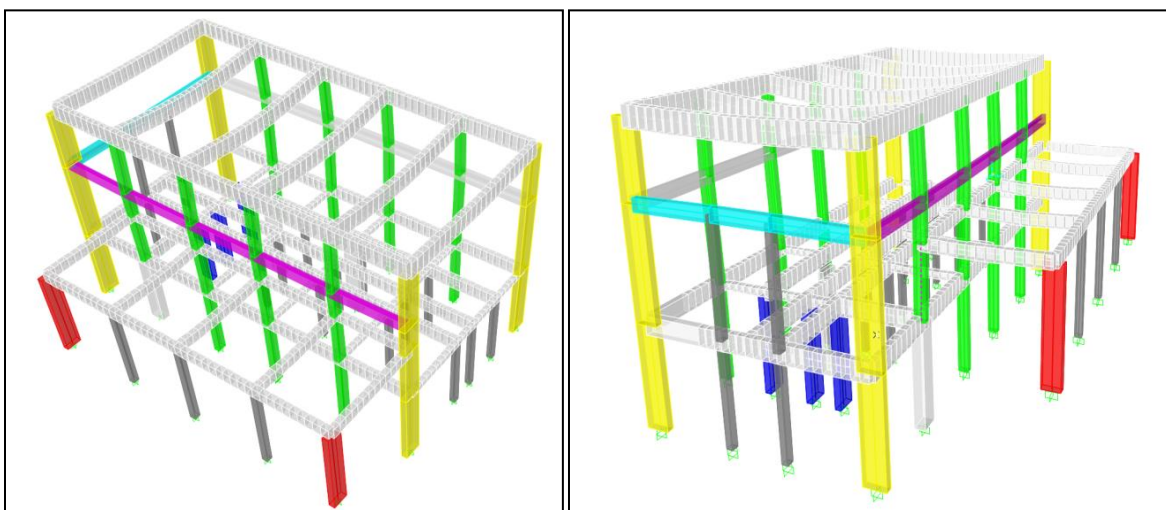


Figura 9 - Modelo do Posto de Seccionamento do Alto São João - SAP2000

Sendo um edifício que vai ter equipamentos em permanência e em lugares específicos, as suas cargas foram simuladas através de cargas pontuais, que foram devidamente posicionadas na laje do piso técnico. Em anexo são apresentadas as cargas dos equipamentos fornecidas pela SIEMENS que foram aplicadas na modelação tridimensional, Figura 10, do Posto de Seccionamento.

O intuito da criação do modelo é a possibilidade de analisar o comportamento da estrutura, de forma a verificar a segurança relativamente ao Estado Limite Utilização e ao Estado Limite Último. Contudo, como o programa SAP2000 não tem em consideração a influência da fendilhação no comportamento estrutural, considerou-se uma rigidez de apenas 50% da rigidez em regime não fendilhado de forma a simular o comportamento do betão fendilhado, seguindo-se a indicação do art.º 4.3.1(7) do EC8.



Figura 10 - Cargas pontuais indicadas pela SIEMENS [KN], aplicadas na laje do piso técnico - SAP2000

5.2 Verificação da segurança aos Estados Limites Últimos

Na realização da modelação estrutural do Posto de Seccionamento foi necessário realizar algumas aproximações de forma a traduzir da melhor maneira o comportamento real da estrutura. Como exemplo disso, foi o alinhamento de todos os pilares de topo dos pórticos, o que na realidade não acontece devido ao facto dos pilares de canto estarem desfasados, em relação aos pórticos centrais.

A ação sísmica foi modelada segundo o art.º3.2.2.1(3)P do EC8, por duas componentes ortogonais, assumindo-se que estas são independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta, estes já pré-definidos no próprio programa de cálculo. A combinação de efeitos devido à ação sísmica em cada direção foi efetuada através da aplicação das seguintes expressões seguintes, mencionadas no EC8.

$$\text{art.º3.2.2.1(3)P} \left\{ \begin{array}{l} E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{Edy} \\ 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy} \end{array} \right.$$

Sendo:

“+” – significa “a combinar com”;

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

$E_{E_{dy}}$ – representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo ortogonal y da estrutura.

Alternância de sobrecarga

Para um melhor estudo do efeito das sobrecargas foi realizada uma alternância de sobrecarga, Figura 11, com o objetivo de verificar as hipóteses de carga mais desfavorável, uma vez que a sobrecarga sendo uma ação variável pode atuar em qualquer tramo da estrutura. Foi efetuado este estudo para a laje de implementação dos equipamentos, visto ser a que se encontra sujeita a maiores ações.

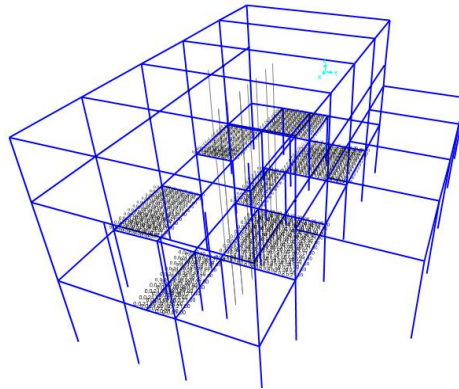


Figura 11 – Alternância da sobrecarga de 21KN, no piso técnico (zona de equipamentos),na modelação em SAP2000

6 Dimensionamento do posto de seccionamento do Alto São João

6.1 Considerações gerais

O dimensionamento da estrutura foi realizado no cumprimento do disposto no EC2 e no EC8 relativamente à pormenorização das armaduras de todos os elementos estruturais, designadamente, o recobrimento mínimo das armaduras, a distância mínimas entre varões, o diâmetro mínimo de dobragem, o comprimento de amarração, a amarração de armaduras transversais e o comprimento de emenda de armaduras.

Em anexo, encontram-se os valores dos parâmetros anteriormente referidos, devidamente detalhados para cada elemento estrutural.

6.2 Dimensionamento das lajes

O dimensionamento estrutural e respetiva verificação de segurança são efetuados através da avaliação dos estados limites. Estes estados limites são atingidos quando é afetada a capacidade da estrutura, em termos estruturais ou funcionais, para desempenhar as funções que lhe são atribuídas.

6.2.1 Estados limite últimos

Estado limite último de resistência à flexão

Armadura Mínima é calculada segundo o art.º9.2.1.1 (1) do EC2

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

em que,

f_{ctm} – valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t – largura da secção de betão traccionado ($b_t = 1,0$ m);

d – altura útil da secção transversal da laje, que é dada por:

$$d = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

onde,

h – altura da laje;

rec – recobrimento da laje;

$\frac{\phi}{2}$ – metade da altura do varão, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12 para lajes vigadas.

Armadura máxima art.º 9.2.1.1 (3) do EC2.

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

onde,

A_c – área total da secção de betão, que é dada por $h \times b_t$.

Armadura longitudinal

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

μ – momento fletor reduzido;

M_{Sd} – valor do momento fletor atuante;

b – altura útil da secção transversal da laje;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, para o betão C25/30 o valor é $16,7 \times 10^3$ Pa e para o betão C30/37 o valor é $20,0 \times 10^3$ Pa.

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

sendo, ϖ a percentagem mecânica de armadura.

A área de armadura longitudinal necessária é dada por:

$$A_s = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

em que,

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço, utilizado A500.

Segundo o EC2 o afastamento máximo das armaduras na laje deve ser inferior a duas vezes a altura da laje e limitado a um valor máximo de 25cm, em zonas com cargas concentradas ou zonas de momentos máximo. Estes valores foram largamente respeitados no dimensionamento das diferentes lajes, uma vez que um afastamento excessivo das armaduras das lajes prejudica o comportamento da laje a sua execução, não é eficaz no controlo da fendilhação e não assegura um resistência local mínima para uma carga concentrada, aspeto relevante no edifício em causa.

No dimensionamento das lajes do Posto Seccionamento do Alto São João foi desprezada a rigidez a torção, algo que é habitualmente feito em lajes maciças vigadas.

Estado limite último de resistência ao esforço transversal

Procurou-se dimensionar as lajes de forma a não serem necessárias armaduras de esforço transversal. Regulamentarmente não há exigências de armadura mínima de esforço transversal pelo que se procurou sempre absorver o esforço transversal à custa da resistência do betão.

Esforço transversal resistente art.º6.2.2 (1) do EC2

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

onde,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ sendo } d \text{ a altura útil da laje em mm;}$$

$\rho_t = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$, em que A_{sl} representa a área de armadura de tração na secção onde se verificou o valor de esforço transversal máximo;

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

b_w – menor largura da secção transversal na área tracionada, em mm.

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

6.2.2 Estados limite de utilização

Estado limite de fendilhação

Quanto maior for a agressividade do meio ambiente mais acelerado será o processo de corrosão pelo que maiores serão as exigências no controlo da fendilhação. Quanto maior for a tensão de serviço no aço mais acelerado será também o processo de corrosão, levando assim ao agravamento das exigências com o aumento da classe.

A verificação ao estado limite de fendilhação numa laje pode ser feita de uma forma indireta através da adoção de uma armadura mínima e da imposição de limites ao diâmetro máximo dos varões e ao afastamento máximo entre os mesmos.

Tendo o Posto de Seccionamento lajes com espessuras inferiores a 20cm e aplicando as indicações do EC2 no ponto 7.3 sobre disposições de armadura, não foram tomadas medidas específicas para controlar a fendilhação.

Estado limite de deformação

A limitação de deformações na laje é importante, não apenas do ponto de vista da aparência, mas também por forma a limitar os danos em elementos não estruturais suportados pelas lajes como paredes de alvenaria, vãos envidraçados, entre outros elementos.

O pré-dimensionamento da espessura das lajes foi feito tendo em consideração as recomendações para o controlo de deformação, mencionadas no art.º7.4.1 do EC2. A flecha da laje, calculada em relação aos apoios, não deve exceder $a_{\max} = L / 250$, para a combinação quase permanente de ações, sendo L o menor vão no caso de lajes vigadas (deslocamento a tempo infinito). O Eurocódigo indica que, em geral, não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficientes regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura.

6.2.3 Dimensionamento da laje do piso equipamentos

Estado limite último de resistência à flexão

Na Figura 13 está assinalada a intensidade dos momentos fletores na laje segundo a direcção M11, que permitiu o dimensionamento das armaduras na laje. Em anexo é possível ver a pormenorização da disposição e espaçamento destas armaduras.

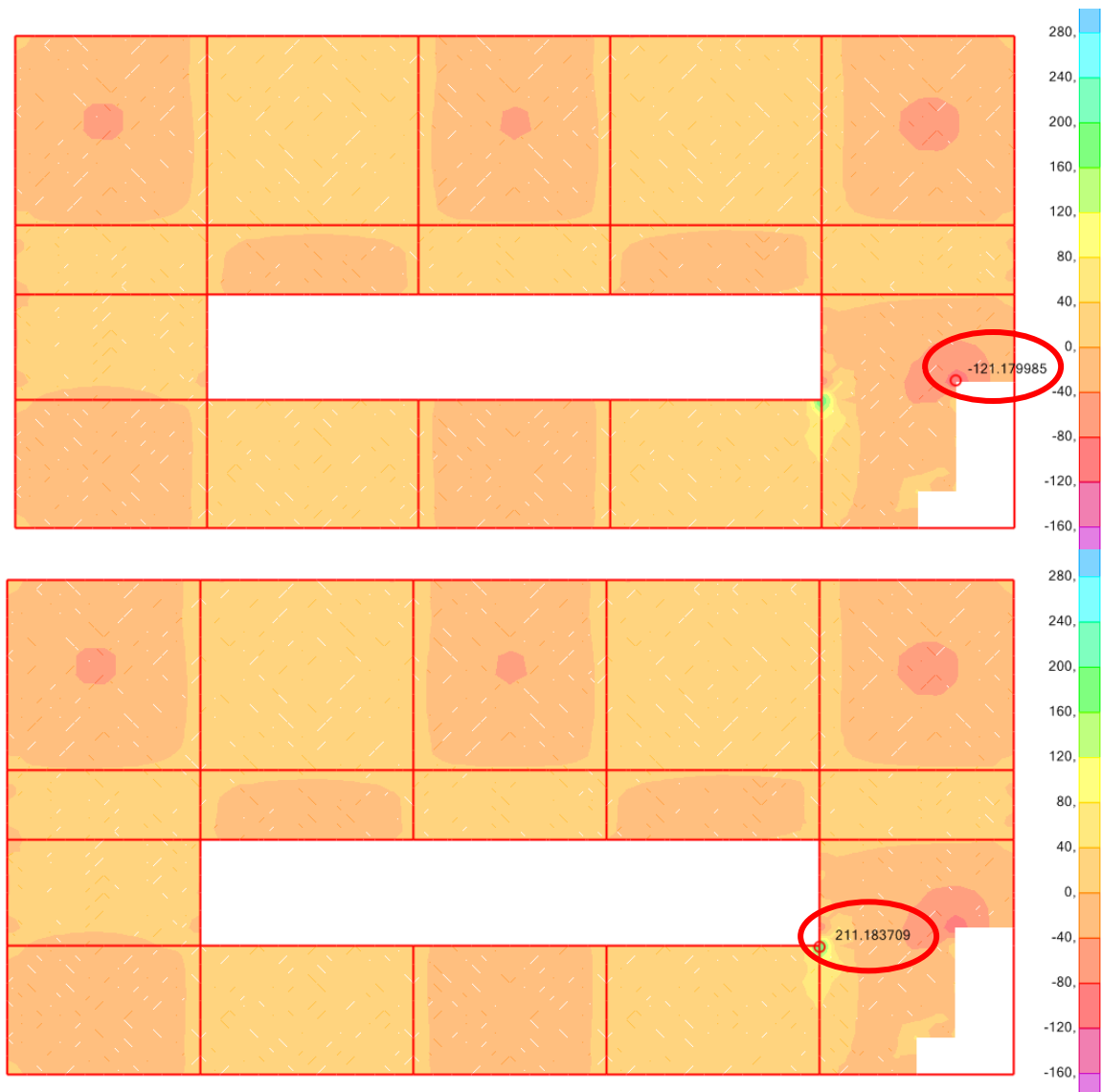


Figura 12 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) – [KN.m/m]

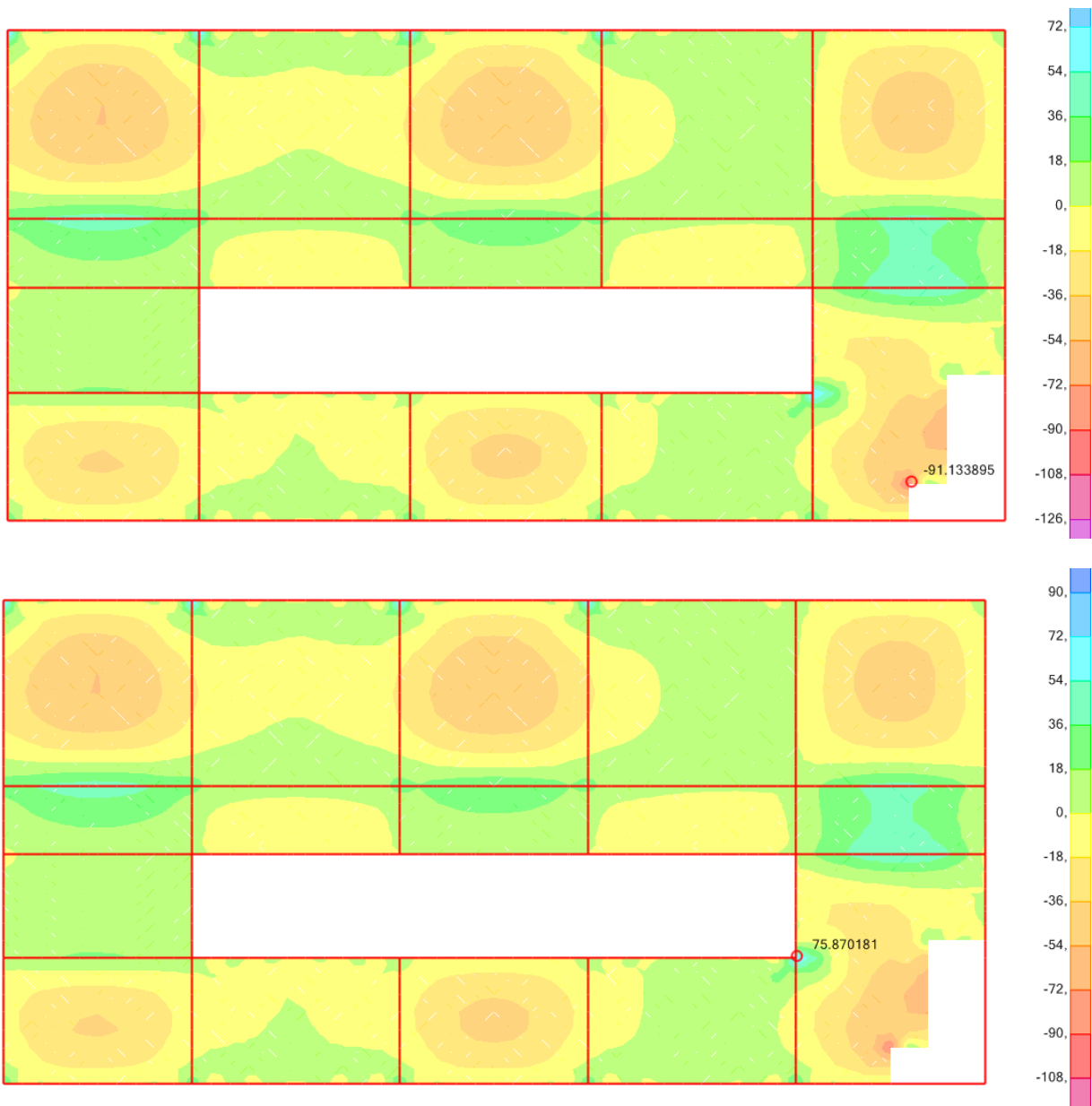


Figura 13 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) – [KN.m/m]

Salienta-se nas figuras 12, 13 e 14, os momentos fletores positivos elevados junto das aberturas da laje. Este facto levou à utilização de armaduras de canto, de modo a controlar uma possível fendilhação. Esta armadura suplementar só será necessária na face superior, uma vez que na face inferior este efeito é coberto pela necessidade de prolongar até ao apoio metade da armadura máxima no vão.

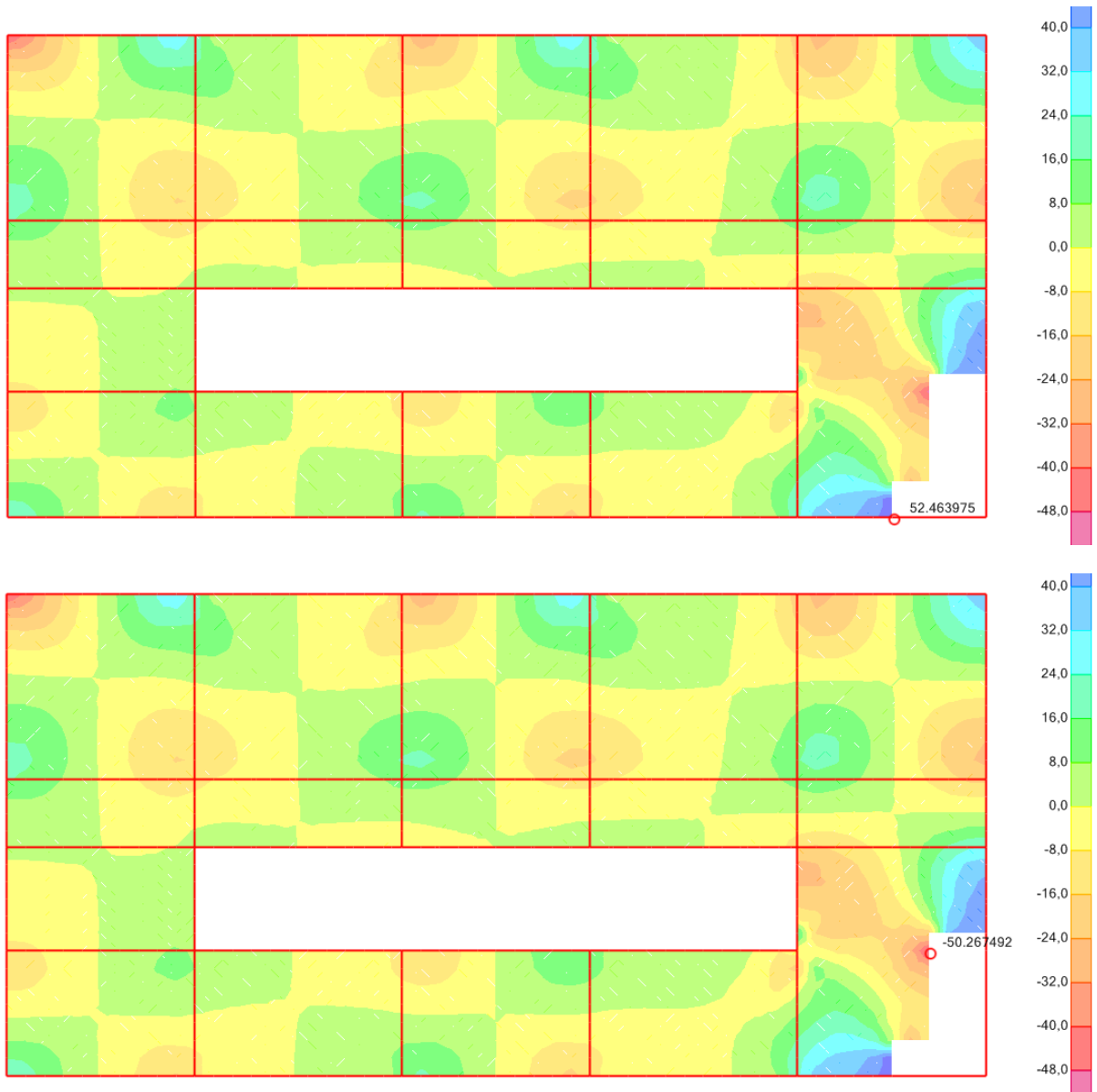


Figura 14 – Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M12) – [KN.m/m]

Cálculo da armadura mínima e máxima, para os vários painéis da laje.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1 \times 0,119 \times 10000 \geq 0,0013 \times 1 \times 0,119 \times 10000$$

Sendo,

$$d = h - rec - \frac{\phi}{2} = 0,15 - 0,025 - \frac{0,012}{2} = 0,119$$

Ficamos com a armadura mínima dada por:

$$A_{s,min} = 1,61 \geq 1,54 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura máxima é dada por:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_C = 0,04 \times 0,22 \times 1 \times 10000 = 88,00 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura longitudinal

Analisando os resultados obtidos na modelação, verifica-se que existem zonas sujeitas a momentos de maior amplitude, sendo os negativos juntos às vigas, e os positivos no centro das lajes, sendo a armadura dimensionada a partir desses valores. Existem algumas zonas do edifício com necessidade de reforço de armadura. São exemplo disso, os cantos em que convergem dois bordos simplesmente apoiado sendo a armadura tanto junto à face inferior como à face superior, outro caso que requer um cuidado especial é a inserção de diversos suportes de apoio à ponte rolante.

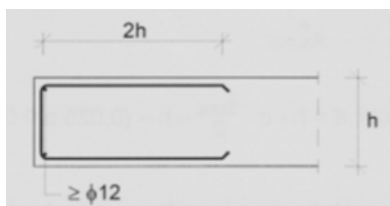


Figura 15 – Pormenorização de armadura de reforço em consolas existentes no posto de seccionamento

Outros casos especiais e que foram devidamente analisados, foram as aberturas criadas na laje, devido a criação de uma saída de emergência e a zona de implementação das escadas, sendo devidamente reforçadas as consolas junto a essas aberturas, sendo a armadura principal de reforço prolongada até aos apoios e reforçada a armadura de distribuição junto ao bordo.

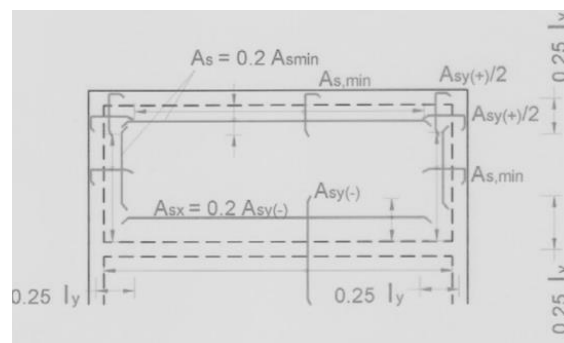


Figura 16 - Armadura superior numa laje apoiada em três bordos e contínua no outro ($l_x \geq 2l_y$)- vista em planta

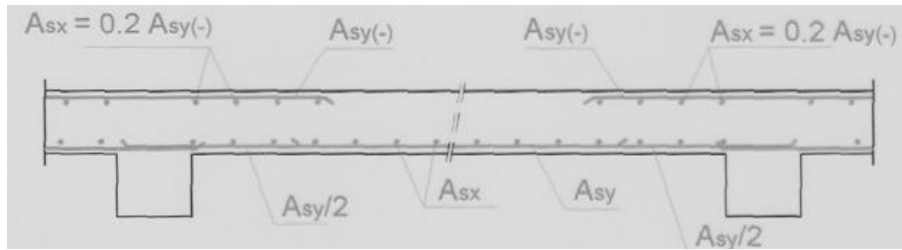


Figura 17 – Armadura inferior e superior numa laje contínua – corte transversal

Nas lajes das coberturas e na laje do piso técnico, existem a possibilidade de dispensa de armadura superior em zona de momentos positivos, uma vez que, o material que vai suportar as compressões é o betão. Mas nesta obra, por opção do gestor de obra, não foi feita dispensa de armadura nestas zonas comprimidas. Em anexo é possível verificar estas pormenorizações de armadura continua ao longo das várias lajes.

De forma a tornar mais perceptível o método utilizado para a determinação das armaduras necessárias ao correto funcionamento da laje, opta-se por dimensionar a laje da cobertura.

A primeira fase consiste em saber se a laje é armada em duas direções ou apenas numa, e para isso realizamos o seguinte cálculo:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{10,50}{4,25} > 2,0$$

Logo, a laje teria apenas teria necessidade de ser armada numa única direção, mas mais uma vez, por opção do projectista, foi adotada armadura nas duas direções. Sendo neste caso os momentos fletores na direção de menor vão (4,25m) muito superiores aos da outra, como se pode constatar nas figuras abaixo apresentadas:

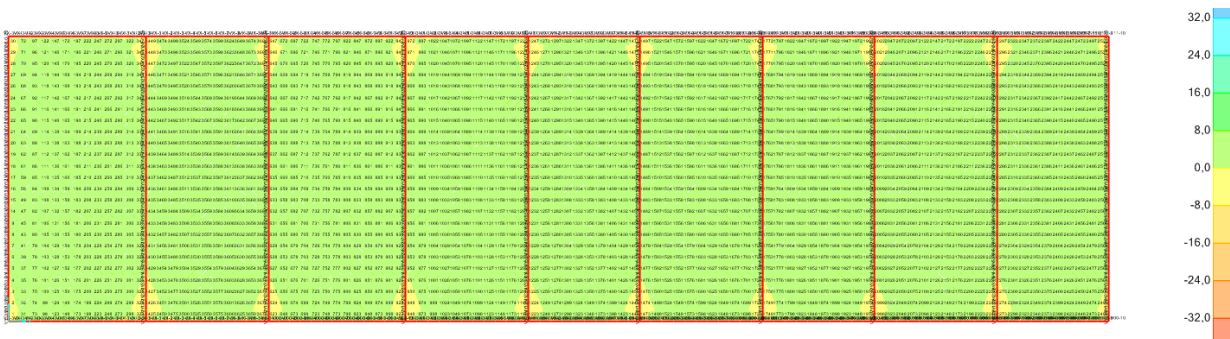


Figura 18 - Momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) da cobertura – [KN.m/m]

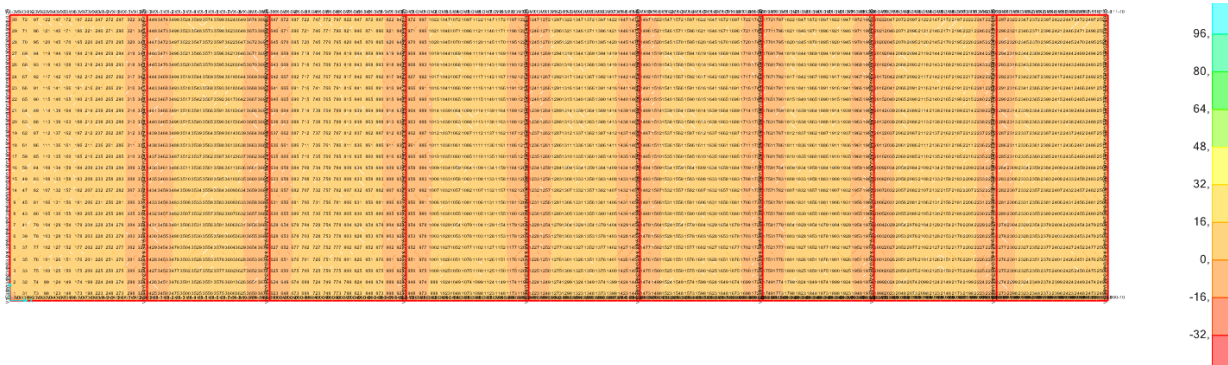


Figura 19 - Momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) da cobertura – [KN.m/m]

Analisando a Figura 18 e a Figura 19, constata-se que os momentos segundo o eixo horizontal (M11) são muitos superiores aos da direção contrária. Sendo os momentos máximos positivos e negativos, mais gravosos nas 9 lajes, respetivamente 18,5KN.m (a meio vão) e -12KN.m (junto as vigas), e com estes valores será exemplificado o cálculo automático realizado para todas as lajes do edifício.

Dimensionando a armadura necessária para vencer estes momentos obtidos, temos:

Para $M_{Sd} = 18,5KN.m$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{18,5}{1 \times 0,095^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,123$$

dando origem,

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123} = 0,132$$

Obtendo como área de armadura por metro,

$$A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} = \frac{0,132 \times 16,7 \times 1 \times 0,095}{435} = 4,81cm^2/m$$

Tendo-se adotado como armadura:

$$\varnothing 10 // 15m = 5,27cm^2/m$$

Para $M_{Sd} = -12KN.m$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{12}{1 \times 0,095^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,08$$

dando origem a

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08} = 0,083$$

Obtendo como área de armadura por metro,

$$A_s = \frac{\varpi \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} = \frac{0,083 \times 16,7 \times 1 \times 0,095}{435} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset 10 // 15 \text{ m} = 5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Podemos concluir que a armadura superior da laje adotada a nível no projeto, poderia ser inferior, mas por uma questão de simplificação em obra foi adotada a mesma inferiormente e superiormente, tendo sido escolhida a de maior densidade, mais uma vez decidido pelo gestor de obra.

Mais uma vez se salienta, que não existe necessidade de uma armadura continua na face superior da laje, podendo existir uma dispensa de armadura a meio vão das lajes ou a introdução da armadura mínima.

Estado limite último de resistência ao esfoço transverso

$$V_{Sd,max} \leq V_{Rd,c}$$

Esta condição foi verificada em todas as lajes do posto de seccionamento, especificando-se de seguida para a laje da cobertura:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2,0 \times (100 \times 0,00586 \times 25)^{1/3} \times 1 \times 0,09 \times 1000 \geq 0,495 \times 1 \times 0,09 \times 1000$$

Sendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{90}} = 2,49 \leq 2,0$$

$$\rho_t = \frac{5,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,095} = 0,00555 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \times 2,0^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,495$$

Obtendo-se

$$V_{Rd,c} = 52,85 \geq 44,55 \text{ [KN]}$$

6.4 Dimensionamento de Vigas

Na verificação da segurança aos Estados Limite Último e de Utilização das vigas, foram usados os valores obtidos através da modelação realizada no programa de cálculo automático SAP2000, sendo estes valores apresentados em anexo.

As vigas são elementos lineares que funcionam essencialmente sujeitas a flexão simples, gerando esforço transversal e, em alguns casos, torção (este desprezado neste dimensionamento). O esforço axial a que estão sujeitas tem valor muito pequeno quando comparado com os outros esforços, pelo que se considera desprezável para o cálculo.

A verificação dos Estados Limite Últimos nas vigas foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Os esforços resistentes foram obtidos através dos materiais constituintes do elemento, da sua geometria e das hipóteses regulamentares prescritas nos documentos normativos.

6.4.1 Estados limites últimos

Flexão

Para o cálculo da flexão nas vigas, foi adotado como extensão máxima no betão $\varepsilon_c = 3,5\%$

O esquema de cálculo utilizado na análise das secções utilizado apresenta-se na figura seguinte:

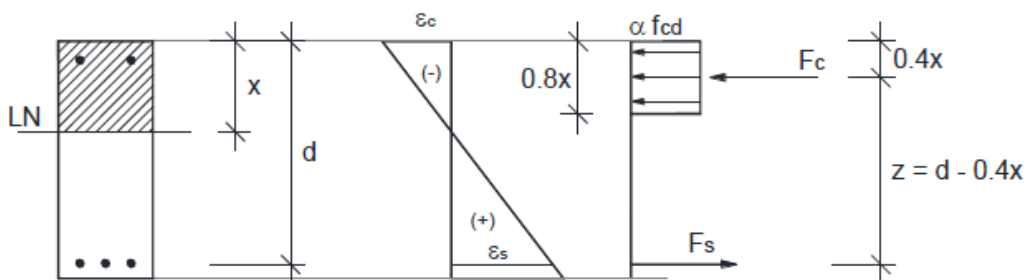


Figura 22 – Distribuição retangular de tensões – EC2

A Figura 22, considera uma distribuição retangular de tensões. O coeficiente λ , que define a altura útil da zona comprimida, e o coeficiente η , que define a resistência efetiva, de acordo com artº3.1.7(3) do EC2, adotados foram os seguintes:

$$\lambda = 0,8 \text{ e } \eta = 1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$

O cálculo é feito admitindo que as armaduras estão em cedência, e através do equilíbrio de forças e momentos atuantes.

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$F_s = A_s \times f_{yd}$$

$$F_c = f_{cd} \times b \times 0,8x$$

Igualando os momentos atuantes, calcula-se a posição da linha neutra:

$$M_{Ed} = M_{Rd} \Leftrightarrow M_{Ed} = F_c \times z \Leftrightarrow M_{Ed} = f_{cd} \times b \times 0,8x \times (d - 0,4x)$$

De seguida obtemos a posição da linha neutra que nos irá permitir calcular a F_s e, posteriormente, a área de armadura necessária:

$$F_s = F_c \Leftrightarrow A_s \times f_{yd} = f_{cd} \times b \times 0,8x \Leftrightarrow A_s = \frac{f_{cd} \times b \times 0,8x}{f_{yd}}$$

Por fim, vamos verificar se as armaduras estão em cedência, Figura 23, tal como admitimos inicialmente:

$$\frac{3,5}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \Leftrightarrow \varepsilon_s = \frac{3,5(d - x)}{x}$$

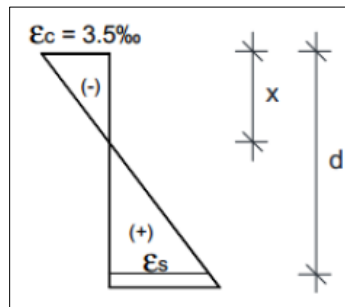


Figura 23 - Extensão das armaduras

Obtendo a armadura mínima à flexão da viga:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d$$

b_t – Largura média da zona tracionada

A armadura de flexão da viga não pode exceder 4% da área de betão

$$A_{s,\max} = 0,04A_c$$

Sendo o processo anteriormente descrito automatizado numa tabela de Excel onde se efetuaram os cálculos, para todas as combinações acima mencionadas, sendo a combinação ação sísmica a que apresenta maior carência de armaduras devido ao efeito negativo provada pelas mesma, valores estes obtidos através do programa de cálculo que nos forneceu todos os momentos fletores e esforços transversos que as vigas do posto de seccionamento estará sujeito. Sendo estas zonas mais desfavoráveis situadas a meio vão e junto às zonas de apoio.

Esfoço transverso

Numa primeira fase é necessário garantir a segurança das escoras comprimidas, de modo a projetar as armaduras de esforço transverso. Por forma a garantir que não existe esmagamento das escoras devido a atuação do esforço transverso. Para verificar a segurança é necessário respeitar a seguinte condição:

$$V_{Rd,m\acute{a}x} > V_{Ed}$$

O valor de esforço transverso resistente máximo é dado por:

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cw} \times u_1 \times f_{cd} \times b_w \times z \times (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2(\theta)}$$

$$z = 0,9 \times d$$

α_{cw} - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

u_1 – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso dado por:

$$u_1 = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right];$$

θ – angulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, sendo este 45°;

α – angulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal, sendo este 90°.

Armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \text{sen}(\alpha)$$

b_w – largura da alma do elemento.

A percentagem de armadura mínima é dada por,

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Armadura máxima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b}{f_{ywd} \times (1 + (\cot(\theta))^2) \times \sin(\alpha)}$$

Este valor é calculado com o intuito de evitar a fendilhação.

Longitudinalmente:

$$Sl_{\max} \leq 0,75 \times d \times (1 + \cot(\alpha))$$

Espaçamento máximo entre estribos:

$$St_{\max} = 0,75 \times d = 0,57 \leq 600\text{mm}$$

Em relação às zonas críticas, o art.º5.4.3.1.2 (6) do EC8, preconiza a redução do espaçamento das armaduras de confinamento como imperativo para garantir as condições de ductilidade local. O diâmetro das armaduras de confinamento (d_{bw}) não deve ser inferior a 6mm. O espaçamento das armaduras não deve ser superior a:

$$s = \min\left\{\frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\right\}$$

Sendo,

d_{bL} – diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal, em mm;

h_w – altura da viga, em mm

O primeiro estribo não deve distar mais de 5cm da extremidade da viga.

Sendo por fim, a área de armadura necessária para resistir ao esforço transversal dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 1000}$$

De mencionar, para aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais que atravessam o nó, respeitou-se o seguinte requisito:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$$

Sendo

b_c – maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga;

h_w – altura da viga

6.4.2 Dimensionamento da viga VY-3-5 (V-0,8*0,3)

A viga escolhida para dimensionamento foi a situada na cobertura no edifício principal, viga esta com uma extensão significativa, 10m, sendo a sua identificação no SAP2000 – VY-3-5 (V-0,8*0,3) De seguida, Figura 24, apresenta-se os momentos fletores e os esforços transversos considerados no dimensionamento da viga, estes situados a meio vão e junto dos apoios.

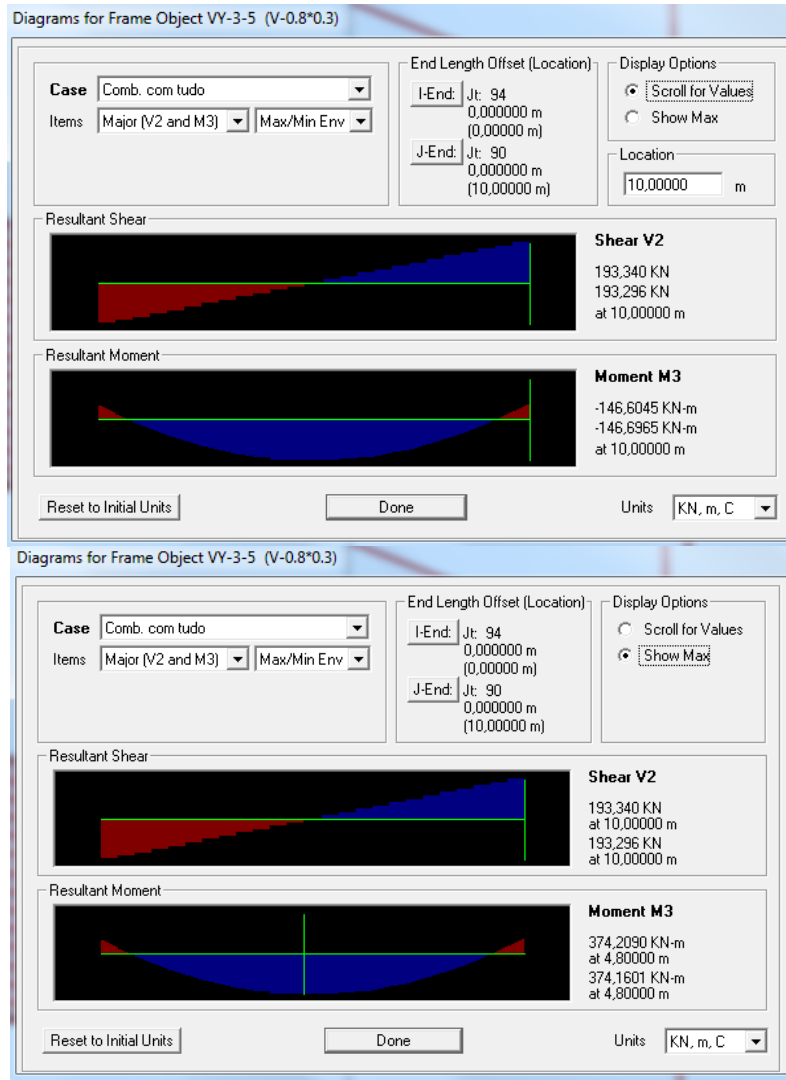


Figura 24 – Momentos fletores e esforços transversos na viga VY-3-5 (V-0.8*0.3)

Cálculo da armadura longitudinal mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,3 \times 0,765 \Leftrightarrow A_{s,min} = 3,46\text{cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c \Leftrightarrow A_{s,max} = 0,04 \times 0,8 \times 0,3 \Leftrightarrow A_{s,max} = 96\text{cm}^2$$

Cálculo da armadura longitudinal

Para um momento positivo $M_{Ed} = 374,21 \text{ KN.m}$

Sendo o valor de calculo da tensão de rotura à roptura é definido por:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,7 \text{ Mpa}$$

γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, sendo a situação de projeto persistentes transitórias tem como valor 1,5.

α_{cc} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, sendo recomendado o valor de 1,0.

Para obtenção da localização da linha neutra, temos:

Para:

$$M_{Ed} = f_{cd} \times b \times 0,8x \times (d - 0,4x) \Leftrightarrow 341,21 = 16,7 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,8x \times (0,765 - 0,4x) \Leftrightarrow$$

$$x = 0,1186 \text{ m} \quad \vee \quad x = 1,79 \text{ m}$$

Estando a linha neutra (LN), $x = 0,034\text{m}$, este valor corresponde ao local onde separa a zona comprimida da tracionada da viga.

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times 0,8x}{f_{yd}} = \frac{16,7 \times 0,3 \times 0,8 \times 0,1186}{435} \Leftrightarrow A_s = 10,93 \text{ cm}^2$$

Tendo sido adotado uma área de armadura $6\phi 20$, por opção do gestor de projecto, uma vez que $6\phi 16$ seria a densidade de armadura suficiente. De salientar que esta opção foi adotada de maneira a ser criada uma área de armadura, idêntica num conjunto de vigas com momentos flectores semelhantes.

De mencionar que esta armadura está localizada a meio vão da viga, devendo se ter um cuidado especial nas zonas de apoio, devendo-se comparar os momentos à esquerda e à direita, adotando-se o mais desfavorável, gerando uma área de armadura maior. De salientar que nunca foi reduzida a armadura, em zonas de menor esforços.

Armadura transversal

Sendo a taxa de armadura mínima dada por,

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{25}}{500} = 0,0008$$

Área de armadura mínima, valor utilizado para controlar a fendilhação por tração.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,0008 \times 0,3 \times \text{sen}(90) \times 10000 = 2,4 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

O valor de calculo do esforço transverso resistente máximo do elemento,

$$V_{Rd,\max} = \frac{1,0 \times 0,54 \times 16,7 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,689 \times (\cot 45 + \cot 90)}{1 + \cot^2(45)} = 932,01 \text{ KN}$$

$$v_1 = 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0,54$$

$$z = 0,9 \times 0,765 = 0,689$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso deverá ser superior,

$$Sl_{\max} \leq 0,75 \times 0,765 \times (1 + \cot(90)) = 0,57 \text{ m}$$

O espaçamento transversal máximo entre armaduras de esforço transverso não será superior,

$$St_{\max} = 0,75 \times 0,765 = 0,57 \leq 600 \text{ mm}$$

Por fim, a armadura necessária para resistir ao esforço transverso é,

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{193,34}{0,689 \times 435 \times \cot(45)} = 0,65 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

Sendo neste caso a armadura obtida inferior a mínima, foi adotada uma armadura de 5,27 [cm²/m], correspondente a uma área de Ø10//0,15m.

De salientar que na cobertura apenas foram utilizados três áreas de armaduras (em anexo encontram-se as respetivas disposições), uma para as vigas paralelas às salas anexas, outra para as perpendiculares, sendo nas vigas de bordaduras acrescentada uma platibanda. Estão dimensionadas para os maiores momentos existentes em ambas as direções.

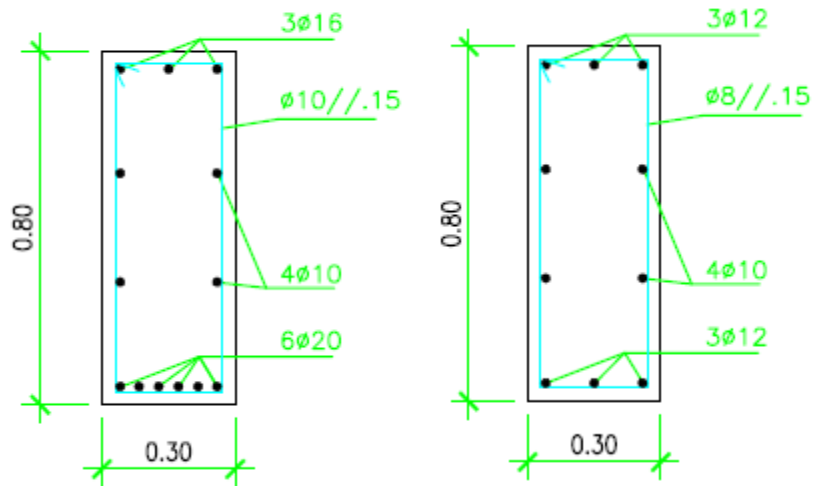


Figura 25 - Viga VC2 do lado esquerdo e viga VC3 do lado direito

De referir a diferença de armadura inferior de uma viga em relação à outra, Figura 25, reforço originado devido ao extenso vão que terá que vencer durante a vida útil do edifício, aproximadamente 10m.

Nota: a disposição das armaduras inferior da viga VC2, em relação ao afastamento entre varões longitudinais, não se encontra de acordo com a última versão do projeto, visto não ter um recobrimento de varões conveniente a uma eficiente betonagem.

Durante o dimensionamento das vigas do posto de seccionamento, o obstáculo que causou maior dificuldade foi a viga comum das salas auxiliares com o edifício principal, Figura 26, devido a criação de aberturas, para futuramente passagem de cabos/tubos de apoio ao funcionamento da subestação.

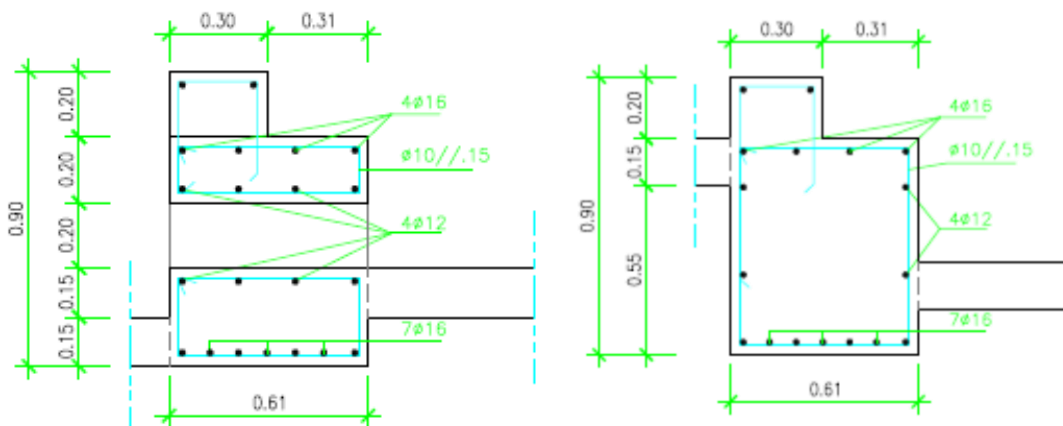


Figura 26 – Armadura da viga VL10, do lado esquerdo com abertura, do lado direito sem abertura.

Em vez de recorrer apenas a um estribo, na secção $0,7 \times 0,61$, foram introduzidos dois estribos e respetivos varões longitudinais de suporte (ver figura 26), de maneira a resistência ao esforço transversal não ser afetada. A altura, da abertura, inicialmente de $0,4\text{m}$, mas que após conversações com o departamento dos equipamentos foi possível reduzir esta para $0,2\text{m}$ e centrar a mesma, por forma, esta estar localizada em zona de menor valor de momento flector e esforço transversal.

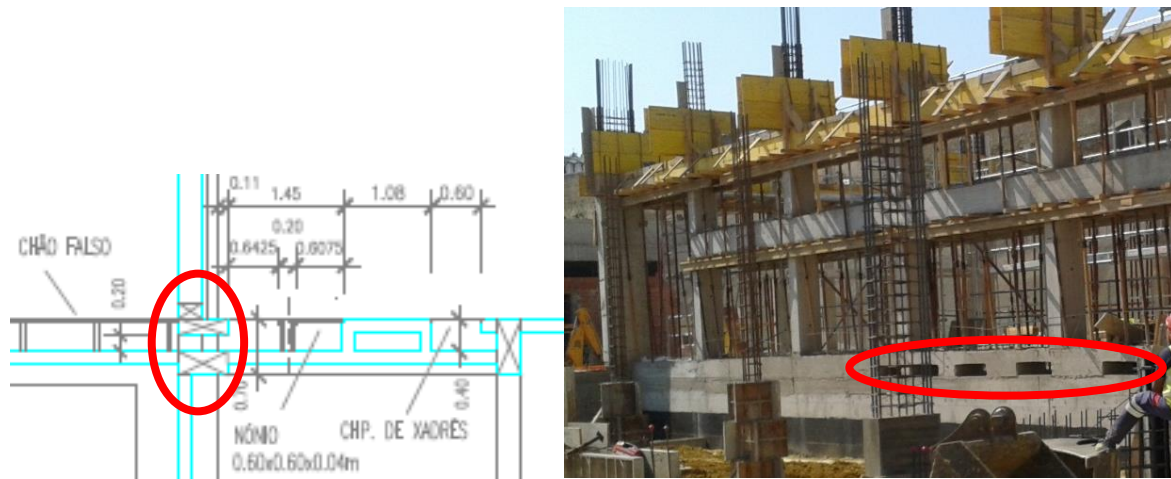


Figura 27 – Pormenorização da abertura na viga VL10, no posto Seccionamento Alto São João

6.5 Dimensionamento de Pilares

Para o dimensionamento e verificação da segurança aos Estados Limite Último e de Utilização de pilares, foram utilizados os valores obtidos no modelo de cálculo acima mencionado.

O dimensionamento dos pilares foi feito através de uma análise à flexão composta desviada (momento fletor segundo duas direções + esforço normal), segundo duas direções ortogonais, recorrendo a abacos da especialidade. Para serem consultados estes elementos necessitam de vários parâmetros tais como as características do betão e do aço, da geometria da secção e dos momentos atuantes em ambas as direções e o esforço normal atuante. Com estes três últimos valores foi calculado os valores de momentos fletores reduzidos (μ) e o esforço normal reduzidos (v). Após obtenção destes valores consulta-se o abaco da flexão composta desviada e retira-se o valor de percentagem mecânica de armadura (ϖ), por fim vai se obter a respetiva área de armadura (A_s) necessária para suportar os esforços atuantes em cada pilar.

Após uma análise dos resultados obtidos pelo modelo de cálculo, vai-se calcular uma armadura uniforme em todas as faces, como é possível verificar na Figura 29.

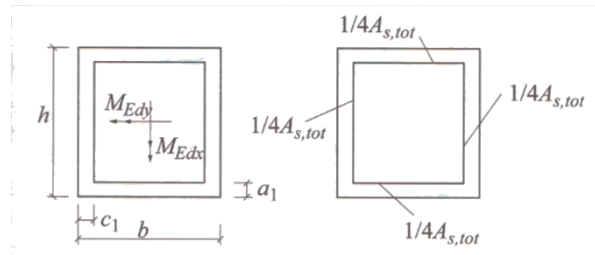


Figura 28 – Disposição armadura em secções retangulares – Armadura igualmente distribuída

Antes da consulta das curvas de interação, Figura 29, há que transformar os diferentes esforços em grandezas adimensionais:

$$\frac{a_1}{h} = \frac{c_1}{b} = 0,10; \mu_y = \frac{M_{Edy}}{bh^2 f_{cd}};$$

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{hb^2 f_{cd}}; v = \frac{N_{Rd}}{hb f_{cd}}; \varpi = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

Se $\mu_y > \mu_x \rightarrow \mu_1 = \mu_y$; $\mu_2 = \mu_x$

Se $\mu_y < \mu_x \rightarrow \mu_1 = \mu_x$; $\mu_2 = \mu_y$

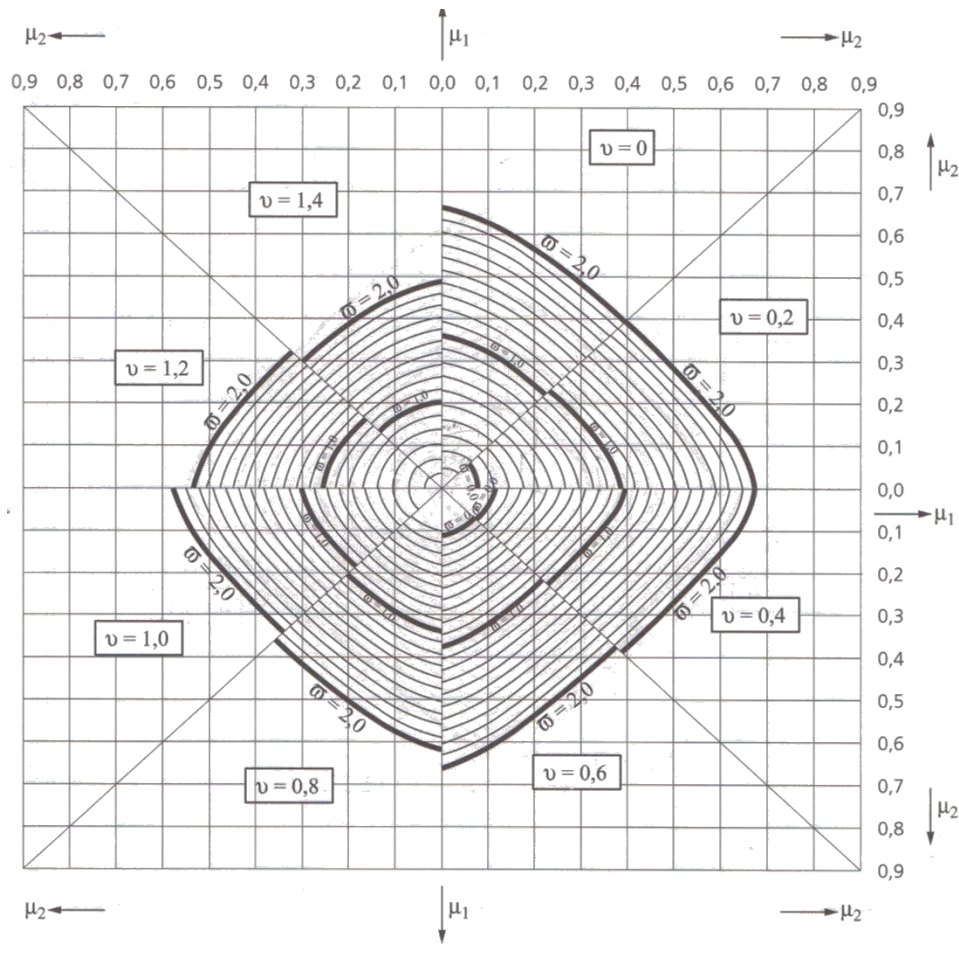


Figura 29 - Ábaco Flexão Desviada – Aço A500 – Barros, H. e Figueiras, J.

Chegando por fim a respetiva área de armadura,

$$A_s = \omega_{tot} \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{ysd}}$$

6.5.1 Estados limites últimos

ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A verificação dos Estados Limite Últimos nos pilares foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes.

Armadura longitudinal mínima

Os varões longitudinais foram dimensionados com diâmetro superior a 8mm., indo ao encontro do recomendado no art.º 9.5.2(1) do EC2.

A área de armadura longitudinal será superior a $A_{s,min}$, sendo este valor dado por,

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \times A_c$$

Sendo:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras.

A área de armadura longitudinal máxima, é mencionada no art.º 9.5.2(3), devendo esta ser inferior a 4% da área do pilar, fora das zonas de emendas por sobreposição, a menos que se demonstre que a integridade do betão não é afetada e que se obtém a resistência total no estado limite último. Em caso de emendas por sobreposição, o valor deverá se aumentado para 8%.

Para além dos limites anteriores o EC8, a taxa total de armadura longitudinal dos pilares deve estar entre 1% e 4% da área da secção transversal, art.º5.4.3.2.2(1).

Em cada uma das faces dos pilares foi colocado pelo menos um varão intermedio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar, de acordo com o art.º 5.4.3.2.2(2) do EC8.

Armadura transversal

A armadura transversal utilizada tem um diâmetro superior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais, de acordo com o art.º9.5.3(1) do EC2.

O afastamento das armaduras transversais ao longo do pilar, segundo o art.º9.5.3(3) do EC2:

$$s_{cl,\max} = \min\{20 \times \phi_{long,\min}; b; 400\text{mm}\}$$

Sendo:

$\phi_{long,\min}$ - Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

b - Menor dimensão do pilar.

Cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocado num canto deverá ser travado por meio de armaduras transversais. Em zonas de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado, segundo o art.º 9.5.3(6) do EC2. Os varões longitudinais travados por cintas devem-se situar a menos de 200 mm de distância, segundo o art.º 5.4.3.2.2(11)b do EC8.

O espaçamento entre cintas, não é superior a:

$$s = \min\{b_0; 175; 8d_{bL}\}$$

Sendo:

b_0 – dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas);

d_{bL} – diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros).

O comprimento das zonas críticas dos pilares (l_{cr}), Figura 31, deve ser determinado por intermédio da seguinte expressão, presente no art.º5.4.3.2.2(4) do EC8:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\}$$

Onde:

l_{cl} – Comprimento livre do pilar (em metros);

h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros).

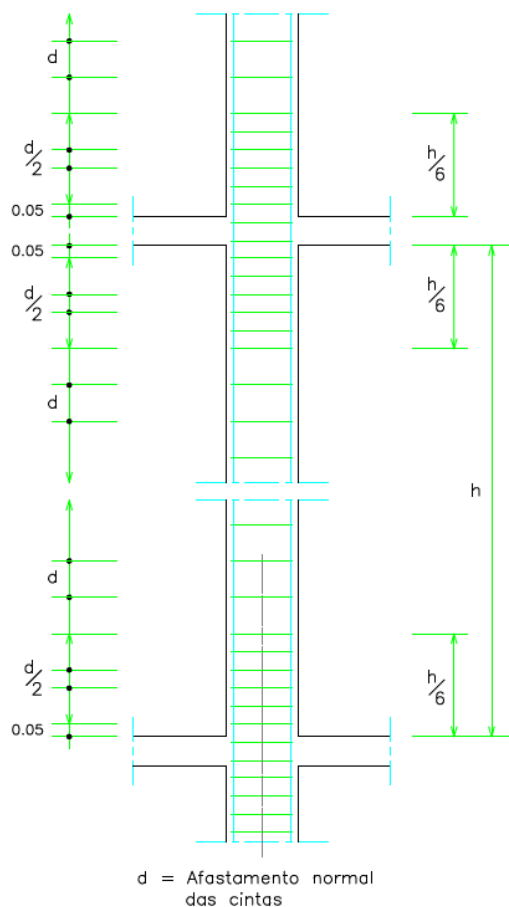


Figura 30 - Esquema de distribuição de cintas nos pilares – Projeto Tipo 3000 EDPD

Armadura de Confinamento

Um pilar de betão pode apresentar maior resistência, com aumento de extensão última, se se restringir a expansão lateral quando sujeito a compressão axial. Com a restrição da expansão geram-se tensões de compressão radiais que aumentam a tensão última do betão na direção da carga, σ_u , e, especialmente, a extensão última, ϵ_u , traduzindo-se em ductilidade. A restrição da expansão lateral é efetuada através da cintagem periférica do betão.

É possível na Figura 32, ver o benefício do betão ser confinado, ou seja introduzido cintas.

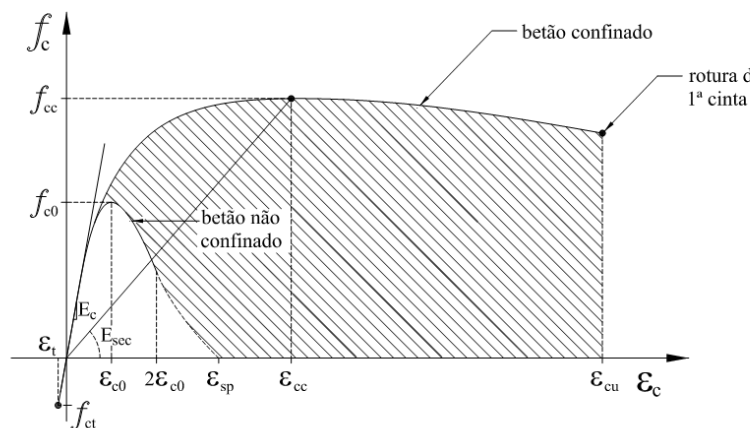


Figura 31 - Diferença entre o modelo de comportamento do betão confinado e não confinado

$$\alpha \times \omega_{\omega d} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times v_d \times \epsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{\omega d} = \frac{\text{Volume da armadura de confinamento}}{\text{Volume do núcleo de betão confinado}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Sendo:

$\omega_{\omega d}$ - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;

μ_{ϕ} - Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

v_d - Esforço normal reduzido de cálculo ($v_d = N_{Ed}/A_c \times f_{cd}$);

$\epsilon_{sy,d}$ - Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c - Largura da secção transversal do pilar;

b_0 - Largura do núcleo confinado (medido ao eixo das cintas);

h_c - Altura da secção transversal;

h_0 - Altura do núcleo confinado (medido ao eixo das cintas);

α - Coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$

Uma vez que só existem secções transversais retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0h_0$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0) (1 - s/2h_0)$$

Em que:

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i – distancia entre varões consecutivos abraçados (ver figura Figura 32);

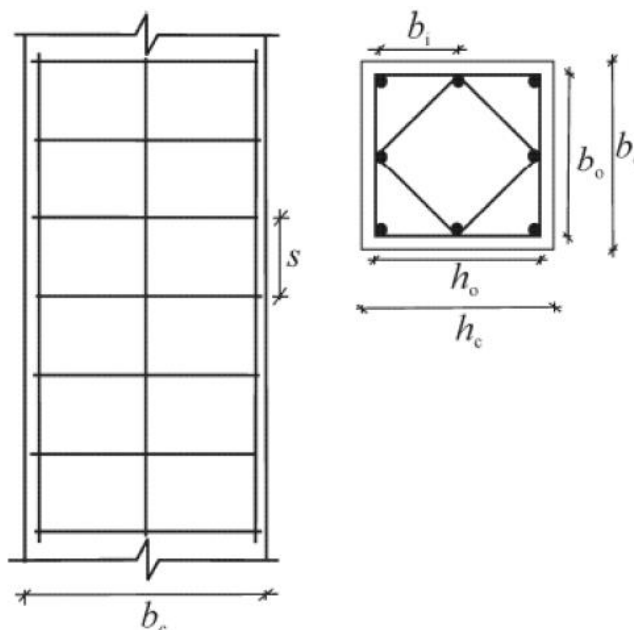


Figura 32 - Confinamento do núcleo de betão – Eurocódigo 8, 2010

De salientar o art-º4.4.2.3 (4) do EC8, que menciona que se deve aplicar o critério de pilar forte/viga fraga para estruturas praticadas, sendo o caso do posto de seccionamento do Alto de São João, definido pela seguinte condição.

6.5.2 Dimensionamento do pilar P_9.1 (P-0.5*0.3)

O pilar escolhido para exemplo de dimensionamento é P_9.1, Figura 33, encontrando-se localizado num dos pórticos do edifício, no qual se encontra apoiado a ponte rolante, tendo o pilar como geometria 0.3*0.5m, sendo na tabela abaixo referido os esforços máximos obtidos, segundo diferentes combinações, sendo de salientar que a combinação que provoca maior efeito é a introdução da ação sísmica na estrutura, de características antes referidas.

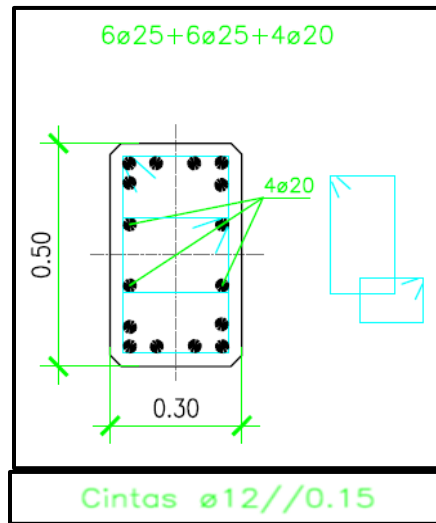


Figura 33 - Armadura adotada no pilar P_9.1 do posto de seccionamento

Sendo a combinação de esforços máximos atuantes a seguinte:

- $N = 345,45 \text{ KN};$
- $V_2 = 12,13 \text{ KN};$
- $V_3 = 22,78 \text{ KN};$
- $M_2 = 57,77 \text{ KN.m};$
- $M_3 = 24,94 \text{ KN.m};$

Nota: valores acima são dados em módulo.

Sendo as características do pilar:

- $b = 0,3\text{m};$
- $h = 0,5\text{m};$
- $f_{cd} = 20000 \text{ KN/m}^2$
- $f_{syd} = 435000 \text{ KN/m}^2$

Através dos dados mencionados acima referido, encontramos-nos em condições de determinar as grandezas adimensionais seguintes.

$$v = \frac{345,45}{0,5 \times 0,3 \times 20000} = 0,115$$

$$\mu_x = \frac{24,94}{0,5 \times 0,3 \times 0,5 \times 20000} = 0,017$$

$$\mu_x = \frac{57,77}{0,5 \times 0,3 \times 0,3 \times 20000} = 0.064$$

Com a obtenção destes valores e a consulta do Ábaco da Flexão Composta desviada, vamos obter o valor da percentagem mecânica de armadura (ω)

$$A_s = 0,1 \times 0,3 \times 0,5 \times \frac{20000}{435000} = 0,0006897\text{m}^2 = 6,9\text{cm}^2$$

Apesar deste valor reduzido de área armadura, por uma questão de uniformização de armadura em secções com a mesma geometria e material, mas com esforços muito superiores a registados neste pilar, foi adotado uma armadura de 12Ø25+4Ø20.

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 \times 345,45}{435000} \geq 0,002 \times 0,3 \times 0,5 \Leftrightarrow 0,79\text{cm}^2 \geq 3,0\text{cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \times 0,3 \times 0,5 = 60\text{cm}^2$$

Estando a armadura adotada, acima da mínima e abaixo da máxima.

Sendo o afastamento máximo entre varões longitudinais adotado inferior a 30cm, obtido através de:

$$s_{cl,\max} = \min\{20 \times 20 = 400\text{mm}; 300\text{mm}; 400\text{mm}\} = 300\text{mm}$$

O afastamento máximo entre cintas será inferior a 16 cm.

$$s_{t,\max} = \min\{300; 175; 8 \times 20 = 160\} = 160\text{mm}$$

Tendo sido neste pilar adotado um espaçamento de 15cm.

O comprimento das zonas críticas dos pilares (l_{cr}) é dado pelo art.º5.4.3.2.2(4) do EC8:

$$l_{cr} = \max\left\{0,5; \frac{\cong 3,0}{6} = 0,5; 0,45\right\} = 0,5\text{m}$$

O coeficiente de eficácia do confinamento é dado por:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_f^2}{6b_0h_0} = 1 - \frac{\left((0,22 - 0,012)^2 \times 2 + \left(\frac{0,42 - 0,012}{3}\right)^2 \times 6\right)}{6 \times (0,22 - 0,012) \times (0,42 - 0,012)}$$

$$\alpha_n = 1 - 0.388 = 0.612$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{0,15}{2 \times 0,208}\right) \left(1 - \frac{0,15}{2 \times 0,408}\right) = 0,522$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,612 \times 0,522 = 0,32$$

Esforço normal reduzido de cálculo é de:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c} \times f_{cd} = \frac{345,45}{0,5 \times 0,3 \times 167000} = 0,0138$$

O valor mínimo de $\omega_{\omega d}$ é superior ao valor mínimo estipulado pelo EC8:

$$\omega_{\omega d} = \frac{\pi \times 0,006^2 \times \left(0,5 \times 2 + \frac{0,5}{3} \times 2 + 0,3 \times 4\right)}{0,408 \times 0,208} \times \frac{435 \times 10^3}{16,7 \times 10^3} = 0,088 \geq 0,08$$

Este processo descrito para este pilar foi automatizado numa folha de EXCEL, para mais facilmente serem verificadas as conformidades com os regulamentos e artigos estipulados nos regulamentos em vigor.

6.6 Dimensionamento de Sapatas

A solução estrutural adotada para as fundações do posto de seccionamento do Alto São João consiste num sistema de sapatas diretas ligadas entre si por vigas de fundação (de forma a prevenir futuros assentamentos diferenciais). Solução encontrada tendo em conta os resultados obtidos por parte de ensaio geotécnicos realizados no local, entre os dias 13 e 20 de Fevereiro de 2015, e as respetivas cargas atuantes na estrutura. A base das sapatas e vigas de fundação encontram-se a uma profundidade de 3,05m.

A intervenção e estudo mais pormenorizado na zona constituem um passo importante na determinação das características do solo existente assim como as suas propriedades. Foi realizado um estudo na zona onde foi possível ter dados diversos aos quais se fará de seguida referência

Estando localizadas as fundações acima no maciço miocénico ocorrentes em profundidade ZG2 ou ZG3. A zona geotécnica ZG2 registou valores de N_{spt} situados entre 9 e 27 e valores Q_d situados entre 4 e 8 MPa, sendo estes valores obtidos na sondagem S1, até aos 9.0 m de profundidade, sendo a descrição litológica composta por argilas siltosas ou siltes argilosos. A zona geotécnica ZG3 corresponde ao mesmo maciço que o anterior, só que de melhor qualidade, evidenciado pelas valores N_{spt} entre 43 e 60 e valores Q_d acima de 10 MPa. Em anexo encontra-se o relatório

geotécnico desenvolvido pela empresa GEOTEST, que fornece todos os dados acima referenciados e devidamente detalhados.

Empregaram-se sapatas quadradas centradas com os elementos estruturais verticais, sempre que seja possível. Nas zonas centrais do edifício principal, devido à proximidade dos elementos estruturais verticais, conjugada com a capacidade de carga do solo de fundação, houve a necessidade de recorrer a sapatas conjuntas, e nos casos visto, a distância entre sapatas ser reduzido, por uma questão de facilidade de execução em obra optou-se pela continuidade das mesmas.

6.6.1 Estados limite últimos

Estado limite último de resistência à rotura por corte ou por punçoamento

A verificação da segurança do solo de fundação ao Estado Limite Último é, normalmente, realizada com base na tensão admissível do solo, sendo que esta é fornecida pelo relatório geotécnico fornecido para a execução do projeto estrutural.

Sendo a segurança para o Estado Limite Último, dada por:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Admite-se um estado de plastificação do solo que conduz a um diagrama de tensões uniforme aplicado na área ativa da secção, que é um modelo aprovado para uma sapata com um comportamento rígido.

O esforço normal e os momentos flectores segundo a direcção x e y (M_{xx} e M_{yy}) aplicados no centro de gravidade da base da sapata, são estaticamente equivalentes a uma carga única N aplicada num ponto de coordenadas e_x e e_y dadas por:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{N}$$
$$e_y = \frac{M_{xx}}{N}$$

O resultado final das tensões terá de ser coincidente com este ponto de aplicação de N como se pode ver representado abaixo.

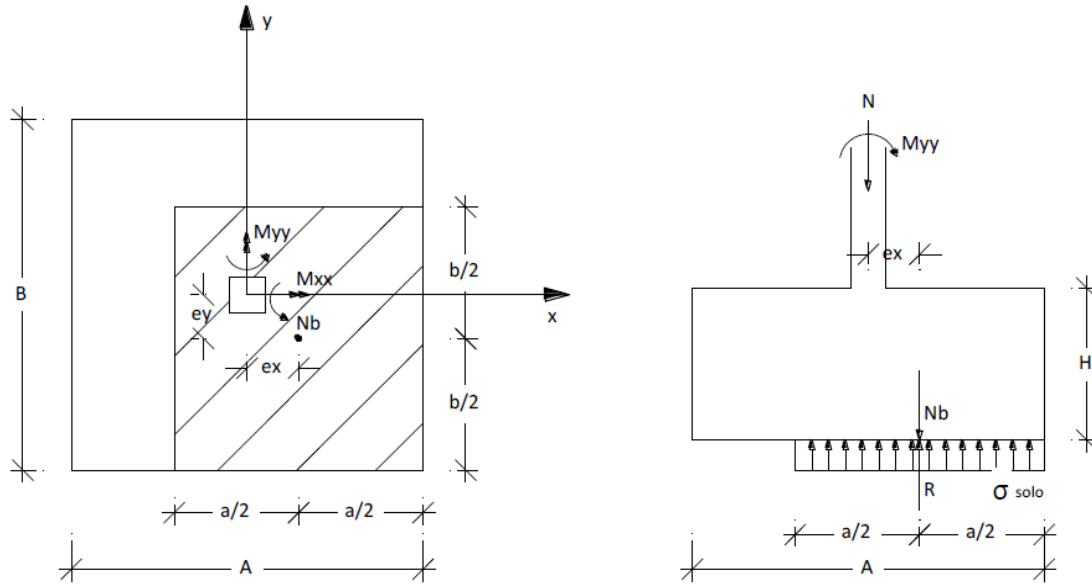


Figura 34 - Modelo de cálculo de uma sapata

Sendo:

$$a = A - 2 \times e_x$$

$$b = B - 2 \times e_y$$

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{A'}$$

$$A' = a \times b$$

$$N_b = N_{(\text{base do pilar})} + PP_{\text{sapata}}$$

A altura da sapata, Figura 35, é por norma definida pelo chamado critério de rigidez, que obriga a altura a ser maior ou igual à metade da maior distância entre a face da sapata, ou seja:

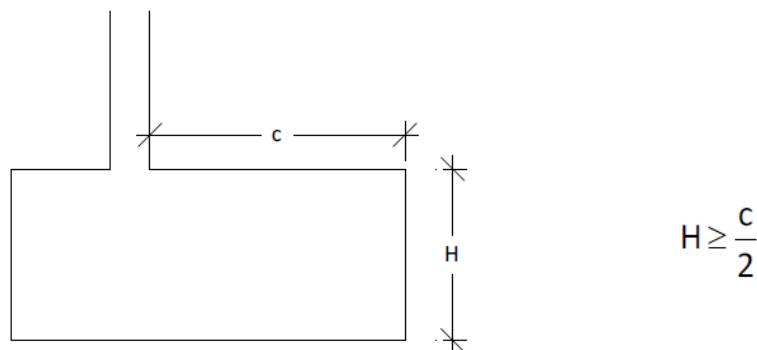


Figura 35 - Identificação da geometria da sapata

Sendo:

H – altura da sapata;

c – maior distancia entre a face do pilar e a face da sapata.

Para evitar o punçoamento na sapata torna-se este elemento rígido, e conseqüentemente terá um melhor comportamento, procura-se sempre que a sapata seja rígida,

Para o cálculo das armaduras das sapatas do posto de seccionamento do Alto de São João, utilizou-se o Método de Labelle (ou método das Bielas) que é aplicado apenas a sapatas rígidas, simulando este melhor o verdadeiro comportamento da sapata.

De forma a automatizar o processo de cálculo das armaduras, foram desenvolvidos mecanismos em tabelas de “Excel”. Sendo este processo aplicado futuramente no dimensionamento de subestações da EDP Distribuição.

As sapatas inicialmente foram todas calculadas isoladamente (isto porque é a situação mais desfavorável), mas após revisão por parte do gestor de obra, foram agrupadas as sapatas situadas nas zonas centrais do edifício, devido a ocorrência de distância mínimas entre sapatas. E por forma a reduzir os assentamentos diferenciais todas as sapatas se encontram ligadas entre si por uma viga de fundação.

Sapatas isoladas com cargas centradas

As sapatas isoladas com cargas centradas, Figura 37, estão sujeitas unicamente a esforço axial. O método de cálculo das armaduras deste tipo de sapatas é descrito através da sequência de fórmulas, sendo que as mesmas, seguem o modelo de cálculo representado de seguida:

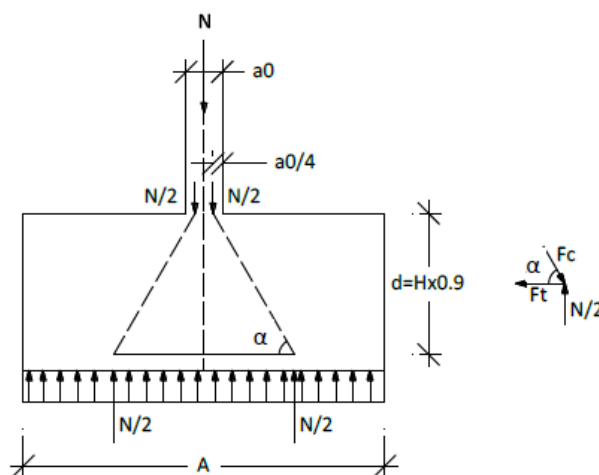


Figura 36 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas

Sabendo que:

$$\tan(\alpha)_x = \frac{d}{(A - a_0)/4}$$

$$\tan(\alpha)_y = \frac{d}{(B - b_0)/4}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{N_b/2}{F_t}$$

Sendo,

$\tan(\alpha)_x$ – tangente do ângulo “ α ”, quando se está a analisar o lado “A” da sapata;

$\tan(\alpha)_y$ – tangente do ângulo “ α ”, quando se está a analisar o lado “B” da sapata;

a_0 – largura do pilar, quando se está a analisar o lado “A” da sapata;

b_0 – largura do pilar, quando se está a analisar o lado “B” da sapata;

De seguida mostra-se como se obtém, a força de cálculo no tirante, relativamente ao lado A e ao lado B da sapata respetivamente:

$$F_{t_{sdx}} = \frac{N_b \times \gamma \times (A - a_0)}{8 \times d}$$

$$F_{t_{sdy}} = \frac{N_b \times \gamma \times (B - b_0)}{8 \times d}$$

Em que:

$$d = 0.9 \times H;$$

$$N_b = N + PP_{\text{sapata}};$$

$F_{t_{sd}}$ - força de cálculo no tirante de armadura horizontal junto à base da sapata;

$$\gamma = 1,5;$$

Finalmente, a armadura em cm^2/m é dada por:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times \gamma \times (A - a_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times B}$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times \gamma \times (B - b_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times A}$$

em que $f_{syd} = 435$ (MPa)

Sapatas isoladas com cargas excêntricas

As sapatas com cargas excêntricas são aquelas que, para além de estarem sujeitas a esforço axial, estão ainda, sujeitas a momentos fletores.

Assim sendo, antes de qualquer outro tipo de análise, soube-se se a excentricidade das cargas era maior ou menor a um quarto da dimensão em planta da sapata, ou seja, se se estava perante um caso em que:

$$e = \frac{M}{N_b} > \frac{A}{4}$$

ou

$$e = \frac{M}{N_b} \leq \frac{A}{4}$$

Para a primeira hipótese, adotou-se por seguir o seguinte modelo de cálculo para a determinação da armadura:

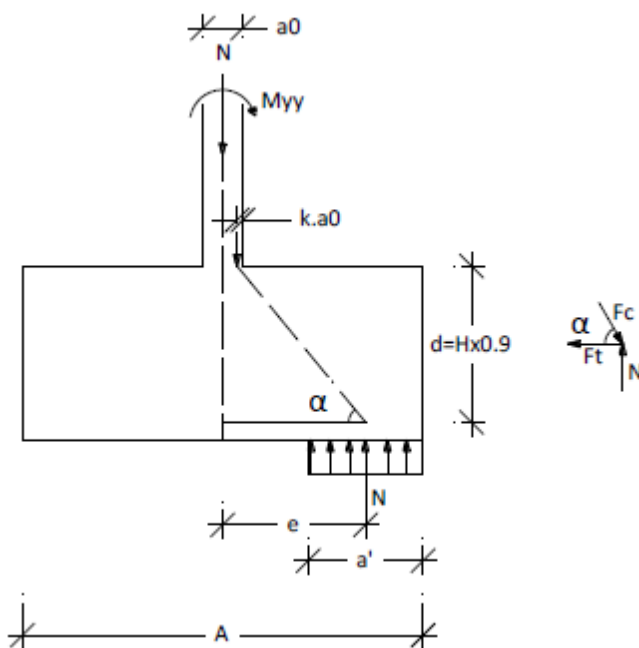


Figura 37 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com carga excêntrica para $e > A/4$

Sabendo que:

$$\tan(\alpha) = \frac{d}{(e - a_0(0.5 - k))}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{N_b}{F_t}$$

Obtém-se:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{bsd} \times (e - a_0(0.5 - k))}{d}$$

em que:

k é função de $(e=M/N)/a_0$ e resulta da interpolação dos valores apresentados no quadro seguinte

Quadro 16 - Parâmetro "k" função de (e/a_0)

e/a_0	0	0,25	0,50	1,00	1,50
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Esta análise fez-se, naturalmente para as duas direções das sapatas, sendo que a armadura em cm^2/m , foi calculada pelas seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times (e_x - a_0 \times (0,5 \times k_x))}{d \times f_{syd} \times b}$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times (e_y - b_0 \times (0,5 \times k_y))}{d \times f_{syd} \times a}$$

Para a segunda opção, adotou-se o seguinte modelo de cálculo para a determinação da armadura:

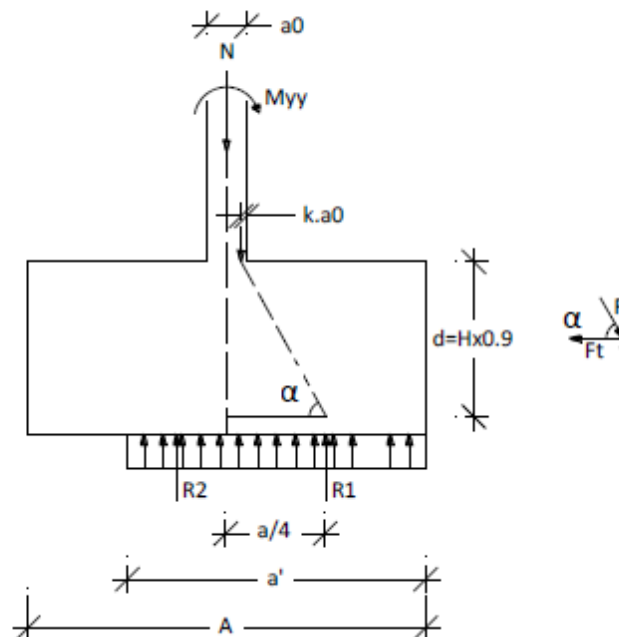


Figura 38 - Modelo de cálculo de uma sapata com carga excêntrica tipo $e \leq A/4$.

Sabendo que:

$$R_1 = \frac{a}{2} \times \sigma_{\text{solo}} \times b$$

$$\tan(\alpha) = \frac{d}{\left(\frac{a}{4} - a_0(0,5 - k)\right)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{R_1}{F_t}$$

Obtém-se por fim:

$$F_{t_{sd}} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left(\frac{a}{4} - a_0 \times (0,5 - k)\right)}{d}$$

Esta análise fez-se, mais uma vez, para as duas direções das sapatas, sendo que a armadura em cm^2/m , foi calculada pelas seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left(\frac{a}{4} - a_0 \times (0,5 \times k_x)\right)}{d \times f_{syd}}$$

$$A_{sy} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left(\frac{b}{4} - b_0 \times (0,5 \times k_y)\right)}{d \times f_{syd}}$$

6.6.2 Dimensionamento da Sapata S7

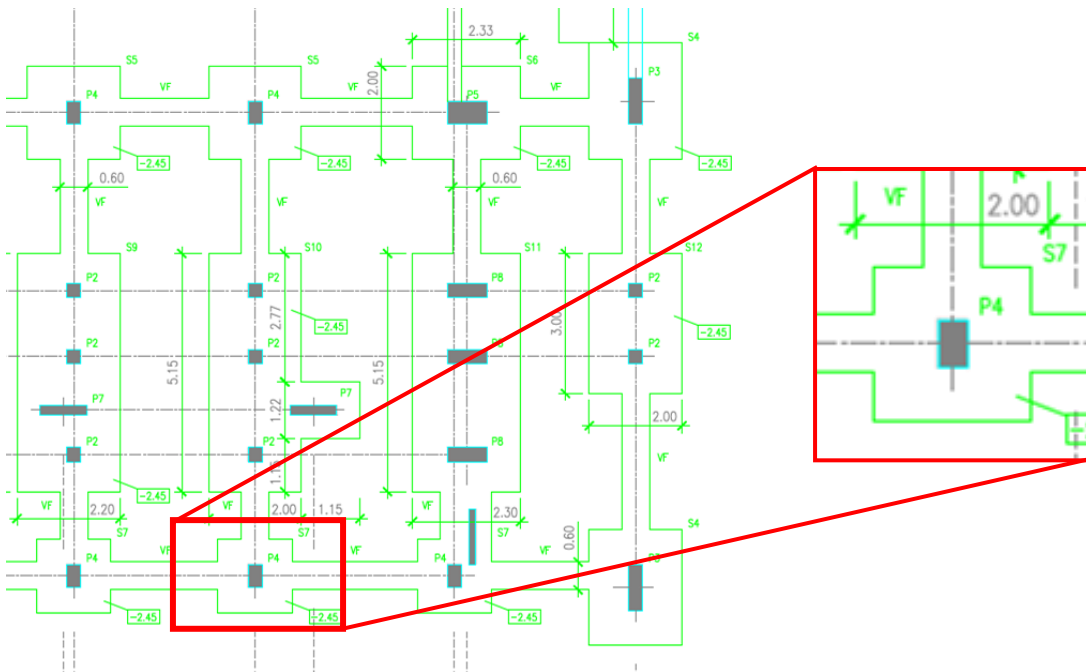


Figura 39 - Sapata S7 escolhida, com geometria (1,60m*1,60m*0,60m)

Optou-se por escolher uma sapata na zona central do edifício, Figura 40, como exemplo de cálculo, de procedimento de cálculo mais simples exemplificar detalhadamente.

Foi obtida, através da modelação da estrutura, uma série de esforços, através de várias combinações possíveis, retirando-se os valores mais desfavoráveis, que vão atuar na sapata:

Quadro 17 - Combinação de esforços atuantes no Nó 124

Nó	Combinação	Max/Min	F1	F2	F3	M1	M2	M3
124	DEAD		0,11	-2,65	230,01	0,87	0,15	0,00
124	Comb. com tudo	Max	0,55	-21,49	223,50	24,32	1,23	0,00
124	Comb. com tudo	Min	0,54	-21,51	219,56	24,29	1,21	0,00
124	Tipo1_H	Max	10,12	-14,93	246,80	47,19	21,28	0,00
124	Tipo1_H	Min	-9,03	-28,07	196,26	1,41	-18,84	0,00
124	Tipo1_V	Max	4,13	-18,16	233,04	33,76	8,59	0,00
124	Tipo1_V	Min	-3,03	-24,84	210,02	14,84	-6,15	0,00
124	Tipo2_H	Max	7,86	-14,66	241,83	44,62	16,28	0,00
124	Tipo2_H	Min	-6,76	-28,34	201,23	3,98	-13,84	0,00
124	Tipo2_V	Max	4,83	-16,93	233,95	35,38	9,99	0,00
124	Tipo2_V	Min	-3,74	-26,07	209,11	13,23	-7,55	0,00
124	Tipo1_Tudo	Max	13,69	-11,61	256,34	56,64	28,64	0,00
124	Tipo1_Tudo	Min	-12,60	-31,40	186,72	-8,03	-26,20	0,00
124	Tipo2_Tudo	Max	12,13	-10,10	252,28	55,69	25,04	0,00
124	Tipo2_Tudo	Min	-11,04	-32,90	190,78	-7,08	-22,60	0,00

Sendo o dimensionamento efetuado tendo em conta os seguintes esforços:

$$N = 256,64 \text{ KN}$$

$$M_{xx} = 56,64 \text{ kN.m}$$

$$V_{xx} = 13,69 \text{ kN}$$

$$M_{yy} = 28,64 \text{ kN.m}$$

$$V_{yy} = -32,90 \text{ KN}$$

Numa primeira fase procedeu-se à definição da área da sapata mínima:

$$A_{\min} = \frac{N_{\text{pilar}}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{256,34 \times 1,25}{200,00} = 1,60 \text{ m}^2$$

Tendo sido adotada como área $2,56 \text{ m}^2$ ($1,6 * 1,6 * 0,6$) na sapata S7.

O esfoço normal actuante na sapata S7 é o seguinte:

$$N_b = N_{(\text{basedo pilar})} + PP_{\text{sapata}} = 256,34 + 1,60 \times 1,60 \times 0,6 \times 25 = 294,74 \text{ KN}$$

$$M_{xx,b} = 56,64 + 32,90 \times 0,6 = 76,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy,b} = 28,64 + 13,69 \times 0,6 = 36,85 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{36,85}{294,74} = 0,125\text{m}$$

$$e_y = \frac{M_{xx}}{N} = \frac{76,38}{294,74} = 0,259\text{m}$$

As características geométricas deste elemento estrutural são:

$$a = A - 2 \times e_x = 1,6 - 2 \times 0,125 = 1,35\text{m}$$

$$b = B - 2 \times e_y = 1,6 - 2 \times 0,259 = 1,08\text{m}$$

$$A' = a \times b = 1,35 \times 1,08 = 1,46\text{m}^2$$

A tensão que atua no solo é de:

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{A'} = \frac{294,74}{1,46} = 201,9 \text{ KN / m}^2$$

$$H \geq \frac{\frac{1,60}{2} - \frac{0,3}{2}}{2} \Leftrightarrow H \geq 0,33\text{m}$$

Este valor é verificado uma vez que a altura de todas as sapatas é de 0,6m.

Segunda a direção x temos:

$$e = \frac{28,64}{256,64} = 0,11\text{m}$$

$$\frac{e}{a_0} = \frac{0,11}{0,3} = 0,37$$

$$k = 0,176$$

$$R_1 = 0,8 \times 1,35 \times 201,9 = 218,05 \text{ KN}$$

$$F_{t1} = \frac{218,05 \times 1,5}{0,9 \times 0,6} \left(\frac{0,8}{2} - 0,15 + 0,176 \times 0,3 \right) = 183,40 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,28 \times 1,35 \times 201,9 = 76,32 \text{ KN}$$

$$F_{t2} = \frac{218,05 \times 1,5}{0,9 \times 0,6} \left(\frac{0,28}{2} + 0,15 - 0,176 \times 0,3 \right) = 143,67 \text{ KN}$$

$$A_{x/m} = \frac{183,40}{43,5 \times 1,35} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Segunda a direção y temos;

$$e_y = \frac{56,64}{256,64} = 0,22\text{m}$$

$$\frac{e}{a_0} = \frac{0,22}{0,5} = 0,44$$

$$k = 0,188$$

$$R_1 = 0,8 \times 1,08 \times 201,9 = 174,44 \text{ KN}$$

$$F_{t1} = \frac{174,44 \times 1,5}{0,9 \times 0,6} \left(\frac{0,8}{2} - 0,25 + 0,188 \times 0,5 \right) = 118,23 \text{ KN}$$

$$R_1 = 0,55 \times 1,08 \times 201,9 = 119,93 \text{ KN}$$

$$F_{t1} = \frac{119,93 \times 1,5}{0,9 \times 0,6} \left(\frac{0,55}{2} + 0,25 - 0,188 \times 0,5 \right) = 185,23 \text{ KN}$$

$$A_{y/m} = \frac{185,23}{43,5 \times 1,08} = 3,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Em anexo encontram-se as armaduras definidas para cada sapata. De salientar o uso de armadura junto da fase superior da sapata, opção esta tomada pelo gestor de projeto, de forma ter melhor capacidade de absorção de esforços.

7 Rede de drenagem águas pluviais

7.1 Introdução

No âmbito deste estágio e com intuito de fortalecer a minha colaboração na passagem pelo Departamento de Projecto e Construção, foi realizado o dimensionamento da rede de drenagem de águas pluviais do Posto de Seccionamento. Destaca-se nesta fase, para além do anteriormente referido, a projecção da rede exterior às instalações da EDP Distribuição, que interligara com a rede de drenagem da Subestação da REN e posteriormente à rede pública.

O edifício principal possui uma cobertura inclinada de duas águas, enquanto as salas auxiliares do Posto de Seccionamento têm na laje de maior cota uma cobertura de apenas uma água. Os cálculos efetuados e apresentados são relativos à drenagem de águas pluviais proveniente em zona impermeáveis.

Nas coberturas, a água será captada por caleiras e encaminhada para tubos de queda munidos de ralos de pinha na sua extremidade superior. As caleiras encaminharão a água até aos cantos das duas coberturas, onde se encontram os tubos de queda que encaminharão a água até à primeira câmara de visita. No piso de entrada e saída de cabos, foi instalada uma caleira para receber as águas provenientes desses mesmos tubos e que posteriormente será recolhida a meio de um dos alçados de maior dimensão e encaminhada até uma câmara de visita que se situa no parque exterior, e que se encontra numa cota inferior a esta recolha. A recolha de águas da cave do edifício condiciona toda a rede de drenagem de águas pluviais uma vez que obriga a última câmara de visita, a ter uma profundidade de 2,7m e ser entregue à rede pública à profundidade de 3m.

A etapa precedente ao dimensionamento da rede de drenagem, consistiu no traçado da rede em planta no interior das instalações. A disposição adotada no traçado baseia-se na que se encontra estipulada no Projeto – Tipo da EDP Distribuição, tendo sofrido alterações consideráveis uma vez que é uma infraestrutura diferente do que por norma é projetado.

As inclinações utilizadas foram consideradas tendo em conta o espaço disponível e a compatibilização com as outras redes, tendo sido adotado um valor de 2% para o ramal de ligação e para o coletor predial.

Nos arruamentos foram implantadas sarjetas junto ao lancis da plataforma, para recolha das águas afluentes e de seguida encaminhadas para o exterior, através de coletores, e consecutivamente para órgãos de drenagem públicos.

Legislação e normas

Neste estudo foram utilizados as regras expostas no Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto (“Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais”).

Considerações Gerais

Nas peças desenhadas é apresentado o traçado do sistema de drenagem projetado, de acordo com o projeto tipo da EDP Distribuição.

Após análise dos dados recolhidos e do traçado previsto, foi efetuado um dimensionamento atendendo à dimensão, às intensidades de precipitação, respetivos tempos de concentração e intervalo de recorrência.

Serão mantidos todos os pressupostos de base de dimensionamento mencionados no projeto tipo das Subestações/Postos De Corte/Postos de Seccionamento, nomeadamente caudais de cálculo, pressões mínimas, exigências de pressões, perdas de carga e diâmetro da conduta. A secção do ramal será mantida e irá servir as duas plataformas (Subestação da REN e Posto Seccionamento da EDPD).

Drenagem da Plataforma

A rede de drenagem de águas pluviais destina-se a drenar as águas provenientes da plataforma do Posto de Seccionamento e é assegurada por um conjunto de obras longitudinais, superficiais e internas, que recolherão as águas caídas na plataforma e nas vias internas e as encaminharão para as respetivas condutas públicas, que se encontram a jusante.

Para recolha das águas de escorrência da plataforma, será dada uma ligeira inclinação ao pavimento, situando-se a maior cota junto ao edifício, por forma a minimizar as possíveis infiltrações entre o pavimento e as paredes do edifício. A recolha de água será feita através de sumidouros.

Os sumidouros e as caixas de manutenção de cabos estarão ligados ao sistema de coletores através de ramais, em PVC, de diâmetro $\phi 110$ mm.

Os coletores previstos serão todos em PVC e têm um recobrimento mínimo de 1,00 m, valor acima do regulamentado. Em caso de recobrimentos inferiores, será feito um reforço da sua espessura com betão pobre.

Os tubos dos coletores constituirão sempre alinhamentos retos entre câmaras de visita. Em cada mudança de direção será inserida uma câmara de visita, assentes sobre uma camada de areia de 0,15 m de espessura.

Serão utilizados tubos de PVC de diâmetro superior a 90 mm, e entregue à rede pública num diâmetro de 300 mm, ou seja, os diâmetros de todos os tubos empregues na rede situam-se entre estes dois valores, e as suas inclinações mínimas adotadas serão de 2,0%.

A velocidade máxima admissível será de 4,50 m/s e a mínima de 0,50 m/s, de acordo com o regulamento em vigor.

Como as coberturas existentes não possibilitam a existência de descarregadores de superfície, haverá orifícios de descarga por cada tubo de queda, cuja secção será uma vez e meia maior do que o corresponde tubo.

7.2 Bases de cálculo e dimensionamento

A localização do Posto de Seccionamento (Lisboa), insere-se na zona pluviométrica A, à qual correspondem, para um período de retorno de 5 anos, os seguintes parâmetros:

A intensidade de precipitação considerada é de 1,75 l/min.m², para uma duração de 5 minutos. Obtida, de acordo com as considerações sobre o regime de chuvas na região (curvas I-D-F):

$$I(T, t) = a \times t^b = I(5, t) = 259,26 \times t^{-0,562}$$

Em que:

I - Intensidade de precipitação (l/min.m²);

t - Duração da chuvada (minutos);

a,b – Parâmetros das curvas I-D-F

T - Período de retorno (anos);

Considerou-se t = 5 minutos, pelo que:

$$I(5,5) = 1,75 \text{ l/min.m}^2$$

O caudal de cálculo é dado por:

$$Q_c = C \times I \times A_c$$

Em que:

Q_c – Caudal de cálculo (l/min);

C – Coeficiente de escoamento (adimensional). Aquando da área de estudo impermeabilizada este valor, será igual à unidade;

I – Intensidade de precipitação para uma duração de chuvada igual ao tempo de concentração da bacia (l/min.m²). Estas curvas são parametrizadas com base no tratamento estatístico de registos udográficos recolhidos para as diferentes regiões pluviométricas nacionais.

A – Área a drenar em projeção horizontal (m²).

De seguida, é descrito o dimensionamento das várias constituintes do sistema de drenagem de águas pluviais, sendo o cálculo apoiados em peças desenhadas da rede representadas em anexo.

Caleiras e Algerozes

A altura da lâmina líquida no interior das caleiras e dos algerozes não deve ultrapassar 7/10 da altura da sua secção transversal. Sendo este valor garantido com a instalação de descarregadores de superfície.

O valor da inclinação das caleiras será de 1,0%, valor dentro dos limites regulamentados.

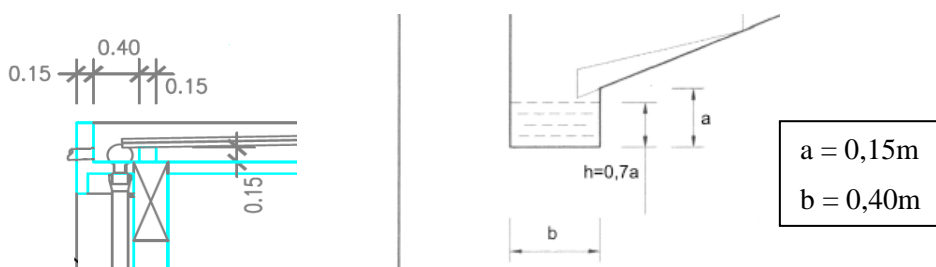


Figura 40 – Caleira do projeto tipo da EDP Distribuição

A capacidade da caleira é dada pela seguinte fórmula:

$$Q_{\text{caleira}} = K \times \left[b \times \frac{7}{10} a \right] \times \left[\frac{A}{b + \frac{14}{10} a} \right]^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}}$$

K – Coeficiente de rugosidade (m^{1/3}s⁻¹);

b – Largura da caleira (m);

a – Altura da caleira (m);

A – Área da caleira (m²);

i – Inclinação da caleira (adimensional).

No cálculo da capacidade das caleiras foi adotado o valor $K=70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e uma inclinação de 1.0 %, obtendo:

$$Q_{\text{caleira}} = 70 \times \left[0,4 \times \frac{7}{10} \times 0,15 \right] \times \left[\frac{0,15 \times 0,4}{0,4 + \frac{14}{10} \times 0,15} \right]^{\frac{2}{3}} \times 0,01^{\frac{1}{2}} = 63 \text{ l/s} = 3780 \text{ l/min}$$

Sendo o cálculo afluyente as caleiras:

Quadro 18 - Caudal das coberturas

Caleira	A (m ²)	Q (l/min)
CL1 (metade da cobertura da Sala GIS)	120	210
CL2 (metade da cobertura da Sala GIS)	120	210
CL3 (cobertura das salas auxiliares)	100	175

Em suma, verifica-se que a secção adotada nos edifícios da EDP Distribuição consegue albergar com uma larga margem todas as águas afluentes.

Tubos de queda

O diâmetro dos tubos de queda adotados no projeto tem como diâmetro 11cm, acima do mínimo recomendado 5cm. Sendo o diâmetro constante ao longo de todo o desenvolvimento. No Posto de Seccionamento existem um total de 6 tubos de queda, dois por cada caleira. Tendo como caudal máximo 105 l/min.

Segundo a norma europeia EN 12056-3, a capacidade dos tubos de queda é dada pela expressão abaixo, sendo idêntica à utilizada para o dimensionamento de tubos de queda de esgoto doméstico mencionada no Regulamento Geral:

$$Q_{\text{tubo queda}} = 2,5 \times 10^{-4} \times K^{\frac{1}{6}} \times D^{\frac{8}{3}} \times t_s^{\frac{5}{3}}$$

$Q_{\text{tubo queda}}$ – caudal do tubo de queda (l/s);

K - rugosidade do tubo (mm), assume-se 0,25 mm;

D - diâmetro interno da tubagem (mm);

t_s - taxa de ocupação, considerada uma taxa de ocupação 1/3.

Sendo a capacidade de cada tubo de queda dada por:

$$Q_{\text{tubo queda}} = 2,5 \times 10^{-4} \times 0,25^{\frac{1}{6}} \times (110 - 2,2 \times 2)^{\frac{8}{3}} \times \frac{1}{3}^{\frac{5}{3}} = 7,9 \text{ l/s} = 475 \text{ l/min}$$

Verifica-se que apenas um tubo de queda é suficiente para escoar toda a água afluyente, em cada caleira. Mas, por motivos de segurança, em caso de ocorrência de grandes precipitações, num curto espaço de tempo, introduzem-se dois tubos de queda em cada caleira.

Coletores do Posto de Seccionamento

Os coletores pluviais são dimensionados para a secção cheia respeitando as inclinações regulamentares, pois não existe a necessidade de garantir um escoamento uniforme em superfície livre.

O caudal resultante da precipitação nas vias é dado por:

$$Q_V = C_V \times I \times S_V = 0,95 \times 1,75 \times 1834,1 = 3049,8 \text{ l/min}$$

C_V - coeficiente de escoamento para as vias em betuminoso ($C=0.95$)

I - intensidade de precipitação (mm/h)

S_V - área de pavimentação, em projeção horizontal (m²)

O dimensionamento dos diversos colectores pluviais, constituintes da rede de drenagem é feito por base uma determinada área impermeável, em toda a envolvente do edifício, pertencente à EDPD, uma vez que toda a área é revestida a betuminoso, pavimento que tem uma reduzida porosidade. Foram criadas diversas áreas de drenagem, Figura 41, por forma a calcular o colector predial necessário entre cada câmara de visita.

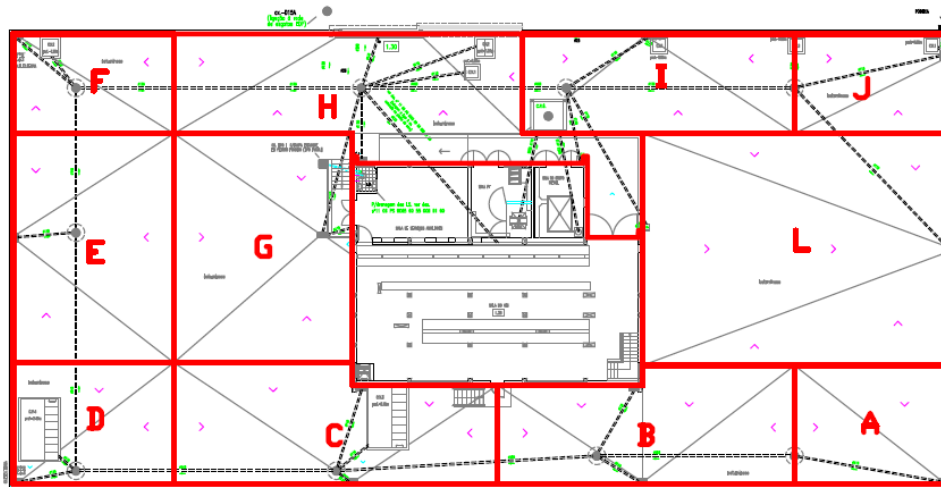


Figura 41 - Áreas de Drenagem do parque exterior

Através da fórmula de Manning-Strickler, cuja expressão é mencionada de seguida, obtém-se as capacidades de escoamento de cada coletor:

$$Q = K \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i}$$

Em que:

Q – caudal afluyente (m³/s);

K – coeficiente de rugosidade, para PVC, $K = 120 \text{ m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{s}^{-1}$;

S – secção molhada (m²);

R – raio hidráulico (m);

i – declive (m/m).

As inclinações utilizadas foram consideradas tendo em conta o reduzido espaço disponível e a compatibilização com as outras redes (sobretudo agrupamentos de tubos, destinados à passagem de cabos), tendo sido adotado um valor de 2% para o ramal de ligação e para os coletores prediais. Os coletores prediais serão executados em PVC.

Para obtenção dos diâmetros dos coletores foi utilizada a seguinte formula:

$$D = \left(\frac{Q}{0,312 \times K \times \sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \text{ m}$$

No Quadro 19, para as diferentes áreas de drenagem, encontram-se os caudais recolhidos e os respetivos diâmetros necessários para o escoamento das águas afluentes.

Quadro 19 - Caudais e coletores obtidos nas diversas áreas do Posto de Seccionamento

	Área (m ²)	Caudal (l/s)	i (%)	D. Coletor (mm)	D. Adotado (mm)
A	92,8	154,3	2	74	110
B	164,0	272,7	2	92	110
C	182,6	303,6	2	96	110
D	98,9	164,4	2	76	110
E	186,3	309,7	2	96	110
F	81,1	134,8	2	71	110
G	211,1	351,0	2	101	110
H	240,0	399,0	2	106	110
I	137,3	228,3	2	86	110
J	78,0	129,7	2	69	110
L	359,6	597,8	2	123	125
Total	1831,7	3045,2			

Tendo sido adotado na ligação entre os sumidouros e as câmaras de visita, tubo de PVC de diâmetro 110 mm, salvo nos sumidouros das áreas “L” e “G”, que foi usado tubo de diâmetro 125 mm devido ao caudal acumulado nesse espaço.

Quadro 20 - Diâmetro dos coletores adotados

Coletor	Caudal (l/s)	i(%)	D. Coletor	D. Adotado
AB	154,3	2	74	110
BC	531,9	2	118	125
CD	940,5	2	146	160
DE	1104,9	2	155	160
EF	1414,6	2	170	200
FH	1549,5	2	176	200
JI	727,5	2	133	160
IH	1148,3	2	157	160
H-->Ext.	3640,2	2	243	300

Indica-se no Quadro 20, que o diâmetro máximo adotado é de 300 mm, este que vai interligar a rede privada à rede pública.

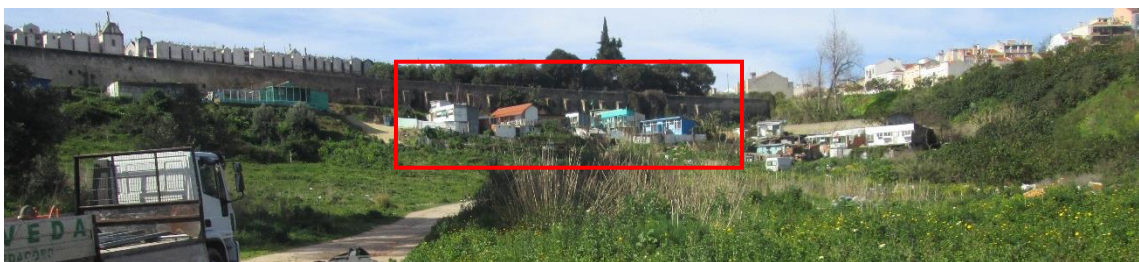
Conclusões

No capítulo da rede de drenagem, para além do dimensionamento de toda a Rede de Drenagem Pluvial do Posto de Seccionamento, salienta-se o contributo dado no dimensionamento da Rede Drenagem Águas Pluviais Publica, futuramente pertencentes à Câmara de Lisboa, nas imediações do Posto de Seccionamento, que após aprovação pelo gestor de obra Eng.º André Lousinha, foi entregue ao projetista da REN (Quadrante) e devidamente aprovado pelo mesmo. Esta projeção teve como principal particularidade a entrega das águas pluviais recolhidas, no espaço pertencente à EDP Distribuição à rede pública, numa cota 3 metros abaixo da cota da plataforma, por forma a ter todo o escoamento das águas por gravidade. A entrega à rede pública efetua-se numa profundidade considerável devido às diversas condicionantes existentes no desenvolvimento da rede, estas que por sua vez não conseguem ser eliminadas ou evitadas devido à sua necessidade para o correto funcionamento das instalações. Das condicionantes encontradas salienta-se a elevada quantidade de tubos (para passagem de cabos) existentes no subsolo que originou em alguns metros do traçado da rede uma alteração da cota do desenvolvimento dos coletores. O fator de maior peso na elaboração do estudo foi garantir o escoamento de todo o caudal de forma gravítica, sendo o principal entrave, para atingir este objetivo, a drenagem do piso técnico.

Em anexo encontram-se os respetivos perfis longitudinais e a planta da rede de drenagem de águas pluviais realizados durante o decorrer do estágio.

8 Acompanhamento da construção do Posto Seccionamento do Alto São João

Durante os últimos dois meses da minha passagem pela EDP Distribuição, foi possível acompanhar a execução do projeto que até à data tinha sido desenvolvido. Este último passo foi fundamental para perceber o porquê da existência da regulamentação (ex: O valor do recobrimento das armaduras). Aquando da minha chegada, no início de Março de 2015, foi realizada uma visita ao local de implantação do Posto de Seccionamento, sendo visível, na Fotografia 1, o cenário existente no local. Sendo este um local problemático, existiu a permanência das autoridades ao longo da demolição das construções clandestinas.



Fotografia 1 - Local implantação do Posto Seccionamento - 5/03/2015

Após realização das tarefas de demolição e depósito dos resíduos em aterros certificados, foi realizada a decapagem do terreno com vista a sua posteriori escavação e aterro, por forma a obter a cota final pretendida, Fotografia 2. O trabalho realizado até esta fase foi realizado na sua totalidade pelo empreiteiro da REN – Redes Energéticas Nacionais. A transformação da paisagem, Fotografia 1 para Fotografia 2, foi realizada em aproximadamente 3 meses, enquanto isso, o Departamento de Projeto e Construção da EDPD, desenvolveu todos os Projetos relacionados com o Edifício de apoio a distribuição de energia.



Fotografia 2 - Cota final da plataforma e assinalado o local do futuro Posto de Seccionamento

Após escavação da zona do edifício, foi executado uma rede geral de terras única para toda a instalação, com um cabo de cobre nu de secção de 95mm², Fotografia 3, esta colocada numa profundidade de pelo menos 1,0 m abaixo do solo, passando esta abaixo das sapatas e vigas de fundação, com o objetivo de permitir um correto escoamento das correntes indesejadas que possam ocorrer no sistema de energia no Posto de Seccionamento – PS, podendo ter origem interna (posto de seccionamento) ou externa (descargas atmosféricas).



Fotografia 3 - Execução de cofragem e armaduras de sapatas e vigas de fundação PS Alto São João

Após colocação da malha quadrada de cobre ao longo de toda a fundação, foi devidamente coberta com terra vegetal (recomendado pelo Departamento de Equipamento). Após a compactação do solo com utensílios destinados ao mesmo, foi depositado uma camada de 5cm de betão de limpeza.

Acima desta camada de recobrimento, de betão pobre, foram introduzidas as armaduras das sapatas, dos pilares e das vigas de fundação. Estes últimos elementos foram moldados fora do local de aplicação devida a melhor facilidade de trabalhabilidade do mesmo, permitindo desta forma um melhor rendimento da atividade.

Ao aço empregue nas armaduras, antes da sua aplicação, foi verificado as suas características e origem, Figura 42 e Fotografia 4, de acordo com o Decreto-Lei n.º 390/2007 de 10 de Dezembro.

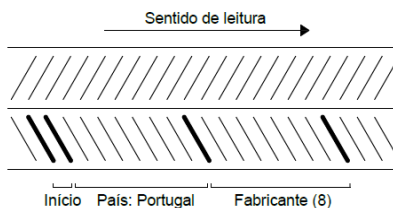


Figura 42 - Exemplo de código de marcas de identificação de varões



Fotografia 4 - Identificação do país de origem e fabricante

Foi possível verificar que todos os aços aplicados em obra encontravam-se listados no anexo, da lista dos Documentos de Classificação de aços para armaduras de betão armado, em vigor em Portugal, indicam-se nessa lista também a gama de diâmetros e as marcas de identificação dos varões.

Nas visitas realizadas, ao estaleiro da obra, foi possível verificar a dificuldade que existe em dobrar e cortar ferro manualmente com diâmetro igual ou superior a 12mm. Aquando da utilização de diâmetros desta natureza há necessidade de recorrer a meios mecânicos para executar esta tarefa.

Aquando da aplicação das armaduras nos diferentes elementos estruturais foi possível verificar o correto posicionamento das armaduras, existindo um espaçamento entre as armaduras e os materiais adjacentes (betão de limpeza e cofragem), como se pode ver na Fotografia 5.



Fotografia 5 – Tipo de espaçadores (fotografia central) e Aplicação espaçadores (Fotografia direita e esquerda)

Os espaçadores, Fotografia 5 (Central), foram dispostos e fixados firmemente às armaduras por forma a garantir a sua permanência na posição pretendida ao longo da betonagem e a vibração, os espaçadores permitem não alterar o desempenho funcional e a durabilidade do elemento estrutural e são colocados de forma a não impedirem a colocação e vibração adequada do betão, mantendo o espaçamento especificado no projeto.

Na fotografia 5 (direita) é possível observar um esticador adequado à solução utilizada, uma vez que permite uma adequada fixação da espessura da parede durante a betonagem e a compactação.

Sendo o objetivo da utilização de espaçadores garantir o recobrimento especificado no projeto, logo a sua colocação deve ser feita no varão que se encontra mais saliente em cada peça. Algo que não aconteceu em alguns elementos, Fotografia 6, e foi pedido a correção deste posicionamento.



Fotografia 6 - Espaçadores colocados de forma errada

O deficiente recobrimento, Fotografia 6, teve a sua principal origem na moldagem das armaduras, por não se ter verificado se aquando da sua aplicação existiria recobrimento suficiente entre as armaduras mais salientes e a cofragem. Este lapso também poderia ser evitado tendo um projeto estrutural mais detalhado, sendo referenciado o valor do afastamento entre varões e recobrimento em zonas críticas.

A falta de recobrimento que possa vir a existir em alguns elementos originará uma redução da durabilidade face à corrosão, permitindo mais facilmente a permeabilidade aos gases (CO_2) e aos líquidos (Cl^-).

Outra tarefa acompanhada ao longo do período de estágio foi a betonagem de diversos elementos, e os respetivos ensaios realizados antes da aplicação do betão nestes elementos. Os ensaios observados antes do início de cada betonagem foram dois. Para avaliação da qualidade e do desempenho mecânico, foram realizados ensaios aos betões, no estado fresco, de abaixamento no cone de Abrams e massa volúmica e, no estado endurecido, de resistência à compressão.

Ensaio de abaixamento (Slump) - NP EN 12350-2

O ensaio para determinação do abaixamento, utilizando o cone de Abrams, foi executado de acordo com os princípios indicados na norma NP EN 12350-2 (2002).

Os utensílios, Figura 43, para a realização deste ensaio devem-se encontrar humedecidos aquando da execução do ensaio. A superfície horizontal (placa metálica de apoio ao cone) tem que se encontrar nivelada. Aquando do preenchimento do molde, este tem que se manter firme contra a superfície horizontal, tendo para isso duas saliências para pousar os pés acima, por forma a ter uma correta fixação.



Utensílios:

- Molde para moldar o provete –
 $D_{base} = 20 \text{ cm}$; $D_{topo} = 10 \text{ cm}$; Altura = 30cm.
- Varão de compactação
- Funil
- Fita métrica
- Placa/Superfície
- Colher
- Cronómetro

Figura 43 - Utensílios - Ensaio Slump

O cone é preenchido em três camadas distintas, de alturas aproximadas, sendo cada uma compactada com 25 pandas, sendo estas distribuídas uniformemente sobre a secção transversal da camada, com recurso ao varão de compactação. Ter em atenção aquando da compactação ir ao encontro da camada imediatamente circunjacente, procedimentos na Figura 44.

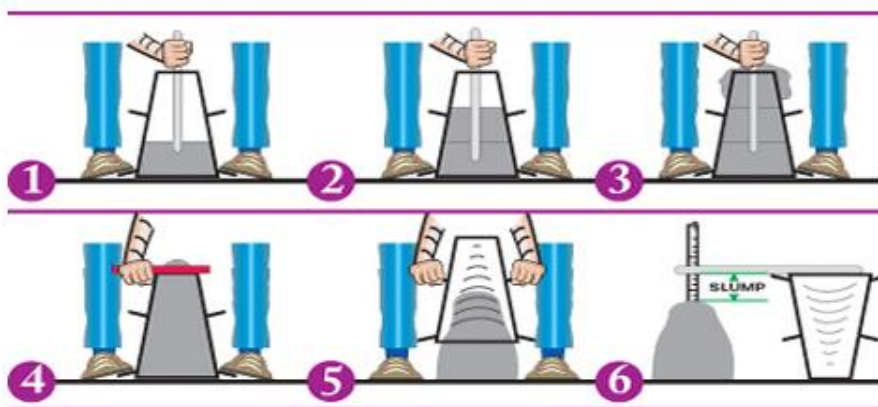


Figura 44 – Procedimento Ensaio Abaixamento

Quando o cone é removido subindo-o, o abaixamento do betão, estabelece a medida da sua consistência. Sendo que este valor tem que estar dentro dos valores mencionados no Quadro 21.

Quadro 21 - Abaixamento NP EN 206

Classe	Abaixamento (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3*	100 a 150
S4	≥ 160 (160 a 210)
S5	≥ 220

* Classe recomendada na NP EN 206 e exigida pela EDP

Distribuição



Fotografia 7 - Ensaio Abaixamento

A operação de desmoldagem foi realizada em menos de 10s, através de um movimento firme para cima sem transmitir movimentos laterais ou torsionais ao betão, nos ensaios aprovados. Para não existir falhas neste ponto é necessário um operário com experiência, algo que foi constatado na observação do ensaio.

Os ensaios só foram considerados validos no caso de se verificar um abaixamento verdadeiro, no qual o betão permanecia substancialmente intacto e simétrico, Fotografia 7 e Figura 45 a).

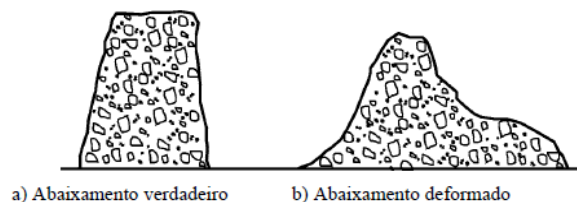


Figura 45 - Formas de abaixamento - NP EN 12350-2

Todos os ensaios realizados, desde o início do enchimento até à remoção do molde, foram executados num tempo inferior a 150s, e sem interrupções, tal como mencionado na NP EN 206.

O valor do abaixamento foi medido de acordo com a Figura 44 (6).

Ao longo dos vários ensaios, em diferentes dias, foram considerados alguns ensaios nulos, uma vez que o abaixamento se encontrava deformado, Figura 46 b), nestes casos colheu-se nova amostra e repetiu-se todo o procedimento. Nunca foi repetido mais do que uma vez o ensaio. Os abaixamentos deformados resultavam do mau procedimento na retirada do cone, Figura 44 (5), em que o executante não retirava através de um movimento firme para cima sem transmitir movimentos laterais ou torsionais ao betão o respetivo molde. Ou, aquando da descarga do betão este não se encontrar misturado da melhor forma, e ao registar um valor anómalo, foi pedido ao camionista

uma mistura mais intensiva e recolhida uma nova amostra, e após esta agitação registaram-se valores normais. Este ensaio foi repetido em todos os camiões de betão pronto descarregados em obra.

Revelou-se de elevada importância este ensaio de abaixamento, porque em alguns camiões foi visível nos primeiros quilos de betão pronto, alguma segregação do betão, e quanto se constava este fenómeno, era pedido ao motorista do camião um aumento da rotação da autobetoneira.

Ensaio de compressão do betão

Durante a execução do projecto, além do ensaio anterior, foi realizado outro ensaio com o objectivo de controlar a qualidade do betão aplicado na obra, ensaio de compressão. O ensaio de abaixamento é de resultados imediatos “in situ”, enquanto este segundo de compressão do betão os resultados são conhecidos no mínimo três dias após a data do fabrico da amostra.

A resistência à compressão dos provetes, do Posto de Seccionamento, é determinada levando à rotura cubos, de 15 cm de aresta, Figura 47, feitos com uma amostra colhida no decurso da betonagem, compactados da mesma forma que na obra, Figura 49, e conservados no estaleiro da obra num local apropriado.

Os procedimentos seguidos na recolha dos provetes foram:

- Aceleração do centrifugador do camião de betão, durante cerca de 1min. (com o objetivo da amostra ser o mais homogénea possível, sem ocorrência de segregação);
- Retirada para um recipiente uma quantidade suficiente para o preenchimento das amostras;
- Pulverização dos moldes das amostras com produto descofrante;
- Identificação de todos os provetes (Papel colocado no fundo de cada provete), Figura 48;
- Preenchimento de todos os provetes e compactação (com vibrador) de cada um deles, Figura 49.
- Por fim, os provetes são armazenados em locais com uma temperatura idêntica ao local onde foi colocado o betão, o mesmo onde foram recolhidas as amostras.



Figura 46 - Provetes de recolha



Figura 47 - Colocação da identificação no fundo dos provetes



Figura 48 - Vibração e preenchimento dos provetes

Após chegar os 7 dias de idade são submetidos dois provetes a ensaios de compressão, e sucessivamente aos 14 e 28 dias.

O pedido mais corrente para realização dos ensaios à compressão é aos 7 e 28 dias, visto que aos 7 dias o betão já terá ganho cerca de 65% da sua resistência e aos 28 dias a maioria dos provetes de betão alcançam a resistência pretendida. Porém o endurecimento vai aumentando com a idade do betão.

A solicitação do pedido dos resultados, dos provetes ensaiados à compressão, na EDP Distribuição é feita aos 7, 14 e 28 dias. É acrescentado o pedido do valor aos 14 dias, devido ao curto espaço de tempo disponibilizado para execução dos Projetos de Engenharia Civil. Assim este valor intermédio permite-nos saber se a tensão de compressão existente tem um valor mínimo admissível para se poder retirar os escoramentos dos elementos que foram betonados com o betão da amostra recolhida.

Após a receção dos resultados do laboratório, da central de betão pronto, foram analisados os valores obtidos nos ensaios à compressão, conjuntamente com os valores de referência da resistência à compressão, Quadro 22, mencionados na NP EN 206-1, sendo apenas mencionadas as resistências características mínimas em cubos, uma vez que não foram utilizados provetes em forma de cilindros.

Quadro 22 – Classes de resistência à compressão

Classe de resistência à compressão	Resistência característica mínima em cubos (N/mm ²)
C20/25	25
C25/30	30
C30/37	37

Produto	Dt Fabrico	LABCONTROL V1.23 - Departamento Técnico de Produto					Força Tensão	
		Slump (mm)	Secção (cm ²)	Massa (kg)	Id	Dt Ensaio	(kN)	(MPa)
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	10-07-2015	130	225	8,02	7	17-07-2015	644	28,6
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	10-07-2015	130	225	7,99	7	17-07-2015	691	30,7
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	10-07-2015	150	225	7,97	7	17-07-2015	650	28,9
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	10-07-2015	150	225	7,83	7	17-07-2015	662	29,4
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	10-07-2015	150	225	7,84	7	17-07-2015	667	29,6
C20/25 X0(P) C10,4 D22 S3	14-07-2015	130	225	7,76	7	21-07-2015	412	18,4
C20/25 X0(P) C10,4 D22 S3	14-07-2015	130	225	7,77	7	21-07-2015	426	19,1
C20/25 X0(P) C10,4 D22 S3	14-07-2015	130	225	7,81	14	28-07-2015	542	24,1
C20/25 X0(P) C10,4 D22 S3	14-07-2015	130	225	7,88	14	28-07-2015	536	23,8
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	24-07-2015	130	225	7,98	7	31-07-2015	693	30,8
C30/37 XC2(P) C10,4 D22 S3	24-07-2015	130	225	7,92	7	31-07-2015	673	29,9

Figura 49 - Resultados de ensaios à compressão dos provetes realizados em Julho 2015

Os resultados obtidos dos ensaios a compressão foram benéficos, sobretudo do ponto de vista do rendimento da obra e consequentemente na redução do tempo de execução da estrutura. Uma vez que permitiu a descofragem e retirada de escoramentos num tempo mais reduzido do que o habitual.

Analisando a Figura 49, verificamos que os ensaios de abaixamento obedecem na sua plenitude aos valores mencionados na NP EN 206, estando os valores compreendidos entre 10cm e 15cm, sendo estes valores arredondados ao cm aquando da medição. As dimensões dos provetes são de 15 cm de aresta, tendo uma área de 225 cm² (15cm*15cm), cada um deles. Outro ponto que se atesta é a massa das amostras C30/37 aos 7 dias de idade ser superior ao das amostras C20/25, algo já esperado uma vez que a classe de exposição de primeiro é XC2 e do segundo XC0, tendo por metro cubico 300Kg e o segundo uma quantidade inferior a este, segundo NP EN 206-1 Anexo F. A primeira ilação que podemos retirar ao comparar a Força aplicada com a Tensão é que ambas são proporcionais, ou seja, quando uma cresce a outra também, algo é definido pela formula $Tensão=Força/Área$.

Os valores de tensão aos 7 dias de idade do betão C30/37 foram aproximadamente de 30MPa, enquanto os provetes de betão C20/25 foi de cerca de 20MPa. Aos 14 dias de idade, só foi possível obter o resultado no betão C20/25 (aprox. 24MPa). Não se conseguiu ter aos 14 dias de idade a resistência, de 30 MPa, necessária para se poder retirar os escoramentos nos elementos construídos

com este betão. Verifica-se que nos 7 primeiros dias a resistência à compressão tem um crescimento mais elevado diário, do que nos 7 dias seguintes, concluído que a resistência ao longo do envelhecimento tem um crescimento cada vez mais reduzido.

Chegamos a conclusão que os fatores que influenciam a retração de secagem são a relação de dosagem de água e cimento, aumentando a retração quando se reduz a quantidade de água, uma vez que a evaporação será menor. A humidade relativa do ar, este fator altera a velocidade de evaporação da água e desta forma o valor e a duração da retração. E por último, a forma e a dimensão das peças, sendo maiores as peças, menor é a superfície exposta e conseqüentemente menor é a evaporação de água, levando o valor da retração a ser menor e a ser desenvolvido num maior espaço de tempo este fenómeno.

9 Conclusão

A atividade desenvolvida ao longo do estágio realizado foi centrada no dimensionamento dos diversos elementos estruturais do Posto de seccionamento, situado em Lisboa, junto ao cemitério do Alto de São João. Em cinco meses, este estágio permitiu acompanhar as principais fases de realização de um projeto de estruturas, que culminou na conceção de uma estrutura funcional respeitando o Projeto de Arquitetura e o Projeto do Departamento Equipamento. A participação neste projeto permitiu a aplicação prática de conhecimentos teóricos adquiridos em contexto académico, bem como a inserção num ambiente de trabalho de elevado grau de exigência. O trabalho foi desenvolvido num local onde o quotidiano se centra na realização de Projetos e no acompanhamento da execução dos mesmos em obra, revelando-se a conjugação destes pontos uma mais-valia na aprendizagem e aquisição de conhecimentos.

O primeiro mês de estágio serviu fundamentalmente para a integração no grupo de trabalho e para aprofundar conhecimentos sobre o Grupo EDP, mais detalhado da empresa EDP Distribuição, e dos diversos objetivos da Direção de Projeto e Construção (DPC), cujo Departamento Subestações de Engenharia Civil – Sul (SEECS) tem como principal função a construção, reparação e remodelação de Subestações, Postos de Corte e Postos de Seccionamento.

Ao longo do segundo mês de permanência no Departamento, foi-me dado a conhecer o Projeto de Arquitetura do Posto de Seccionamento, desenvolvido pela Arq. Mariana Neto e pelo Eng.º André Lousinha, orientador do estágio. Nesta fase, o projeto possuía os alçados exteriores do edifício e respetivos acabamentos finais. O pré-dimensionamento da geometria das vigas e das lajes, como se poderá constatar ao longo do relatório, é da minha autoria, com respetiva validação atribuída pelo Orientador. A geometria dos elementos estruturais interiores fora definida pelo Eng.º André Lousinha. O Departamento de Equipamentos, pediu o ajustamento de alguns elementos estruturais, devido à sua localização e dimensão, que poderiam futuramente dificultar a instalação de alguns equipamentos, logo estes foram devidamente ajustados na sequência do pedido. O dimensionamento do Edifício foi realizado com recurso ao programa de cálculo SAP2000, no qual foram inseridos os materiais, a geometria dos elementos estruturais e as cargas que futuramente serão colocadas no interior do edifício. As cargas atuantes no edifício foram definidas pelo Departamento de Equipamento. As restantes cargas foram introduzidas com base na regulamentação nacional existente.

Ao longo do dimensionamento do edifício, foram encontrados elementos estruturais que exigiram uma análise mais cuidada, como a viga VL10 e a respetiva laje adjacente que se encontra numa cota inferior às restantes. A geometria desta viga apresenta a particularidade de possuir aberturas para

passagem de cabos da Sala Auxiliar para a Sala do GIS. Os espaços vazios criados na viga afetam a sua resistência. De modo a minimizar os impactos foram escolhidos locais de impacto reduzido, ou seja, onde o momento fletor e o esforço transversal são de menor valor. A única limitação que foi imposta pelo Departamento de Equipamento foi a área total destas aberturas. Após análise das várias condicionantes impostas e depois da obtenção de várias hipóteses de resolução, a solução para o problema foi da autoria do signatário, tendo-se optado pela existência de duas secções de vigas, uma quando da existência de abertura e outra no caso contrário.

Outra particularidade identificada na estrutura do Posto está relacionada com as vigas de cobertura da Sala de GIS, com um vão de 10 metros, originando um elevado momento fletor na secção de meio vão, o que motivou a introdução de uma armadura significativa num curto espaço. Para definir a melhor forma de materializar esta armadura foram consultados manuais da especialidade e regulamentação.

O facto de se tratar de um projeto com muitos pormenores construtivos, tornou necessárias diversas revisões, atualizações e correções das várias peças desenhadas, realizadas pelo signatário sob análise do Eng.º André Lousinha.

Um outro aspeto importante, equacionado ao longo do projeto, foi a tentativa de facilitar ao máximo a execução do trabalho em obra. De forma a concretizar este objetivo, procurou-se uniformizar os elementos e soluções usadas no edifício, de modo a diminuir a necessidade de mão-de-obra e, conseqüentemente, o custo de execução.

A criação de perfis longitudinais das Redes de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais no Posto de Seccionamento foram adicionados ao projeto como um dos contributos mais importantes do estágio realizado. Estes perfis foram elaborados com base na regulamentação vigente e aprovados pelo Projetista da REN (Quadrante). Esta etapa do projeto revela-se de elevada utilidade uma vez que no futuro será construída uma Subestação e se procederá à ampliação do Posto de Seccionamento. Com estes elementos presentes, teremos um cadastro das redes de drenagem, evitando assim que seja necessária a deslocação de uma equipa da EDP Distribuição ao local fazer o levantamento destes elementos. Neste ponto, foi requisitado pelo Eng.º André Lousinha o dimensionamento da Rede de Drenagem de Águas Pluviais sem necessidade de implementar um poço de recolha de águas na cave e, conseqüentemente, dois equipamentos de bombagem. Deste modo atingiu-se uma profundidade máxima de 2,75 m na última câmara de visita antes da inserção na rede pública.

Ao longo do estágio houve oportunidade de participar em diversas reuniões de obra referentes à fase inicial dos trabalhos de execução deste projeto. Foi assim possível constatar as dificuldades no cumprimento de prazos por parte dos prestadores de serviços externos, esta devido ao reduzido

tempo de execução e à necessidade de um número de mão-de-obra acima do normal, num curto espaço de trabalho.

À medida que se avançava na execução do trabalho foram identificadas dificuldades para as quais foram encontradas soluções, procurando-se sempre a opção que melhor correspondia ao pretendido.

Realça-se pela sua importância a forte relação existente entre os projetos de estruturas, o de arquitetura e de equipamento, que torna necessário o desenvolvimento destes projetos de forma conjunta e interativa. Apenas dessa forma é possível conceber uma estrutura que seja, ao mesmo tempo, segura e com uma conceção estrutural eficaz e devidamente funcional.

A nível de ensaios foram acompanhados diversos ensaios de abaixamento no cone de Abrams, medida indireta da importante propriedade trabalhabilidade, e propriedades no estado endurecido como resistência à compressão, porosidade e compacidade. Foi possível ver o estado do betão antes da sua aplicação, sendo verificado por vezes a segregação e outras vezes o excesso de viscosidade, muito devido à deficiente mistura que é realizada antes da retirada do betão da autobetoneira.

A solução mais utilizada para avaliar o controlo de qualidade do betão durante a construção é o recurso a ensaios de compressão de provetes moldados normalizados (cubos ou cilindros). Nas obras da EDP Distribuição são recolhidos cubos, e ensaiados a compressão em três datas diferentes de modo a saber qual a força suportada por cada provete, e conseqüentemente a tensão de cada amostra. Permitiu comprovar a qualidade do material empregue e as datas possíveis de retirada de escoramento.

Serviram como referência para a realização deste trabalho os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico, na Licenciatura e no Mestrado, pesquisa pessoal, experiências profissionais realizadas nas interrupções letivas, bem como o apoio de profissionais de percurso exemplar.

De uma forma geral, todos os objetivos do trabalho foram atingidos, contribuindo claramente para a consolidação de conhecimentos anteriormente adquiridos e para a aquisição de novas competências. Todos esses fatos fizeram com que este estágio se tornasse extremamente enriquecedor para o signatário ao nível de formação profissional e pessoal.

Referências bibliográficas

A. CARLOS, 2012 - *Análise da influência das zonas sísmicas e classes de ductilidade no projecto de estruturas de edifícios*, IST, Lisboa.

COUTINHO, A. DE SOUSA, 1997 - *Fabrico e Propriedades do Betão Volume II. Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Lisboa.

FRAGOSO, M.; BARROS, M., 2005 - *Espectros De Resposta de Movimentos Sísmicos Consistentes com Histórias de Deslocamentos, Velocidades e Acelerações*, Engenharia Civil, UM.

CANDEIAS, M., 2012 - *Projecto de Fundações e Estruturas de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo*, ISEL, Lisboa.

CARVALHO, E. 2010 - *Eurocódigo 8 - Acção Sísmica e Edifícios*, LNEC, Lisboa.

COELHO, F. 2010 - *Análise e dimensionamento à Acção Sísmica*, IST.

Decreto-Lei nº 349-C//83, de 30 de Junho. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Porto Editora.

Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora.

LNEC, 2006 -, *Espaçadores para armaduras de betão armado*.

LIMA, J., MONTEIRO, V. & PIPA, M. 2009 - *Betão Armado. Esforços transversos, de torção e de punçoamento*, LNEC, Lisboa.

GOMES, A; VINAGRE, J. 1997 – *Betão Armado e Pré-Esforçado I - Tabelas de Cálculo*, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa.

GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão atualizada segundo o EC2.

BARROS, H., & FIGUEIRAS J. 2010 - *Tabelas e Ábacos de dimensionamento de Secções de Betão Solicitados à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*, FEUP Edições, Porto.

MARCHÃO, C., & APPLETON, J. (s.d.). *Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 2 - Lajes de Betão Armado*", IST, Lisboa.

MARCHÃO, C., & APPLETON, J.. - *Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 5 - Verificação do comportamento em Serviço (Estados Limites de Utilização - SLS)*, IST, Lisboa.

MEDINA, S. 2010 - *Projecto de execução de estruturas de um Edifício de Betão Armado*”, ISEL, Lisboa.

EN 12056-3, 2000 - *Gravity drainage systems inside buildings - Part 3: Roof drainage, layout and calculation*, CEN.

EDP-D, 2015 – *Caderno Encargos Construção Civil*, Departamento de Projeto e Construção, EDP- Distribuição.

PEDRO, B., 2013 - *Lar Militar – Projecto de Execução*, ISEL, Lisboa

SANTOS, P. 2010 - *Projecto de estruturas de um edifício dimensionamento de acordo com os eurocódigos EC1, EC2 e EC8*, IST,Lisboa.

TORRES, J. A. A. 2005 – *Sistemas de drenagem em Edificações: Águas servidas e pluviais*. ,Livros Horizonte, Lisboa.

NP EN 1990: 2009; *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*, CEN, Bruxelas.

NP EN 1991-1-1:2009; *Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, CEN, Bruxelas.

NP EN 1992-1-1:2010; *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, CEN, Bruxelas.

NP EN 1997-1:2010; *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais*, CEN, Bruxelas.

NP EN 1998-1:2010; *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, CEN, Bruxelas.

NP EN 206-1:2007; *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, CEN, Bruxelas.

Anexos

Projeto – Posto Seccionamento Alto de São João