

INCIDÊNCIAS CONSTRUTIVAS DE GRANDES APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS. O CASO DE RIBEIRADIO-ERMIDA NO RIO VOUGA

ERNESTO NUNO GONÇALINHO DA SILVA RODRIGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau
de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL - ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

JANEIRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Às pessoas da minha vida.

“A felicidade consiste em dar passos na direção de si próprio e ver o que se é.”

José Saramago

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto, pela simpatia, tempo dedicado e perseverança demonstrada. Devo-lhe a realização desta dissertação do primeiro ao último momento.

Aos meus pais, que sempre trabalharam e lutaram para que nunca me faltasse nada, por todo o orgulho, confiança, investimento, paciência e apoio transmitido, em especial nos maus momentos. Espero um dia conseguir retribuir todo o amor que me deram até hoje.

À Margarida pelo seu apoio incondicional, presença, paciência e compreensão. É o meu presente e o meu futuro.

À equipa da EDP Produção presente no estaleiro da obra, pela disponibilidade demonstrada e pela facultação da documentação técnica indispensável.

Aos meus falecidos avós, que infelizmente não tiveram a felicidade de me ver formado.

O meu sincero Obrigado.

RESUMO

A dissertação apresentada tem como objetivo a análise das incidências construtivas de grandes aproveitamentos hidroelétricos, em particular, do Aproveitamento Hidroelétrico de Ribeiradio Ermida. Este tipo de empreendimentos, desde a conceção à execução, são projetos tecnicamente muito complexos, e são poucas as pessoas que têm a oportunidade de acompanhar e apreender o conhecimento envolvido. Assim, é importante que todo o conhecimento adquirido seja registado e se possível transmitido.

Começa-se por apresentar os diversos tipos de aproveitamentos e os diversos procedimentos e técnicas que permitem a sua construção.

Posteriormente, é apresentado um caso real, que serviu de base de apoio para o desenvolvimento do tema aqui exposto, o Aproveitamento Hidroelétrico de Ribeiradio Ermida, seguindo-se a descrição da obra, métodos construtivos e algumas técnicas utilizadas em várias fases da construção.

São também exemplificados casos em que, devido às dificuldades que diariamente se fazem sentir na construção de uma obra desta dimensão, são necessárias constantes alterações no projeto e nos trabalhos de construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Aproveitamento Hidroelétrico, Incidências Construtivas, Barragem, Ribeiradio, Ermida

ABSTRACT

The main goal of this thesis is the analysis on construction processes of large hydroelectric power plants, in particular, the construction of Hydroelectric Plant of Ribeiradio - Ermida in Portugal. From the conception to the execution, these projects are highly interesting technically and just a few people have the opportunity to accompany and apprehend the knowledge involved. So, it is importante that all the experience is registered and, if possible, transmitted.

This document starts by presenting the various types of dams and the various procedures and techniques that allow its construction.

Subsequently, a real case is presented, which forms the support basis for the development of the subject shown here, the construction of Hydroelectric Plant of Ribeiradio – Ermida, along with the description of the work, of the construction methods and some techniques used at various stages of construction.

It are also exemplified some cases where, due to the daily difficulties that are felt in the construction of a undertaking of this size, it brings constant changes in the project and construction work.

KEYWORDS: Hydroelectric, Construction Processes, Dam, Ribeiradio, Ermida.

.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETO, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2. BASES DO TRABALHO DESENVOLVIDO	2
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DEFINIÇÃO	5
2.2.1. VANTAGENS	5
2.2.3. DESVANTAGENS	6
2.3. CLASSIFICAÇÃO	6
2.3.1. CAPACIDADE DE REGULARIZAÇÃO	7
2.3.2. QUEDA	7
2.3.3. DESENVOLVIMENTO DO CIRCUITO HIDRÁULICO	7
2.3.3. POTENCIA INSTALADA	7
2.4. ELEMENTOS CONSTITUINTES	7
2.4.1. BARRAGEM DE BETÃO	7
2.4.1.1. Fim a que se destina	7
2.4.1.2. Modo como se realiza a retenção	8
2.4.1.3. Configuração estrutural	8
2.4.1.3. Regulamento de Segurança de Barragens	12
2.4.2. TOMADA DE ÁGUA	12
2.4.3. CIRCUITO HIDRÁULICO	13
2.4.3.1. Conduta forçada	14
2.4.3.2. Chaminé de equilíbrio	14
2.4.3.3. Restituição	14

2.4.4. CENTRAL.....	14
2.4.5. ÓRGÃOS DE DESCARGA	15
2.4.5.1. Descarregadores de cheias	15
2.4.5.2. Descargas de fundo	18
2.4.6. ÓRGÃOS COMPLEMENTARES	19
3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. ELEMENTOS DE BASE	21
3.2.1. ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO.....	21
3.2.1.1. Sondagens mecânicas	22
3.2.1.2. Trincheiras.....	22
3.2.1.3. Galerias de Prospeção.....	22
3.2.1.4. Prospeção Geofísica	23
3.2.1.5. Ensaios <i>in situ</i>	23
3.2.1.6. Ensaios de laboratório.....	24
3.2.2. ESTUDO HIDROLÓGICOS	24
3.2.2. ORGANIZAÇÃO DO ESTALEIRO	25
3.3. ESCAVAÇÕES	27
3.3.1. ESTUDO A CÉU ABERTO	27
3.3.1.1. Enfilagem	28
3.3.1.2. Forepoling	28
3.3.2. ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	29
3.4. BETÃO CONVENCIONAL	31
3.4.1. MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO	31
3.4.1.1. Agregados Britados.....	31
3.4.1.2. Areias	32
3.4.2. EXPLORAÇÃO DA PEDREIRA	33
3.4.3. BETÃO CONVENCIONAL	33
3.4.3.1. Constituição.....	33
3.4.3.2. Especificações	35
3.4.3.3. Laboratório de Betão	38
3.4.3.4. Fabrico.....	39

3.4.3.5. Operações preliminares de betonagem	40
3.4.3.6. Preparação da fundação e das juntas de betonagem	41
3.4.3.7. Materiais para estanqueidade de juntas de betonagem	42
3.4.3.8. Transporte, colocação e compactação	42
3.4.3.9. Desmoldagem, proteção, cura e colocação em serviço	44
3.4.3.10. Cofragens e cimbres	45
3.4.4. TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO – AUMENTO DA CONSISTÊNCIA DO SOLO BASE	46
3.4.4.1. Natureza dos trabalhos	46
3.4.4.2. Trabalhos prévios	47
3.4.4.3. Ensaio de absorção de água.....	48
3.4.4.4. Ensaio de injetabilidade de calda	49
3.4.4.5. Material de injeção	50
3.4.4.6. Caldas de injeção	51
3.4.4.7. Execução dos trabalhos de injeção	52
3.4.4.8. Modo de execução das injeções.....	53
3.4.4.9. Controlo das injeções	54
3.4.4.10. Injeções de preenchimento dos vazios da construção e colagem	54
3.4.4.11. Controlo de qualidade	55
3.4.5. INJEÇÃO DE JUNTAS.....	56
3.4.5.1. Materiais constituintes.....	57
3.4.5.2. Ensaio com água.....	58
3.4.5.3. Metodologia para injeção primária dos compartimentos	59
3.4.5.4. Observação da estrutura.....	61
3.4.5.5. Controlo de Qualidade	61
4. Caso de Estudo	63
4.1. INTRODUÇÃO	63
4.2. ELEMENTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	63
4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	63
4.2.2. CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DA REGIÃO	65
4.2.2.1. Caracterização das principais grandezas climáticas	65
4.2.2.1. Pluviometria.....	66
4.2.3. CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DO LOCAL DAS OBRAS	66

4.2.4. ESCOAMENTOS MENSAIS NA SECÇÃO DA BARRAGEM.....	67
4.2.5. CAUDAIS DE PONTO DE CHEIA	67
4.3. GEOLOGIA	68
4.4. CONFIGURAÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO	68
4.4.1. ESCALÃO DE RIBEIRADIO	70
4.4.1.1. Esquema geral do escalão.....	70
4.4.1.2. Corpo da barragem	70
4.4.1.3. Órgãos de Segurança	73
4.4.1.4. Órgãos de Exploração.....	75
4.4.1.5. Desvio Provisório	79
4.4.2. ESCALÃO DE ERMIDA	81
4.4.2.1. Esquema geral do escalão.....	81
4.4.2.2. Barragem.....	82
4.4.2.3. Órgãos de Segurança	83
4.4.2.4. Órgãos de Exploração.....	84
4.5. ESCAVAÇÕES	87
4.5.1. CORPO DA BARRAGEM	87
4.5.2. CENTRAL.....	88
4.5.3. CIRCUITO HIDRÁULICO	89
4.6. APLICAÇÃO DE BC	90
4.6.1. LABORATÓRIO DE BETÃO.....	90
4.6.2 CENTRAIS DE BETÃO.....	91
4.6.2.1. Central do Escalão de Ribeiradio.....	91
4.6.2.2. Central do Escalão de Ermida	97
4.6.3. ESCALÃO DE RIBEIRADIO.....	99
4.6.3.1. Corpo da Barragem.....	99
4.6.3.2. Central	116
4.6.3.3. Tomada de Água.....	118
4.6.3.4. Adução	118
4.6.3.5. Restituição.....	124
4.6.5. ESCALÃO DE ERMIDA	124
4.7. TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO E INJEÇÃO DE JUNTAS	127
4.7.1. CONSOLIDAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO.....	128

4.7.1.1. Furação	128
4.7.1.2. Lavagem.....	128
4.7.1.3. Injeção	130
4.7.2. CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	130
4.7.2.1. Furação	130
4.7.2.2. Ensaio de absorção de água.....	131
4.7.2.3. Injeção	131
4.7.3. PREENCHIMENTO DE VAZIOS DA CONSTRUÇÃO E INJEÇÃO DE LIGAÇÃO DE CONSOLIDAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO NA ENVOLVENTE DA ESCAVAÇÃO	131
4.7.3.1. Tubos para injeção de preenchimento de vazios e de colagem.....	131
4.7.3.2. Furação para injeções de preenchimento de vazios e colagem.....	131
4.7.3.3. Composição da calda.....	132
4.7.3.4. Operações de injeções.....	132
4.7.4. INJEÇÃO DE CALDAS	132

5. Considerações Finais

5.1. ANÁLISE FINAL

5.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS

BIBLIOGRAFIA

Anexo:

ANEXO I - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DO ESCALÃO DE RIBEIRADIO

ANEXO II - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DO ESCALÃO DE ERMIDA

ANEXO III - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA CENTRAL DE GELO

ANEXO IV - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA CENTRAL DE FABRICO DE BETÃO

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do circuito hidráulico com central pé de barragem.....	7
Figura 2.2 - Barragem de Bagaúste. [3].....	9
Figura 2.3 - Barragem do Alto Lindoso. [3]	10
Figura 2.4 - Barragem de Castelo de Bode. [3]	10
Figura 2.5 - Barragem de Miranda. [3]	11
Figura 2.6 - Barragem da Aguieira. [3].....	12
Figura 2.7 -Tomada de Água incorporada na barragem. Barragem de Castelo de Bode. [3].....	12
Figura 2.8 - Tomada de água em torre. Barragem de Salamonde. [3]	13
Figura 2.9 - Tomada de Água na encosta. [3].....	13
Figura 2.10 - Descarregador sobre a barragem sem controlo por comporta. Barragem das Andorinhas [3].....	15
Figura 2.11 - Descarregador sobre a barragem com controlo por comporta. Barragem de Picote. [3]	16
Figura 2.12 - Descarregador com queda guiada até à bacia de dissipação. Barragem de Picote. [3]	16
Figura 2.13 - Descarregador sobre a barragem com queda guiada até trampolim de lançamento. [3]	16
Figura 2.14 - Descarregador sobre a barragem, com queda livre e dissipação em zona protegida, no pé da barragem. Barragem da Bouça. [3].....	17
Figura 2.15- Descarregador sobre a barragem com queda livre e obra de dissipação. Barragem do Funcho. [3].....	17
Figura 2.16 - Descarregador por orifício com queda livre em forma de jato e sobrelevação do nível de água a jusante. Barragem da Caniçada. [3].....	17
Figura 2.17 - Descarregador por canal. [3]	17
Figura 2.18 - Descarregador em Poço. Barragem de Paradela. [3]	18
Figura 2.19 - Descarga de fundo com dissipação por bacia de dissipação. Barragem da Raiva. [3] ...	18
Figura 2.20 - Descarga de fundo com dissipação por válvula reguladora de caudal. Barragem do Alto Rabagão. [3]	18
Figura 2.21 - Descarga de fundo com dissipação por jato. Barragem de Fronhas. [3]	19
Figura 2.22 - Eclusa de navegação.	20
Figura 2.23 - Eclusa de peixes.....	20
Figura 3.1 - Esquema da recrava.....	41
Figura 4.1 - Caracterização orográfica da bacia de Ribeiradio.....	65
Figura 4.2 - Distribuição média da precipitação ao longo do ano	66
Figura 4.3 - Distribuição média dos escoamentos ao longo do ano	67

Figura 4.4 - Caudais de ponta de cheia	68
Figura 4.5 - Vista aérea do empreendimento. (AHRE)	69
Figura 4.6 - Vista aérea no plano nacional da localização do empreendimento. (AHRE)	69
Figura 4.7 - Arranjo geral do escalão de Ribeiradio.....	70
Figura 4.8 - Modelo reduzido utilizado no LNEC	71
Figura 4.9 - Alçado jusante da barragem de Ribeiradio.	72
Figura 4.10 - Alçado montante da barragem de Ribeiradio.	72
Figura 4.11 - Plano da barragem (sem escala).....	72
Figura 4.12 - Descarregador de Cheias de Ribeiradio.	73
Figura 4.13 - Circuito Hidráulico de Ribeiradio.	75
Figura 4.14 - Planta da tomada de água de Ribeiradio.	76
Figura 4.15 - Corte da tomada de água de Ribeiradio.....	77
Figura 4.16 - Corte da galeria de adução de Ribeiradio.	77
Figura 4.17 - Corte da restituição de Ribeiradio.	78
Figura 4.18 - Planta geral da implantação da central de Ribeiradio.....	79
Figura 4.19 - Primeira fase sem incluir a Box-Culvert.....	80
Figura 4.20 - Desvio do rio e elevação dos blocos da fundação	80
Figura 4.21 - Aspeto do corpo da barragem.	80
Figura 4.22 - Arranjo geral do escalão de Ermida	81
Figura 4.23 - Alçado de jusante do escalão de Ermida	82
Figura 4.24 - Alçado de montante do escalão de Ermida.....	82
Figura 4.25 - Perfil do descarregador de cheias	84
Figura 4.26 - Corte transversal pelo eixo da descarga de fundo de Ermida	85
Figura 4.27 - Corte da barragem e central pelo eixo do grupo 1 (Ermida)	87
Figura 4.28 - Planta da central pelo eixo do difusor (Ermida).....	87
Figura 4.29 - Escavação da abóbada superior por perfuração com jumbo	88
Figura 4.30 - Escavação do túnel em bancada.....	88
Figura 4.31 – Corquis de 3 tipos de suporte de sustentação	89
Figura 4.32 – Tolva de depósito de agregados.....	90
Figura 4.33 – Crivo	91
Figura 4.34 – Depósito de agregados	91
Figura 4.35 - Agregados e areias	92
Figura 4.36 - Tubo de transporte de água do Chiller	92

Figura 4.37 – Saída de gelo da central de gelo	93
Figura 4.38 – Esquema de central de gelo	93
Figura 4.39 - Central principal de betão (Ribeiradio).	94
Figura 4.40 - Posto de controlo da central principal (Ribeiradio).	94
Figura 4.41 - Central Secundária de Ribeiradio.....	95
Figura 4.42 - Ensaio de abaixamento.	95
Figura 4.43 - Vista central de Ermida.....	97
Figura 4.44 - Plano de betonagem de um bloco da barragem de Ribeiradio.	99
Figura 4.45 - Montagem da cofragem (Ribeiradio).	100
Figura 4.46 - Início da primeira betonagem (Ribeiradio).	101
Figura 4.47 - Cura do betão (Ribeiradio).	101
Figura 4.48 - Descofragem. Cura do betão (Ribeiradio).....	102
Figura 4.49 - Negativos e escoramento para a cofragem trepante	102
Figura 4.50 - Montagem da cofragem. Bloco depois de betonado	103
Figura 4.51 - Bloco depois de betonado	103
Figura 4.52 - Bloco depois de betonado	104
Figura 4.53 - Corte técnico através da junta 9	105
Figura 4.54 - Localização A, representada no corte pela junta 9	105
Figura 4.55 – Pormenor 1	106
Figura 4.56 – Pormenor 2	106
Figura 4.57 – Pormenor 3	107
Figura 4.58 – Pormenor 4	107
Figura 4.59 - Pormenor 5	108
Figura 4.60 - Pormenor 6	108
Figura 4.61 - Corqui inicial da falha	109
Figura 4.62 - Escavação da falha.....	109
Figura 4.63 - Solução de contenção	110
Figura 4.64 - Afundamento de parte da recrava	110
Figura 4.65 - Montagem da armadura e betonagem da primeira fase da recrava	111
Figura 4.66 - Montagem da armadura total da recrava.....	111
Figura 4.67 - Abertura das valas	112
Figura 4.68 - Limpeza da fundação.....	112
Figura 4.69 – Colocação das manilhas	112

Figura 4.70 - Execução das pregagens	113
Figura 4.71 – Limpeza e montagem da armadura de encastramento do canal revestido.....	114
Figura 4.72 – Betonagem do dente do canal revestido	114
Figura 4.73 - Rede de drenagem fechada. Pregagens.....	115
Figura 4.74 - Montagem da armadura	115
Figura 4.75 - Aplicação do geotêxtil para a cura de betão	115
Figura 4.76 - Plano de betonagem. Corte pelo Roller Bucket	116
Figura 4.77 - Planta do sistema de drenagem do Roller Bucket	116
Figura 4.78 - Poço da central de Ribeiradio.....	117
Figura 4.79 - Molde metálico.....	117
Figura 4.80 - Perfil transversal de escavação.....	118
Figura 4.81 - Perfil transversal do revestimento da galeria de adução.....	119
Figura 4.82 - Aplicação do nervometal	119
Figura 4.83 – Armaduras e negativos	120
Figura 4.84 - Pormenor técnico das armaduras.....	120
Figura 4.85 - Trabalhos de revestimento	121
Figura 4.86 – Patologias	122
Figura 4.87 – Infiltrações nas juntas de betonagem	122
Figura 4.88 - Má execução da betonagem	123
Figura 4.89 - Betonagem da Soleira da Galeria de Restituição.....	123
Figura 4.90 – Betonagem da saída da restituição	124
Figura 4.91 - Vista restituição.....	124
Figura 4.92 - Valas secundárias para baixar o nível freático	125
Figura 4.93 - Escavação das recravas.....	125
Figura 4.94 - Planta da localização das falhas	125
Figura 4.95 - Recrava e aplicação das manilhas de betão	126
Figura 4.96 – Recravas betonadas	126

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classes de risco	17
Tabela 3.1 - Critérios para a classificação do material extraído da pedreira.....	32
Tabela 3.2 - Constituintes do betão e respetivas referências normativas	33
Tabela 3.3 - Tipos de betão convencional que poderão ser usados.	36
Tabela 3.4 - Tipos de betão e consistência das classes de abaixamento.....	37
Tabela 3.5 - Tolerância do doseamento	40
Tabela 3.6 - Variação da pressão máxima com a profundidade medida a partir do terreno natural.....	49
Tabela 3.7 - Variação da $P_{máx}$ de injeção com a profundidade do troços de injeção.	52
Tabela 3.8 - Limites admissíveis para os ensaios de controlo	54
Tabela 3.9 - PIE dos materiais para tratamento de fundação	55
Tabela 3.10 - PIE dos materiais e das caldas de injeção.	61
Tabela 4.1 - Principais parâmetros morfométricos da bacia.....	64
Tabela 4.2 - Número médio de dias por ano com precipitação superior a um determinado valor	66
Tabela 4.3 - Caudais de ponta de cheia.	67
Tabela 4.4 - Lista de equipamentos. Colocação do betão.....	97
Tabela 4.5 - Lista de equipamentos. Colocação do betão.....	99
Tabela 4.6 - Lista de equipamentos. Produção de betão	99

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AH – Aproveitamento Hidroelétrico
AHRE – Aproveitamento Hidroelétrico de Ribeiradio - Ermida
ASTM – American Society for Testing and Materials
GGD – Galeria geral de drenagem
GDJ – Galeria de drenagem de jusante
GR – Galeria radial
GV – Galeria de visita
INAG – Instituto Nacional da Água
LFJ – Large Flat Jack
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NATM – New Austrian Tunneling Method
NMC – Nível máxima cheia
NME – Nível máximo enchimento
NP – Norma Portuguesa
NPA – Nível pleno armazenamento
PIE – Plano de Inspeção e Ensaios
PQO – Plano da Qualidade de Obra
RMR – Rock Mass Rating
RQD – Rock Quality Designation
RSB – Regulamento de Segurança de Barragens
SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
SCS – Soil Conservation Service
UNIPEDÉ – Union Internationale de Producteurs d' Energie Electrique

1

INTRODUÇÃO

1.1 OBJETO, ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO

A presente dissertação pretende estudar incidências construtivas de grandes aproveitamentos hidroelétricos. E entenda-se por incidências construtivas o conjunto de métodos, práticas, técnicas e meios a utilizar na construção de um aproveitamento hidroelétrico.

A realização de um estágio assume um papel preponderante na formação académica. Esta experiência promove um contacto inicial com o mundo do trabalho e sendo a Engenharia Civil uma área bastante prática e cuja maturação profissional se vai adquirindo ao longo dos primeiros anos de atividade, a oportunidade de acompanhar a evolução construtiva de um empreendimento de nível nacional representa uma inegável oportunidade. No âmbito de um estágio extracurricular o autor pode acompanhar do ponto de vista do Dono de Obra os trabalhos iniciais da construção do Aproveitamento Hidroelétrico de Ribeiradio-Ermida (AHRE). Dada a importância da temática foi possível enquadrar o estudo destes elementos na elaboração de uma tese do Mestrado Integrado de Engenharia Civil.

Após o período inicial de grande investimento na construção de barragens para fins hidroelétricos, principalmente nos anos 70 e 80 durante os quais se construíram os cinco aproveitamentos hidroelétricos no troço nacional do rio Douro e os aproveitamentos de fins múltiplos na bacia do rio Mondego, verificou-se algum abrandamento no processo, causado não apenas pela necessidade de compatibilização deste tipo de projetos com a legislação ambiental, como pela necessidade de adequar as características de produção dos aproveitamentos hidroelétricos à evolução do consumo

Porém, sendo Portugal um dos países da União Europeia com maior potencial hídrico por explorar e tendo a necessidade de cumprir disposições diretivas europeias que indicam incremento da percentagem de energia elétrica surge o Plano Nacional de Barragens com o objetivo de explorar a energia hídrica. Apesar do reforço de potência em alguns aproveitamentos, foi necessário executar novos aproveitamentos hidroelétricos de grande dimensão. É neste contexto que surge, entre outros, o AHRE no rio Vouga surge.

De facto, o rio Vouga é o único grande rio nacional que não dispõe atualmente de qualquer capacidade de armazenamento, o que para além de criar risco de caudais de cheias, levanta para problemas de abastecimento à população residente na zona baixa da bacia – cerca de 300 000 habitantes servidos em alturas de estiagem pelo sistema do Carvoeiro nos concelhos de Aveiro, Águeda, Estarreja, Albergaria e Ílhavo, em alturas de estiagem devido aos caudais reduzidos neste período.

Além dos factos mencionados este aproveitamento é também um motor de desenvolvimento económico, social e tecnológico, estando na base da promoção de importantes fontes de investimento, de criação de emprego e de desenvolvimento regional.

Estando Portugal, assim como toda a Europa, inserido numa conjuntura económica desfavorável torna-se imperativo que a construção deste tipo empreendimentos se realize segundo políticas económicas apertadas mas requerendo sempre elevada qualidade de execução. Sendo assim só um know-how evoluído sustentado pelo desenvolvimento tecnológico e organizacional pode tornar a sua implementação sustentável.

Na atualidade, a sociedade em geral demonstra uma preocupação crescente com a promoção do desenvolvimento sustentável, que compreende nomeadamente a integração voluntária das preocupações sociais e ambientais, ao nível das diversas empresas e sectores de atividade. O desenvolvimento da exploração da energia hídrica deve também ser encarado numa perspetiva de desenvolvimento sustentável, isto é, de uma forma economicamente viável, ambientalmente segura e socialmente responsável

1.2 OBJETIVOS

Os principais objetivos que se pretendem alcançar com a realização desta dissertação são:

- Avaliação e análise dos principais processos construtivos de grandes aproveitamentos hidroelétricos.
- Avaliação e análise do faseamento construtivo habitualmente adotado em grandes aproveitamentos hidroelétricos e sua relação com o projeto.
- Descrição do caso de estudo do AHRE no rio Vouga.
- Análise comparativa do faseamento construtivo do caso de estudo em relação ao projeto e identificação dos principais constrangimentos e ensinamentos úteis para futuras intervenções, acompanhado com elementos reais da obra.

1.3 BASES DO TRABALHO DESENVOLVIDO

Este trabalho foi desenvolvido com base nos seguintes elementos:

- Bibliografia associada a barragens e outras obras hidráulicas.
- Caderno de Encargos da obra, incluindo as Condições Gerais e as Condições Técnicas.
- Elementos de projeto
- Visitas ao AHRE

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada de acordo com 5 capítulos apresentados de seguida.

O Capítulo 1, Introdução, apresenta uma breve apresentação e resumo do trabalho desenvolvido, do respetivo objeto, âmbito, justificação, objetivos, bases e metodologias, e da organização do próprio trabalho.

No Capítulo 2, Aproveitamentos Hidroelétricos, faz-se uma breve abordagem aos aproveitamentos hidroelétricos abrangendo as suas vantagens e desvantagens, o seu tipo de classificação e os seus elementos constituintes.

No Capítulo 3, Processos Construtivos, apresenta-se uma análise teórica aos processos envolvidos na construção de um aproveitamento hidroelétrico de grande dimensão referindo elementos base à

sua implantação, aspetos técnicos de escavações e, mais detalhadamente, relacionados com a aplicação de betão convencional neste tipo empreendimento.

O Capítulo 4, Caso de Estudo, pretende analisar o caso do AHRE no rio Vouga realizando-se assim a análise de elementos base à sua implantação, a descrição do respetivo aproveitamento e o estudo das incidências construtivas em vários constituintes da obra

Por fim, no Capítulo 5, Conclusões Finais, apresentam-se as considerações finais e ensinamentos retirados do trabalho desenvolvido.

2

APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS

2.1 INTRODUÇÃO

No capítulo que se apresenta pretende-se descrever de forma geral os aproveitamentos hidroelétricos, citando as vantagens e desvantagens da sua implementação, classificando-os e caracterizando os seus constituintes.

2.2 DEFINIÇÃO

Os aproveitamentos hidroelétricos (AH) são estruturas implantadas no domínio público hídrico, objeto de concessão por parte do Estado e destinadas, prioritariamente, à produção de energia elétrica [1].

Geralmente, um AH é constituído por uma obra de retenção (barragem ou açude), tomada de água, circuito hidráulico, constituído por canal ou galeria de derivação, câmara de carga, conduta forçada, restituição (ou fuga), central e ligação à rede, órgãos de descarga, outros órgãos complementares, bem como os acessos existentes e a criar. As principais características do aproveitamento são a queda bruta, o caudal, a potência instalada e a energia produzida anualmente.

Este tipo de aproveitamentos acarreta vantagens no domínio da produção de eletricidade recorrendo ao recurso renovável água, no âmbito económico, da gestão dos recursos hídricos e da agricultura. Da mesma forma também acarreta desvantagens principalmente no âmbito ambiental já que a construção de um obstáculo ao escoamento induz uma alteração no meio ambiente existente criando assim desequilíbrios do ponto de vista do habitat, do regime natural de escoamento existente e da constituição física e química da água.

2.2.1 VANTAGENS

A albufeira cria uma reserva energética significativa que permite a resposta quase imediata às variações da procura energética, e conseqüentemente, um rápido ajuste da produção ao consumo (serviço dinâmico), aumentando a fiabilidade do serviço e permitindo uma intervenção rápida em situações de problemas na rede, garantindo assim a continuidade do fornecimento.

Do ponto de vista económico o aumento da produção deste tipo de energia contribui para a independência energética do exterior (tal como outros tipos de produção), integrando-se em fontes intermitentes tais como a energia eólica e a energia solar fotovoltaica. A criação de aproveitamentos permite ainda a criação de condições para o desenvolvimento regional e fixação da população em

zonas subdesenvolvidas, como atividades de recreio, desportos, campismo, lazer, e mesmo na hotelaria e restauração.

O efeito da regulação dos recursos hídricos é sentido principalmente na diminuição de zonas inundadas a jusante e no aumento da disponibilidade da água em quantidade significativa para uso em rega, influenciando assim positivamente a agricultura, e para o contínuo abastecimento das populações em anos secos permitindo o seu uso constante. É necessário ainda referir a importância estratégica da albufeira no combate aos incêndios florestais.

2.2.2 DESVANTAGENS

Os impactes diretos na fase de exploração são a alteração da qualidade da água, a mudança do regime de escoamento, a acumulação de sedimentos, o deficit de oxigénio, a variação dos níveis de água, a criação de zonas húmidas, a destruição da fauna e da vegetação.

Os impactes indiretos sentidos são a alteração do regime fluvial natural, a morfologia do trecho inferior e da embocadura do rio, o efeito de barreira, a criação de micro-clima, impactes económicos e paisagísticos.

No que se refere aos impactes ambientais ocorrentes, é necessário que se proteja a bacia controlando a cobertura vegetal de forma a minimizar o fenómeno da erosão. A elevação dos níveis de água causados pelo paramento induz um aumento da sedimentação, a elevação dos níveis freáticos, a redução da velocidade da água e consequentemente a modificação do tipo de culturas e a redução da migração dos peixes. A divisão proporcionada pelo paramento influencia o transporte de sedimentos para o estuário, diminuindo a sua quantidade e provocando erosões tanto ao nível do leito do rio como ao nível da orla costeira.

No que diz respeito aos impactes sociais a elevação dos níveis de água cria uma rutura no transporte fluvial e o realojamento populacional o que induz efeitos demográficos significativos.

A criação da albufeira implica a perda da biodiversidade local provocando assim um desequilíbrio regional. Ocorre uma modificação da paisagem natural devido às desmatações, a imobilização das águas profundas promovendo a acumulação de sedimentos a montante do paramento, e mudanças na qualidade da água e no habitat aquático, provocando-se assim mudanças no micro-clima da região que implicam diretamente na criação de novas espécies.

A redução do escoamento provoca uma menor variação do nível de água e consequentemente diminuição dos habitats ribeirinhos e a mudança na qualidade da água traduz-se em menos nutrientes e em deficiência de oxigénio e acidificação da água.

2.3 CLASSIFICAÇÃO

Os aproveitamentos podem-se classificar segundo a capacidade de regularização, a queda, o desenvolvimento do circuito hidráulico e a potência instalada.

2.3.1 CAPACIDADE DE REGULARIZAÇÃO

Segundo a capacidade de regularização, baseada no índice de regularização específica, os aproveitamentos hidroelétricos podem ser classificados como aproveitamentos a fio de água, com regularização anual, com regularização interanual, e com bombagem.

No primeiro caso, os aproveitamentos não dispõem de albufeira ficando sujeitos ao regime de caudais afluentes existentes. Nos aproveitamentos com albufeira, se as reservas de água acumuladas não utilizadas no Inverno são utilizadas a regularização é anual, enquanto que na regularização interanual as reservas nos anos húmidos são para utilizar em anos secos. Nos aproveitamentos com bombagem, esta ocorre em horas de menor consumo onde a energia é mais barata e o turbinamento em períodos em que a energia é mais cara.

2.3.2 QUEDA

Quando a queda bruta é superior a 200 m, o aproveitamento é de alta queda, sendo as turbinas Pelton e Francis as indicadas para a produção de eletricidade. Quando se encontra entre 30 e 200 m, o aproveitamento é de média queda. Quando o aproveitamento é de baixa queda, a altura bruta é inferior a 30 m, sendo as turbinas Kaplan, de hélice ou bolbo as mais indicadas.

2.3.3 CIRCUITO HIDRÁULICO

No que diz respeito ao circuito hidráulico, este pode possuir uma central pé de barragem (Figura 2.1), uma central na vizinhança de barragem, galeria em carga extensa, uma restituição extensa, e galerias e restituição extensas.

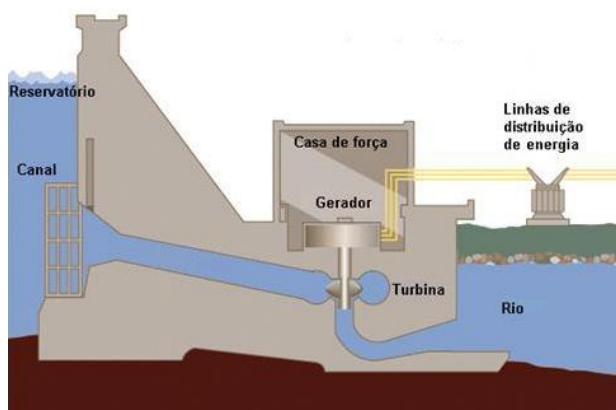


Figura 2.1 – Esquema do circuito hidráulico com central pé de barragem.

2.3.4 POTÊNCIA INSTALADA

Segundo a UNIPEDE, os AH podem ser classificados em grandes e pequenos aproveitamentos quando a potência instalada for superior e inferior, respetivamente, a 10 MW. Podem-se distinguir ainda os mini – aproveitamentos, cuja capacidade energética bruta se fixa entre os 0.5 e os 2 MW, e os micro – aproveitamentos, que são todos aqueles que possuem potência instalada inferior a 0.5 MW.

2.4 ELEMENTOS CONSTITUINTES

2.4.1 BARRAGEM DE BETÃO

Uma barragem é uma obstrução artificial de um curso de água que provoca um reservatório natural a céu aberto. Podem ser caracterizadas de acordo com o fim a que se destinam, pelo modo como se realiza a retenção e respetiva configuração estrutural.

2.4.1.1 Fim a que se destina

Consoante a finalidade a que se destina, podem-se distinguir as barragens de retenção cujo objetivo é a criação de albufeiras de regularização ou de apoio, as barragens de tomada de água que, pelo obstáculo ao escoamento existente, promove a derivação de caudais para o circuito hidráulico apesar de não criarem reserva apreciável e as barragens para elevação de planos de água que se destinam a aumentar ou criar a queda pretendida para o aproveitamento.

2.4.1.2 Modo como se realiza a retenção

Uma das principais desvantagens relacionada com a construção de barragens é a alteração do regime de transporte de sedimentos existente. Quando se induz uma retenção permanente no curso de água, as barragens designam-se por fixas, nos casos em que a retenção é fruto da existência de comportas, que podem ser retiradas, designam-se por barragens móveis. Podem-se distinguir ainda as barragens mistas como sendo semi – fixas, ou semi – móveis.

2.4.1.3 Configuração estrutural

De acordo com a configuração estrutural, influenciada pelas características geológico-geotécnicas e hidrológicas do local a implantar, as barragens podem ser do tipo gravidade, de contrafortes, arco, arco-gravidade e de arcos múltiplos.

2.4.1.3.1 Gravidade

As barragens de gravidade são estruturas em betão que apresentam uma secção transversal caracteristicamente próxima da forma triangular, com coroamento que pode permitir o acesso entre as duas, sendo de fácil construção e podendo ser implantadas qualquer que seja a largura do vale relativamente à altura, com a contrapartida de requerer grandes volumes de betão e solo de fundação de boas características de deformabilidade e resistência.

Neste tipo de estruturas atuam o seu próprio peso, elemento estabilizador ao derrube e ao escorregamento, os impulsos hidrostáticos no paramento de montante e, eventualmente, no paramento de jusante, subpressões, resultantes da presença de água no solo de fundação como consequência da porosidade do mesmo, variações térmicas essencialmente devido ao calor de hidratação e ações sísmicas com componente vertical e horizontal incidentes sobre a massa da barragem.

Em planta, este tipo de barragens pode apresentar-se de uma forma retilínea (Figura 2.2), curva ou na forma de uma linha quebrada. A escolha da forma da planta é condicionada pelas características da fundação, processo construtivo previsto e condições topográficas.

Normalmente, na construção destas estruturas, é usado o betão convencional ou betão compactado com cilindros, contudo podem ser construídas com outro tipo de materiais, como por exemplo, alvenaria de granito ou xisto ligado por argamassas.



Figura 2.2 - Barragem de Bagaúste. [3]

2.4.1.3.2 Arco ou abóbada simples

As barragens em arco ou abóbadas simples apresentam a forma de um arco que resiste ao impulso da água através do apoio nas margens, já que é gerado um campo de tensões caracterizado por tensões de compressão aproximadamente perpendiculares aos encontros, requerendo assim encostas com características geológicas e geotécnicas apropriadas.

Esta solução revela-se a solução mais adequada no caso do local de implantação apresentar vales apertados e relativamente profundos e com simetria de margens, podendo ser adotado um encontro de gravidade no caso destas se apresentarem assimétricas.

O volume a utilizar é menor devido à curvatura em planta, é resistente à compressão mas há zonas em que as trações podem ser significativas e indesejáveis devido à pouca resistência do betão a este tipo de esforços. Este risco pode ser atenuado dotando uma certa curvatura ao perfil, voltada para montante, de modo que o peso próprio, ação estabilizadora, apresente uma certa excentricidade, aumentando a compressão de jusante.

As barragens em arco podem ser em arco de raio constante se este mantiver a sua curvatura constante ao longo do seu desenvolvimento (Figura 2.3), em arco de raio variável, se apresentar vários arcos com curvatura variável, e em abóbada quando a curvatura se verifica no plano vertical, em perfil, e no plano horizontal, em planta.



Figura 2.3 - Barragem do Alto Lindoso. [3]

2.4.1.3.3 Arco gravidade

Como o próprio nome indica as barragens em arco gravidade possuem as características dos tipos de barragem gravidade e em arco, combinando os pontos favoráveis e favorecendo uma interligação benéfica. A sua constituição é, na maior parte dos casos, em betão armado e exige um volume de aplicação deste material menor que a solução em gravidade necessita.

A boa qualidade do solo de fundação e das encostas é um requisito fundamental neste tipo de barragens, já que é nele que as solicitações estabilizadoras são transmitidas e suportadas.

Como exemplo apresenta-se a figura 2.4, a barragem de Castelo de Bode



Figura 2.4 - Barragem de Castelo de Bode. [3]

2.4.1.3.4 Contrafortes

Este tipo de barragens é caracterizado pela existência de dois tipos de estruturas: uma estrutura contínua de forma plana ou abobadada a montante que assegura a estanqueidade suportada por elementos descontínuos designados por contrafortes, a jusante. (Figura 2.5)

Esta solução estrutural possibilita a redução da quantidade de betão a utilizar em comparação com as barragens de gravidade maciças, permite que a pressão hidrostática no paramento inclinado a montante possua um efeito estabilizador, e a possibilidade de existência de refluxo devido à existência de subpressões na fundação é reduzida já que a estabilidade é assegurada pelos elementos descontínuos.

Nos casos em que o desenvolvimento longitudinal seja significativo, a definição e distribuição das forças atuantes é mais complexa, assim como as cofragens, processos construtivos e mão-de-obra a utilizar. Tal como as barragens do tipo gravidade, a construção de barragens em contrafortes exige uma fundação de boa qualidade.

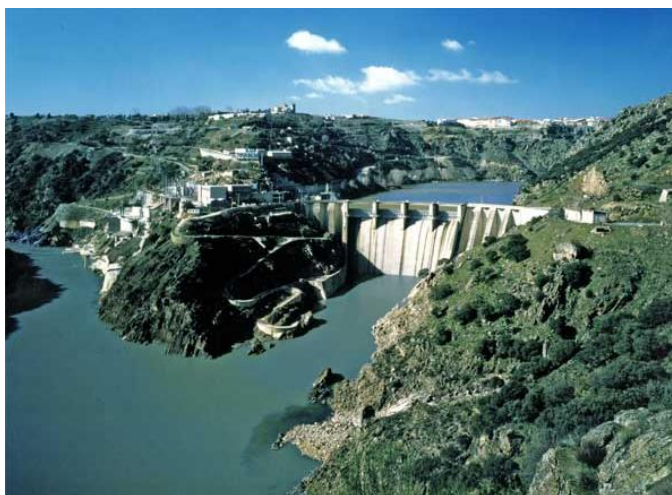


Figura 2.5 – Barragem de Miranda. [3]

2.4.1.3.5 Barragens de abóbadas múltiplas

Nas barragens de abóbada múltipla a estabilidade global é conseguida através dos contrafortes situados entre os arcos, enquanto que a estabilidade local de cada vão é assegurada pelos diferentes arcos ao longo do desenvolvimento da barragem (Figura 2.6). Estas barragens transmitem as acções de forma semelhante às barragens do tipo abóbada, apenas com a diferença que neste caso existe mais do que um arco e os esforços são transmitidos à fundação através dos contrafortes.

Este tipo de estruturas é vantajoso pois permite uma redução de 60% do volume de betão em comparação com as barragens gravidade e uma redução menos significativa em comparação com as barragens gravidade com contrafortes.

Para definir os sucessivos arcos é necessário, para uma dada altura, determinar o espaçamento entre os contrafortes, o raio de curvatura e o ângulo central dos arcos, minimizando o volume de betão a utilizar.

Assim como no caso das barragens com contrafortes exige-se que nas barragens de abóbada múltipla a fundação apresente uma resistência elevada ao longo do desenvolvimento da barragem para evitar os assentamentos diferenciais, que podem causar graves problemas estruturais nos arcos.

Raramente são construídas devido à sua difícil execução, bem como à sua fraca adaptação aos assentamentos não uniformes.



Figura 2.6 - Barragem da Aguieira. [3]

2.4.1.4 Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)

O RSB também agrupa barragens em função dos danos potenciais a elas associados, nas classes da gravidade dos danos, tendo em contas as vidas humanas bens e ambiente. São assim dadas em que se distinguem em Classe I, Classe II, Classe III como indica a tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classes de risco segundo o Decreto- -Lei n.º 11/90, de 6 de Janeiro [2].

Classe	Ocupação humana, bens e ambiente
I	Residentes em número igual ou superior a 25.
II	Residentes em número inferior a 25; ou Infra-estruturas e instalações importantes ou bens ambientais de grande valor e dificilmente recuperáveis ou existência de instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas
III	As restantes barragens.

2.4.2 TOMADA DE ÁGUA

A tomada de água permite a captação de água à superfície e em profundidade e, de acordo com a localização, poder-se-ão ter tomadas de água incorporadas na barragem, em torre separada do corpo da barragem, com acesso por passadiço, nas encostas, integradas em sistemas hidráulicos ou situadas nas margens do aproveitamento.

De seguida apresentam-se alguns exemplos em corte e em planta de tomadas de água já realizadas (Figura 2.7, Figura 2.8, Figura 2.9).

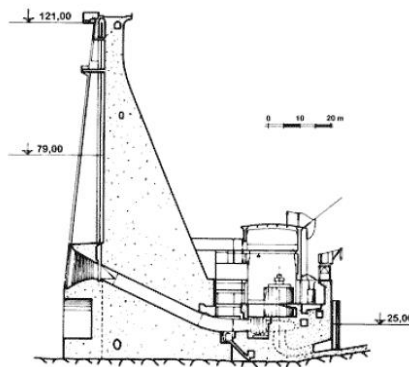


Figura 2.7 - Tomada de água incorporada na barragem. Barragem de Castelo de Bode [3]

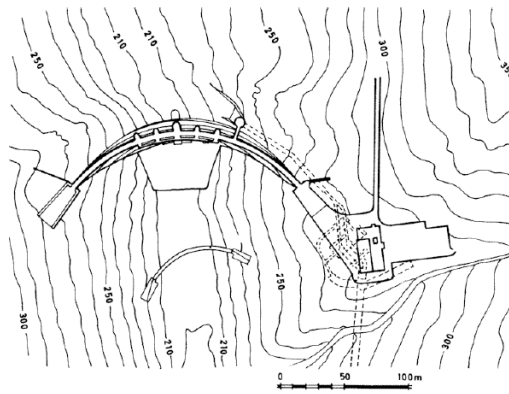


Figura 2.8 - Tomada de água em torre. Barragem de Salomonde [3]

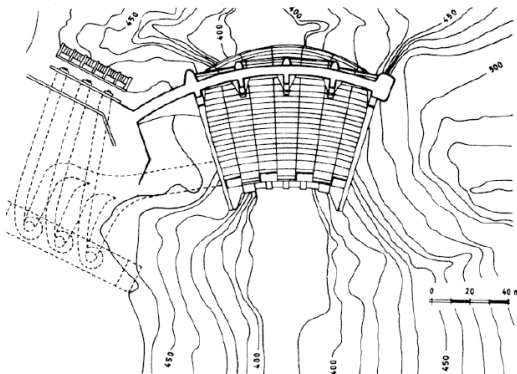


Figura 2.9 - Tomada de água na encosta [3]

Este órgão pode ter a seguinte constituição:

- Boca de entrada, com complexidade dependente da dimensão do aproveitamento e da solução apresentado pela equipa projetista;
- Grelhas, fixas ou amovíveis, que são colocadas na extremidade a montante para evitar a entrada de detritos passíveis de provocar danos nos equipamentos que se encontrem a jusante. A limpeza das grelhas fixas pode ser realizada mecanicamente, utilizando limpa-

grelhas, ou manualmente, sendo as grelhas amovíveis retiradas para a sua correta limpeza;

- Comportas que permitem interromper a alimentação do circuito, permitindo deste modo, isolar a parte da conduta situada a jusante. A colocação de comportas exige, normalmente, a existência de ranhuras para o seu encaixe, permitindo o alojamento das suas partes fixas, os guiamentos e elementos que garantam a estanqueidade desejada.

2.4.3 CIRCUITO HIDRÁULICO

O circuito hidráulico tem como objetivo conduzir os caudais derivados até aos grupos geradores a fim de serem turbinados, fazendo depois a condução até ao local de restituição. Pode ser constituído por câmara de carga, túnel, chaminé de equilíbrio, conduta forçada com extensão definida e restituição. As características geológico-geográficas da região são fatores fundamentais que influenciam, diretamente a definição do circuito hidráulico e da central.

2.4.3.1 Conduta forçada

A conduta forçada estabelece a ligação entre a superfície livre a montante, que poderá ser criada devido à albufeira ou à existência de uma câmara de carga, trabalhando sob pressão. Este tipo de condutas deve ser construído por materiais que garantam a estabilidade necessária, tais como o ferro fundido, o aço e betão armado de modo a evitar qualquer tipo de rotura. Podem existir ainda soluções mistas combinando os tipos de material supracitado.

A sua implantação é influenciada pelo tipo de barragem onde está inserida, a localização da tomada de água e da restituição, a topografia do local, imposições ambientais existentes e o método previamente utilizado no desvio do rio, já que os eventuais túneis utilizados na derivação provisória poderão constituir futuras condutas forçadas.

2.4.3.2 Chaminé de equilíbrio

No caso do circuito hidráulico ser longo e de modo a amortecer as oscilações associadas aos regimes transitórios poderão ser implantadas chaminés de equilíbrio, que se localizam a montante da central, a jusante ou em ambos.

2.4.3.3 Restituição

Esta estrutura permite a restituição de água turbinada ao leito do rio e a sua localização planimétrica e altimétrica é condicionada pela escavação a realizar no leito do rio, pelos constrangimentos topográficos e geológicos bem como por aspetos associados ao seu adequado funcionamento hidráulico, no que respeita às condições de vazão a jusante.

2.4.4 CENTRAL

Uma central hidroelétrica pode ser de quatro tipos, a saber:

- Poço;
- Caverna,

- Pé de barragem
- Central de margem.

A escolha do tipo de central a implantar depende da altura de queda pretendida, do traçado do rio em planta, do caudal, da largura entre margens, do declive do rio, que influencia a velocidade de escoamento, da qualidade dos solos no local onde se pretende o aproveitamento e do estudo de viabilidade económica ponderando os vários tipos.

A central inclui as turbinas, o posto de transformação, o parque de linhas para ligação à rede geral do país, comandos e serviços auxiliares e subestação.

A sua localização depende do tipo de barragem, do circuito hidráulico existente e das condições geológicas locais, do equipamento possuído pelo empreiteiro e dos custos ponderados entre as várias variáveis envolvidas.

Quando o circuito é demasiado curto é usual o uso de uma central pé-de-barragem incorporada no corpo da mesma. Nos casos em que não é possível a implantação de tipo de central anteriormente citado, pode-se localizar tanto à superfície, como subterrânea.

2.4.5 ÓRGÃOS DE DESCARGA

2.4.5.1 Descarregadores de cheias

Os descarregadores de cheias são órgãos de segurança de barragens que, segundo o RSB, permitem escoar a cheia de projeto em qualquer circunstância, sem necessidade de auxílio das descargas de fundo ou de outros órgãos de exploração. É ainda importante que estes órgãos possam possibilitar a correta restituição de forma mais semelhante possível ao escoamento natural anteriormente existente.

A tipologia adotada para cada caso irá depender do tipo de barragem projetada, dos estudos topográficos, hidrológicos, geológicos e hidráulicos do local de implantação e dos equipamentos hidromecânicos a utilizar.

Tendo em conta as várias condicionantes supracitadas os descarregadores são classificados segundo os seguintes critérios propostos por Quintela [4]:

- De localização do descarregador no aproveitamento e existência ou não de meio de controlo do caudal;
- De guiamento ou não da lâmina líquida durante a descarga e tipo de dissipação de energia;

Segundo o primeiro critério, as barragens de betão podem possuir descarregadores sobre a barragem cujo controlo de caudais é livre ou feito por comporta, e cujo guiamento da lâmina líquida é feito em canal desenvolvido sobre a barragem até atingir a estrutura de dissipação. A dissipação da energia poderá ser em lâmina guiada com trampolim de saída com dissipação no leito do rio, com lâmina guiada e obra de dissipação de energia, e em queda livre e dissipação de energia no leito com sobrelevação do nível de água a jusante ou obra de dissipação.

Nas seguintes figuras (Figura 2.10, Figura 2.11, Figura 2.12, Figura 2.13, Figura 2.14, Figura 2.15) estão representados os perfis dos descarregadores sobre a barragem de algumas barragens já construídas em Portugal.

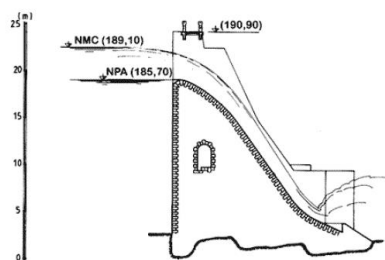


Figura 2.10 - Descarregador sobre a barragem sem controlo por comporta. Barragem das Andorinhas [3]

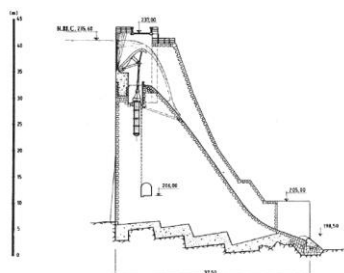


Figura 2.11 - Descarregador sobre a barragem com controlo por comporta. Barragem de Picote [3]

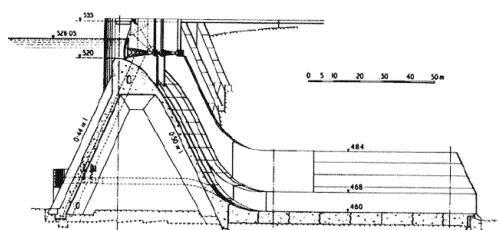


Figura 7: Barragem de Miranda – perfil da barragem (Fonte: INAG)

Figura 2.12 - Descarregador com queda guiada até à bacia de dissipação. Barragem de Picote [3]

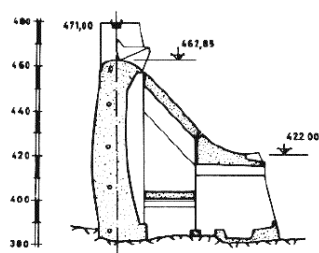


Figura 2.13 - Descarregador sobre a barragem com queda guiada até trampolim de lançamento. Barragem de Picote [3]

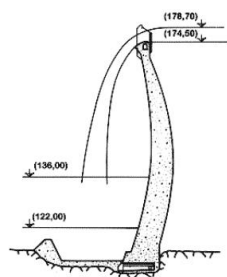


Figura 2.14 - Descarregador sobre a barragem, com queda livre e dissipação em zona protegida, no pé da barragem. Barragem da Bouça [3]

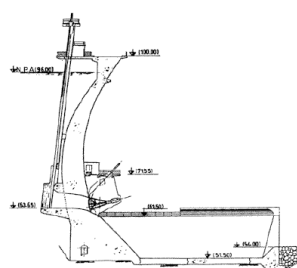


Figura 2.15 - Descarregador sobre a barragem com queda livre e obra de dissipação. Barragem do Funcho [3]

No caso de a descarga se processar por orifícios através da barragem o controlo de cheias é realizado por comportas e não existe guiamento da lâmina líquida, já que a restituição é realizada com queda livre em forma de jato no leito com ou sem proteção por uma bacia de dissipação dependendo da localização da zona de queda do jato de descarga, como representado na figura 2.16.

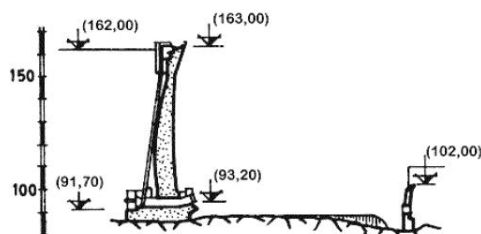


Figura 2.16 - Descarregador por orifício com queda livre em forma de jato e sobrelevação do nível de água a jusante. Barragem da Caniçada [3]

Os descarregadores por canal de encosta (Figura 2.17) e em poço (Figura. 2.18) são menos comuns em barragens de betão, podendo em ambos os casos o guiamento de lâmina líquida se realizado com ou sem trampolim de saída e a dissipação de energia ocorrer no leito ou em obra de dissipação de energia.

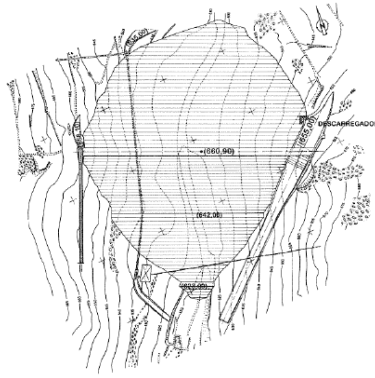


Figura 2.17 - Descarregador por canal. [3]

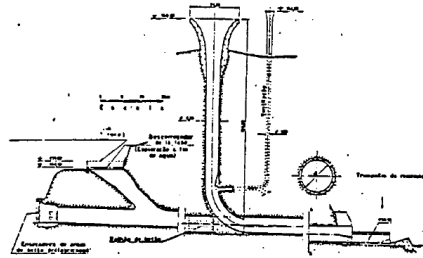


Figura 2.18 - Descarregador em Poço. Barragem de Paradela [3]

2.4.5.2 Descargas de fundo

As descargas de fundo permitem o esvaziamento da albufeira e devem ser equipadas com comportas de serviço que devem poder ser manobradas localmente e à distância, e mediante energia de natureza elétrica ou hidráulica procedendo de duas origens distintas, além de poderem ser acionadas manualmente nos casos em que a sua dimensão permita tal manobra em tempo útil [2]. Na altura do primeiro enchimento é possível a observação do comportamento estrutural da barragem devido ao controlo da subida de nível da albufeira promovido por estes órgãos de segurança. Para além das comportas, fazem também parte da constituição das descargas de fundo, o orifício de entrada, a boca de entrada, a conduta de arejamento a jusante da comporta de segurança que previne a formação de vórtices que induzem vibrações na estrutura e dispositivos de dissipação de energia do escoamento à saída através de bacias de dissipação, válvula reguladora de caudal ou jato.

Nas seguintes figuras (Figura 2.19, Figura 2.20, Figura 2.21) estão representados os perfis de algumas descargas de fundo de barragens realizadas em Portugal.

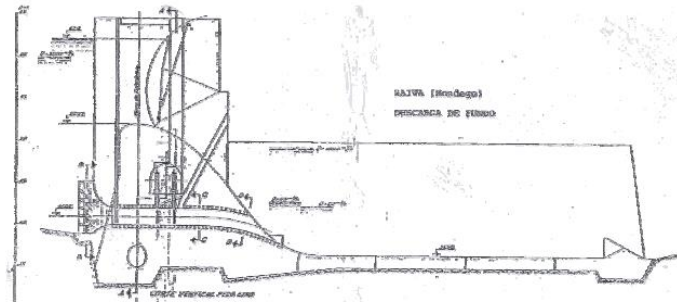


Figura 2.19 - Descarga de fundo com dissipação por bacia de dissipação. Barragem da Raiva [3]

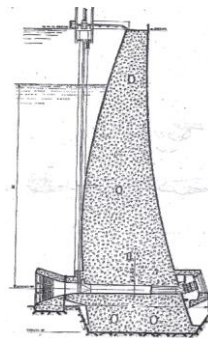


Figura 2.20 - Descarga de fundo com dissipação por válvula reguladora de caudal. Barragem do Alto Rabagão. [3]

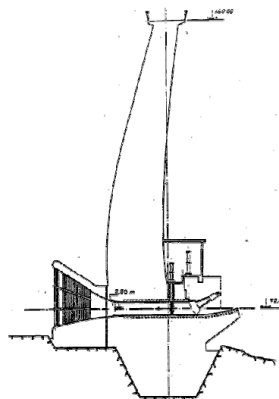


Figura 2.21 - Descarga de fundo com dissipação por jato. Barragem de Fronhas. [3]

O tipo de descargas de fundo a implementar vai depender do tipo de barragem, dos restantes órgãos hidráulicos e suas características, das funções projetadas e da solução de derivação provisória do rio, já que as soluções provisórias utilizadas podem servir numa fase posterior o propósito das descargas de fundo.

Em barragens de betão as descargas de fundo podem ser realizadas através da mesma, ou através de túneis escavados na rocha. Na escolha de uma das alternativas deve-se ponderar os custos envolvidos com as vantagens e desvantagens que cada uma acarreta.

2.4.6 ÓRGÃOS COMPLEMENTARES

Nos casos em que o aproveitamento interfere na navegação do rio ou na atividade migratória dos peixes utilizam-se órgãos complementares como as eclusas de navegação e as eclusas de peixes, figura 2.22 e figura 2.23, respetivamente.



Figura 2.22 - Eclusa de navegação.



Figura 2.23 - Eclusa de peixes.

3

MÉTODOS CONSTRUTIVOS

3.1 INTRODUÇÃO

Na construção de aproveitamentos hidroelétricos estão envolvidos métodos e processos construtivos de várias áreas distintas como escavações, contenções, aplicação de betão em massa ou aplicação de betão armado.

Primeiramente, e sabendo qual o local de implantação do aproveitamento tendo em conta elementos base estudados, é necessário escolher o local de estaleiro cuja escolha pretende otimizar os trabalhos das empreitadas além de minimizar o impacto ambiental e ecológico da zona. De seguida, dá-se início aos trabalhos de escavação que permitem construir acessos e criar condições fundamentais para a execução da mesma podendo-se prolongar até à fase final da obra. Quando os meios e as condições de trabalho estiverem criadas procede-se à construção das infraestruturas que irão constituir o aproveitamento tendo em conta as condicionantes do local da implantação, especificações de projeto, normas aplicáveis e boas práticas construtivas.

No presente capítulo pretende-se assim dar a conhecer os elementos de base para o arranque dos trabalhos necessários na construção de um aproveitamento hidroelétrico, especificações relativas às escavações subterrâneas e a céu aberto e, de um modo mas completo, métodos e processos relacionados com a aplicação de Betão Convencional.

3.2 ELEMENTOS DE BASE

3.2.1 ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Para iniciar os trabalhos são indicados os suportes informáticos e a formatação de dados a ser utilizados, as fichas tipo para o registo da cartografia geológica e para registo da caracterização geotécnica das escavações subterrâneas (túneis e poços) e a céu aberto (taludes e fundações tipo de apresentação gráfica das peças desenhadas (plantas geológico-geotécnicas, alçados rebatidos e/ou cortes longitudinais e transversais) para registo global da cartografia geológica, caracterização geotécnica, ensaios realizados, monitorização e contenção aplicada, e a metodologia para levantamento sistemático das descontinuidades geológicas.

Por cada avanço da escavação, deverá ser inserida toda a informação associada à cartografia geológica e caracterização geotécnica assim como o respetivo registo fotográfico numa plataforma informática acessível às entidades envolvidas.

Sendo assim, ficam registadas as características litológicas do maciço escavado, a indicação do estado de alteração da rocha e do grau de fracturação, o traçado das falhas geológicas e filões com indicação da sua atitude (direção, inclinação), da possança e natureza do seu preenchimento e ainda, o traçado de

diaclasses extensas ou com importância para a estabilidade da escavação, devendo-se indicar para o efeito, a sua inclinação, a sua direção, as características do seu eventual preenchimento e a presença de água.

As estruturas geológicas (falhas, filões, diaclases relevantes e contactos geológicos) assim como as ressurgências de água que forem assinaladas nas fichas de cartografia geológica e nas plantas deverão ser objeto de levantamento topográfico pormenorizado.

Nas fichas de caracterização geotécnica das superfícies escavadas deverá constar a classificação atribuída de acordo com a classificação de Bieniawski, utilizando o parâmetro Rock Mass Rating (RMR) para caracterizar o maciço. Segundo esta classificação, o valor de RMR varia entre 0 e 100 e será tanto maior quanto a qualidade do maciço rochoso. O valor de RMR é função da resistência à compressão simples da rocha, do parâmetro Rock Quality Designation (RQD), da presença de água, e dos estados das descontinuidades.

Para melhor analisar e sintetizar a informação geológico-geotécnica constante das fichas de cartografia devem-se elaborar plantas geológico-geotécnicas evolutivas para os diversos elementos de obra que deverão ser sempre atualizadas com a nova informação.

3.2.1.1 Sondagens mecânicas

As sondagens mecânicas permitem identificar o número de formações e descontinuidades existentes detetando estruturas geológicas subverticais. O local e o comprimento de furação estão sujeitos ao constante avanço do conhecimento do maciço aferindo-se também a posição necessária das sondagens, pois tanto podem ser verticais como podem formar um ângulo definido com a horizontal.

3.2.1.2 Trincheiras

As trincheiras localizam-se a diferentes cotas e acompanham a vertente existente de forma a exporem os taludes de escavação com altura mínima de 2 m. Procedendo-se à limpeza dos taludes é possível a observação direta das litologias ocorrentes, a identificação de contactos geológicos, o mapeamento de estruturas tectónicas, o estudo da fracturação dos maciços rochosos, a avaliação de espessuras de depósitos de vertente ou outros igualmente superficiais; o acesso aos locais de execução de sondagens e de galerias de prospeção.

Na execução das trincheiras são disponibilizados acessos, que ao serem executados criam taludes de escavação adicionais que se revelam de grande utilidade para a realização da cartografia geológica de superfície.

3.2.1.3 Galerias de prospeção

As galerias de prospeção têm como objetivos permitir observar diretamente o interior do maciço rochoso e a execução de ensaios com macacos planos de grande área, Large Flat Jack (LFJ). A observação de cada galeria, nomeadamente no que se refere à litologia e aos graus de alteração e de fracturação predominantes, permite conhecer a evolução da qualidade do maciço em profundidade, facilitando o detalhe nos trabalhos de cartografia geológica e estrutural.

A secção e as dimensões a utilizar devem ser previamente definidas e a definição do seu comprimento é função do acompanhamento das escavações e da análise da evolução das condições do maciço.

3.2.1.4 Prospeção geofísica

Os trabalhos de prospeção geofísica consistem na execução quer de perfis sísmicos de refração, quer de leques sísmicos a partir do terreno natural nas zonas que se pretendem estudar.

No que diz respeito aos perfis sísmicos de refração, a análise ao comportamento das velocidades medidas ao longo dos perfis permite identificar zonas de alteração rochosa consoante o aumento da gama de velocidades. Os leques sísmicos consistem na medição direta das velocidades da onda de choque entre o ponto de tiro e a linha de geofones, sendo a sua interpretação idêntica à dos perfis sísmicos.

3.2.1.5 Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ* mais frequentemente utilizados são os ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon, os ensaios dilatométricos e os ensaios com macacos planos de grande área.

3.2.1.5.1 Ensaios de permeabilidade

Este tipo de ensaio tem como objetivo principal fornecer informações sobre o comportamento hidráulico do maciço, visando o seu zonamento e a definição do tratamento a efetuar na fundação e são realizados a partir de uma dada profundidade e em troços sucessivos de comprimento definido.

A partir da análise das curvas Pressão *vs.* Absorção e Pressão *vs.* Unidades Lugeon é possível definir vários regimes de escoamento, a saber:

- Regime laminar – escoamento segundo a lei de Darcy, característico de um maciço com pequenas fissuras, limpas ou preenchidas por materiais de granulometria fina;
- Regime turbulento – escoamento segundo a lei de Chézy, característico de um maciço rochoso com fraturas mais ou menos abertas, eventualmente preenchidas por materiais grosseiros;
- Regime intermédio – escoamento com características intermédias entre os dois anteriores;
- Regimes anormais – a secção das fissuras ensaiadas não se mantém constante durante a realização do ensaio, podendo esta variação resultar da conjugação de vários fenómenos, nomeadamente, deformação (elástica ou permanente), colmatação ou desobstrução e/ou fracturação hidráulica (dilatância).

3.2.1.5.2 Ensaios dilatométricos

Os ensaios dilatométricos são realizados no interior dos furos das sondagens mecânicas com o objetivo de medir as deformações das paredes do furo em função da pressão aplicada no dilatómetro sendo assim possível analisar as propriedades de deformação do maciço.

As profundidades de ensaio estabelecem-se de acordo com a superfície estimada para a fundação da barragem, com a profundidade de implantação dos órgãos do circuito hidráulico, e, ainda, em função da qualidade e do tipo de materiais existentes às profundidades consideradas.

Em alguns casos a realização deste tipo de ensaio não é possível devido à obstrução dos furos de sondagens consequente das pegas de fogo utilizadas na abertura das galerias de prospeção e da realização de sondagens inclinadas que promovem a queda do material nos furos.

3.2.1.5.3 Ensaios com macacos planos (LFJ)

A realização deste tipo de ensaios, de execução pouco expedita, na medida em que implica a mobilização de equipamento pesado e uma cuidadosa preparação do local a ensaiar, justifica-se pelo facto dos resultados que se obtêm fornecerem uma aproximação considerada muito satisfatória, do módulo de deformabilidade do maciço, devido ao volume de maciço que é mobilizado/ensaiado pelas almofadas planas utilizadas.

Cada ensaio envolve a colocação, em ranhuras abertas nas galerias de prospeção, de duas almofadas planas de grande área (1,14 m² de área útil por almofada), segundo um alinhamento coincidente com o eixo da barragem. A orientação das almofadas é definida em função dos esforços que serão transmitidos ao maciço pela fundação da barragem, uma vez atingido o nível de pleno armazenamento na albufera. O facto de se terem utilizado duas almofadas contíguas permitiu aumentar o volume de maciço a ensaiar, reduzindo-se, desta forma, a influência que algumas heterogeneidades pontuais ao nível da deformabilidade pudessem ter sobre a veracidade dos resultados.

3.2.1.6 Ensaios de laboratório

3.2.1.6.1 Caracterização física e mecânica

Estes ensaios incidem sobre os provetes de sondagem e consistem na determinação de parâmetros físicos e mecânicos para caracterização das litologias ocorrentes.

Para determinar os parâmetros de rotura em descontinuidades representativas realizam-se ensaios de deslizamento de diaclases e para a caracterização mecânica, isto é, para se obter a tensão de rotura à compressão uniaxial, o módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson, efetuam-se ensaios de compressão uniaxial.

3.2.1.6.2 Lâminas delgadas

São utilizadas para análise petrográfica em microscopia de luz polarizada de modo a apoiar a cartografia geológica e a caracterização dos maciços.

Desta forma é possível um maior esclarecimento acerca do grau de metamorfismo encontrado bem como a observação da organização textural da rocha que implica no comportamento mecânico da mesma.

3.2.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Este tipo de estudos compreendem elementos hidrológicos e hidráulicos como a caracterização da bacia hidrográfica em estudo relativamente às suas características fisiográficas, geomorfológicas e climáticas, a quantificação dos recursos hídricos da bacia, sob a forma da distribuição da série das afluências mensais e diárias estimadas no local da barragem, a determinação das cheias nos locais da barragem e a definição das curvas de vazão a jusante dos locais da barragem.

No que diz respeito à caracterização climática devem-se obter os dados de evaporação e temperatura do ar nas estações climatológicas mais próximas do local da bacia. Em relação à caracterização pluviometria, devem ser considerados os dados dos postos pluviométricos que tenham influência na bacia, de modo a ser possível calcular a precipitação anual média ponderada sobre a bacia, a

distribuição média da precipitação ao longo do ano, a distribuição temporal da precipitação diária na zona das obras e precipitações intensas na zona das obras. Com estes estudos é possível caracterizar os escoamentos mensais e diários na secção da barragem.

O estudo hidrológico de cheias são realizados com o objetivo de dimensionar o descarregador de cheias e das obras de derivação provisória do rio. As metodologias adotadas para estimar os caudais de ponta de cheia e os hidrogramas de cheia associados a vários períodos de retorno na secção da barragem de compreendem a análise estatística dos caudais instantâneos máximos anuais das estações hidrométricas mais próximas, a aplicação de fórmulas empíricas para a secção da barragem e a simulação dos hidrogramas de cheia a partir do modelo precipitação - escoamento HEC-1. Os valores dos caudais instantâneos máximos anuais observados nas estações hidrométricas podem ser obtidos através no SNIRH do INAG. A metodologia de análise hidrológica de cheias com o modelo HEC-1 compreende os seguintes passos:

- Definição da bacia hidrográfica na secção de implantação da barragem e determinação das suas principais características fisiográficas;
- Estabelecimento de hidrogramas de projeto, associados aos períodos de retorno pretendidos, a partir do estudo estatístico realizado para os postos pluviométricos na bacia do rio que permitiu associar as precipitações intensas de curta duração à frequência;
- Definição para cada cheia do número de escoamento da bacia hidrográfica em função das suas características geológicas, de uso do solo e das condições antecedentes de humidade, com vista a considerar o método do Soil Conservation Service (SCS) para avaliar as perdas de água na bacia hidrográfica, e por conseguinte, a precipitação útil que contribui para o escoamento;
- Definição do hidrograma unitário sintético de Clark, que exige o tempo de concentração, o coeficiente de armazenamento e o diagrama tempo-área da bacia hidrográfica, função do tempo de concentração e das áreas entre linhas isócronas;
- Definição do hidrograma unitário sintético do SCS, que exige como parâmetro o tempo de atraso da bacia;
- Utilização do modelo HEC-1 para simular os hidrogramas de cheia afluentes associados aos períodos de retorno de 10, 20, 50, 100, 1000, 5000 e 10000 anos.

Com o estudo de caudais efetuado e com a curva de vazão do rio, obtida através de observações simultâneas de níveis e de caudais ou de modelos de cálculo, determina-se a curva de vazão do rio a jusante e por conseguinte os níveis em função do caudal.

3.2.3 ORGANIZAÇÃO DO ESTALEIRO

Numa primeira fase procede-se ao levantamento de todas as infraestruturas enterradas, à estabilização de taludes caso se encontrem árvores no coroamento dos mesmos, ao estudo da circulação na envolvente da obra e eventual necessidade de construção de novos acessos. Devem-se evitar locais demasiado íngremes para evitar inclinações excessivas, e cujas características topográficas resultem em curvas fechadas, prejudicando assim a circulação dos equipamentos e eventuais atrasos na construção.

Na preparação do terreno procede-se à decapagem através da remoção da terra arável e da terra vegetal com elevado teor em matéria orgânica, cujas superfícies devem ser previamente limpas de pedra grossa, detritos e vegetação lenhosa.

O estaleiro deverá ser implantando na margem que otimiza os trabalhos tendo em conta os acessos já existentes, minimização de impactes ambientais e ecológicos na zona e cujas dimensões têm em conta

os meios humanos e materiais que serão colocados na obra de modo que possa ser executada no prazo previsto. O seu perímetro deverá estar devidamente vedado e as respetivas entradas e saídas protegidas e fechadas para evitar o acesso não autorizado e regularizar o transporte de materiais e meios.

As instalações sociais, gerais e de apoio englobam gabinetes, salas de reuniões, instalações sanitárias e eventualmente copa equipada com balcão, lava-loiça com escurredouro e cilindro. O posto médico é constituído e equipado respeitando as normas da Direção Geral de Saúde com características construtivas adequadas à funcionalidade e higiene associadas ao fim a que se destinam. Todas estas instalações devem ser providas de rede de água, rede de esgotos, gestão de resíduos, rede de comunicações e sinalização de modo a garantir o devido apoio à construção.

Afastados do posto médico, escritórios e das instalações sociais é implantado o estaleiro de preparação de armaduras, o estaleiro de preparação e armazenamento de cofragens, parque de pré-fabricados de elementos metálicos, parque de equipamentos móveis, parque de viaturas, eletromecânica, parques de materiais, armazenamento terra vegetal, depósito de combustível, manutenção de equipamentos e instalações sanitárias.

O fabrico dos betões deverá ser efetuado em estaleiro próximo do local da sua colocação, sendo necessário assim montar e explorar todo o equipamento para o armazenamento dos volumes necessários às quantidades e ritmos de colocação dos betões de acordo com o programa de trabalhos efetuado.

Os principais equipamentos para a produção industrial do betão são:

- Equipamento de produção de agregados de origem britada;
- Silos de armazenamento de cimento;
- Silos de armazenamento de cinzas volantes;
- Silos de armazenamento de agregados;
- Depósitos para água de amassadura dos betões e para os adjuvantes;
- Centrais de fabrico de betão;
- Sistemas de descarga e transporte dos constituintes dos betões;
- Equipamento para o transporte, colocação e vibração dos betões.

O doseamento dos constituintes deverá ser gravimétrico e as centrais deverão demonstrar ter aptidão para dosear com tolerâncias não superiores a:

- 1% para os pesos da água e dos ligantes hidráulicos;
- 2% para os pesos do total de agregados e das classes de dimensão igual ou inferior a 19mm;
- 3% para os pesos de agregados de classe superior a 19mm e para o peso dos adjuvantes.

As centrais de fabrico dos betões deverão ser automáticas e dotadas de controlo informático de todos os ciclos de produção de modo a permitir registar toda a produção e demonstrar o cumprimento das tolerâncias do doseamento. O equipamento deverá ainda dispor de sistema de transmissão desses registos.

Os silos devem estar devidamente identificados, de modo a evitar eventuais trocas de armazenamento do cimento e das cinzas volantes que pode ocorrer, por exemplo, pela diferente coloração das tubagens e por acessos diferenciados, devidamente assinalados, a cada grupo de silos. As paredes exteriores dos silos de armazenamento devem ser revestidos com um material isolante, de modo a eliminar a incidência direta dos raios solares. Esse material deve ser de cor branca para o cimento e amarelo claro para a cinza volante e ter características refletoras.

O armazenamento dos agregados, em especial o das areias, deverá fazer-se em condições que facilitam a drenagem da água neles contida e de permitir o período de espera de, pelo menos, 24 horas antes da última operação de ensilagem, de forma a reduzir e uniformizar os teores de humidade dos materiais antes da sua utilização no fabrico de betões.

Os silos de armazenamento de agregados deverão possuir uma cobertura apropriada que impeça a chuva de penetrar no seu interior e ser protegidos por material refletor de cor branca posicionado de modo a eliminar a incidência de raios solares nas suas paredes, e afastado delas de modo a constituir uma caixa-de-ar, permitindo assim o seu arrefecimento. Eventualmente, podem ser munidos de dispositivos que permitam o arrefecimento exterior da sua parede, por evaporação de água, ou protegidos com material isolante adequado. As quedas dos materiais nas diversas operações de produção e ensilamento devem ser atenuados empregando-se desse modo, e quando necessário, dispositivos de amortecimento de queda ("rock leaders").

3.3 ESCAVAÇÕES

3.3.1 ESCAVAÇÕES A CÉU ABERTO.

Durante a fase de preparação e planeamento deverão ser realizados esquemas de ataque, faseamento de execução, esquema das pegas (furação, explosivos, temporizações, cargas específicas e máximas instantâneas), programa de trabalhos detalhado e meios a utilizar, nas escavações dos elementos de obra a construir.

É importante a definição dos equipamentos a utilizar assim como os rendimentos de escavação esperados tendo em conta todas as operações, nomeadamente, perfuração, desmonte, ventilação, retirado de escombros e suporte imediato, carga e transporte dos escombros. Um aspeto ainda a ter em conta é a capacidade de substituição ou equipamentos alternativos em situação de avarias.

No início do avanço das escavações deve-se garantir a execução correta de medidas de contenção imediatas – suporte primário – tais como ancoragens, pregagens, entivagens ou betão projetado de forma a garantir a devida segurança e estabilidade dos taludes de escavação.

Como já foi referido, o avanço das escavações deve realizar-se em simultâneo com o da cartografia geológica e da caracterização geotécnica de todas as superfícies escavadas e a sua realização deve-se reger segundo técnicas de desmonte adequadas, sendo necessário não proceder ao disparo de pegas em simultâneo nas diferentes frentes de obra e utilizar técnicas de fogo controlado.

Para a realização das pegas de fogo deve-se fasear e/ou reduzir os comprimentos de pegas, eliminar a possibilidade de ocorrência de furos cooperantes, entendendo-se como tal os furos que disparam no mesmo instante, afastar convenientemente os furos entre si de forma a eliminar qualquer possibilidade de deflagração simultânea de cargas que no plano de fogo apresentam tempos de deflagração distintos, devendo ser prestada especial atenção ao desvio da furação.

Note-se ainda que a deflagração de pegas a menos de 100 m de locais onde tenha sido aplicado recentemente betão cofrado está também condicionada à evolução das resistências atingidas pelo mesmo, sendo obrigatório respeitar um intervalo mínimo estipulado de dias a contar da data de conclusão da referida betonagem.

Nas escavações a céu aberto, tal como nas subterrâneas, apenas é permitida a utilização de sistemas com detonadores não elétricos, de iniciação de explosão também não elétricos e a utilização de rastilhos para iniciação de pegas de fogo.

As superfícies dos terrenos a escavar devem ser previamente limpas de pedra grossa, detritos e vegetação lenhosa (arbustos e árvores) conservando-se, todavia, a vegetação subarbustiva e herbácea, a remover com a decapagem. A limpeza, desmatagem e decapagem do terreno deve cingir-se às áreas que serão objeto de movimentos de terras para evitar encargos desnecessários e eventuais riscos de cariz ambiental.

Nos coroamentos e banquetas os taludes de escavação devem-se executar valas constituídas por meia cana em betão assente sobre betão pobre, quando a natureza do terreno não permita que nele se constitua uma vala simplesmente escavada suficientemente resistente ao poder erosivo das águas. De modo a garantir a segurança a cotas inferiores, antes de ser iniciada a escavação, deve-se proceder à limpeza e saneamento de todo o material solto existente e, caso seja necessário, à proteção contra queda de material proveniente das encostas. As intersecções das superfícies dos taludes com o terreno natural têm de ser arredondadas, devendo este trabalho ser executado com cuidado para se evitar danos na vegetação exterior à área escavada e de modo a ter em conta o sistema de drenagem superficial dos terrenos marginais.

As características geológicas, hidrogeológicas, topográficas ou de outra ordem poderão obrigar a que a escavação se realize por fases obrigando a efetuar retomas de trabalho com ou sem interposição de elementos estabilizadores, a que se altere a geometria prevista para os taludes (contornos em planta e inclinações) e a que se executem galerias ou furos de sondagem em avanço com recurso a técnicas especiais, nomeadamente a enfilagem e o forepoling.

3.3.1.1 Enfilagem

A enfilagem consiste na execução de perfurações ao longo do perímetro da abóbada e na instalação de varões de aço ou tubos metálicos, usualmente com um comprimento de 12 a 16 m, conjuntamente com a injeção de calda de cimento antes ou após a instalação dos varões ou tubos, de forma a fornecer um suporte da abóbada ao redor da área de escavação.

Os varões ou tubos da enfilagem são instalados a uma distância, centro a centro, de 30 a 40 cm (medida no perímetro da linha que liga todos os varões). Uma sobreposição de, pelo menos, 3 m, deverá ser prevista no caso de utilização de secções subsequentes. Este tipo de contenção poderá ser utilizado em condições de rocha decomposta e/ou emboquilhamentos. Os tubos a utilizar deverão possuir furos de injeção dispostos com intervalos regulares, de forma que a injeção de calda de cimento possa ser executada passo-a-passo (método dos tubos "aux manchettes"). A execução de enfilagens exige ainda a colocação de perfilados metálicos.

3.3.1.2 Forepoling

O forepoling consiste na execução de perfurações curtas e de pequeno diâmetro ao longo do perímetro da abóbada e na instalação de tubos metálicos ou varões de aço em conjunto com a injeção de calda de cimento, antes ou depois da instalação dos elementos metálicos, de forma a estabilizar o maciço envolvente da área de escavação.

Os tubos metálicos ou os varões de aço são instalados troço a troço, de forma a criar um envolvimento protetor do lado de fora da linha de escavação com uma sobreposição de, pelo menos, 1 m. O espaçamento centro a centro dos elementos metálicos é de 20 a 30 cm (medido no perímetro da linha que une os elementos metálicos). A execução de forepoling normalmente exige a colocação de

perfilados metálicos e o seu comprimento depende da extensão do troço de escavação, sendo normalmente de 2 a 3 m.

Os tubos metálicos a utilizar no forepoling deverão possuir um diâmetro interno mínimo de 32 mm e uma espessura de parede de pelo menos 3 mm, enquanto que os varões de aço terão um diâmetro de, pelo menos, 25 mm.

3.3.2 ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Para o início das escavações subterrâneas é necessário definir a estratégia para execução de obras subterrâneas a realizar, assim como os tipos de ventilação, iluminação, comunicação e sinalização a instalar.

A escolha dos métodos de escavação, dos processos de execução e do grau de mecanização que se propõe empregar têm em conta as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas dos maciços, a dimensão das secções, a extensão e outros condicionamentos da obra.

No caso de as escavações serem realizadas com explosivos, para recorte do contorno das secções pode-se recorrer à técnica de smooth blasting que permite controlar de forma mais rigorosa a escavação em excesso, e a perturbação do maciço de forma a reduzir a preocupação com o saneamento e com a contenção provisória. Nos casos em que o contorno da escavação apresenta ressaltos, chanfros, ou outros, designadamente os necessários a apoio ou suporte de estruturas, deverá o corte ser realizado por furos com espaçamento inferior a 0,35 m.

Os planos de fogo e os trabalhos relacionados com a pega, designadamente furação, carga e temporização, deverão ser desenvolvidos de forma a assegurar que as secções de projeto sejam garantidas. O dimensionamento de um plano deste tipo consiste na determinação do tipo de explosivo a usar, o número de furos, a distância entre furos, os diâmetros de furação, a carga de explosivo por furo, o tamponamento do furo, a distribuição geométrica dos furos e a sequência de rebentamento dos mesmos.

Nos trabalhos subterrâneos, nas operações de extração de escombros provenientes das frentes de obra, deverão ser tomadas medidas específicas para eliminação da propagação/produção de poeiras. Nesse sentido, recomenda-se manter o escombros sempre humedecido durante a sua extração.

Durante a execução das escavações e com o intuito de controlar as deformações do maciço envolvente e/ou do suporte instalado, devem-se realizar campanhas de observação - medições de convergência. Nas zonas de emboquilhamento ou em condições geológicas adversas (por exemplo zonas de falha) a distância entre as secções de medição de convergência poderá ser encurtada.

O registo fotográfico deverá permitir a visualização de cada avanço incluindo fotografias da frente de escavação, dos hasteais das escavações, da abóbada e de quaisquer particularidades encontradas.

Os elementos mais relevantes obtidos a partir da cartografia geológica e caracterização geotécnica das escavações subterrâneas deverão ser referenciados no terreno por métodos topográficos e representados numa planta georreferenciada do teto e hasteais (rebatidos) de cada galeria, constituindo as plantas geológico-geotécnicas evolutivas.

As escavações subterrâneas realizam-se com meios mecânicos e/ou de explosão de acordo com as diferentes tipologias do terreno e com os elementos de sustentação previstos para as mesmas. Pode-se, de um forma simplista, apontar as etapas de construção para um túnel começando pela escavação por meios mecânicos ou recurso a explosivos seguida pela aplicação de suporte temporário em betão

projetado e pregagens a aplicar depois da escavação e terminando na materialização do revestimento permanente de betão moldado *in-situ*.

A segurança e controlo da escavação são assegurados por um sistema de monitorização geotécnica, que engloba a aplicação de extensómetros e piezómetros que permite registar e armazenar os movimentos da estrutura e do material do subsolo possibilitando uma adequada avaliação do método de construção e de suporte instalado.

Um dos métodos construtivos utilizado na abertura de túneis e galerias é designado por NATM, que consiste essencialmente em efetuar imediatamente após o desmonte, a contenção primária do maciço, com betão projetado e/ou pregagens, de forma a controlar as deformações do maciço até este atingir as condições de equilíbrio, monitorizando o mesmo se necessário com leituras de convergências. Este método é bastante utilizado, permitindo ajustar as medidas de contenção às características do maciço escavado, bem como às secções escavadas e a escavar.

Quando se prevê um maciço com elevada capacidade de autossustentação e em túneis com secção inferior a 100 m², é usual a escavação ser feita em plena secção recorrendo-se, frequentemente, à utilização de Jumbos electro-hidráulicos. Ao selecionar este equipamento deverá ter-se em conta, além dos rendimentos pretendidos, as suas dimensões geométricas, de forma a permitir a sua mobilidade até à frente de escavação sem conflitos de atravancamento com as redes instaladas ou a instalar no túnel, com os raios mínimos de curvatura da diretriz, com as dimensões e acessos das galerias de ataque de secções menores onde o equipamento terá obrigatoriamente de circular e ainda com a execução de furação para contenção e nichos. A remoção de escombros é feita com recurso a camiões carregados com pá carregadora para descarregar no local escolhido para escombreira.

No que concerne à abertura de poços, os sistemas mecanizados de perfuração que podem ser utilizados são o Shaft Drilling, Shaft Boring e Raise Boring que dependem sempre do fabricante, local da obra e do projeto em questão, sendo o último o mais vulgar.

O Raise Boring consiste na execução de um furo piloto seguido do alargamento do mesmo com uma cabeça de corte de maior diâmetro em sentido ascendente, podendo o alargamento ser efetuado em várias etapas. Se por um lado é adequado a casos que necessitem de profundidades entre 100 e 200 m, esta técnica apenas possibilita a abertura de poços cuja gama de diâmetros se fixa entre 2 e 3 m. Dos fatores que contribuem para o desvio do furo piloto, um dos mais importantes é a natureza e homogeneidade do maciço rochoso atravessado, pois a mudança na dureza da rocha provoca o desvio no furo piloto.

A abertura de poços com pouca profundidade pode ser executada em bancada, com recurso a um carro de perfuração hidráulico sobre rastros para perfuração vertical e carregamento direto em camiões com uma pá carregadora e uma escavadora hidráulica sobre rastros. Quando a profundidade impedir o uso destes equipamentos, utilizam-se gruas para remover o material resultante.

Este tipo de trabalho acarreta perigos significativos no que toca à integridade física do pessoal afeto à obra, tais como quedas a nível elevados, queda de objetos por descoramento ou desabamento de eventuais estruturas vizinhas e soterramentos. É importante para as manter as adequadas condições de trabalho que se implemente os Planos de Avaliação e Controlo de Ruído, Vibrações e Qualidade do Ar.

3.4 BETÃO CONVENCIONAL

3.4.1 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO

Para o fabrico dos betões com a qualidade desejável, é necessária a realização de estudos para identificação das manchas de empréstimo de inertes. Numa primeira fase afere-se se a envolvente do local da barragem possui agregados ou areias de características apreciáveis, e caso não aconteça é essencial a consulta a entidades públicas reguladoras de explorações para aferir a existência destas perto do local da obra, já que viagens longas de transporte podem inviabilizar a sua seleção pelos custos induzidos.

De acordo com as normativas legais aplicáveis a data da elaboração desta dissertação as explorações identificadas têm que cumprir a legislação nacional, nomeadamente o DL 4/2007 no qual se estabelece a obrigatoriedade da aposição da Marcação CE em produtos da construção.

Selecionadas as explorações que cumpram o requisito supracitado, são avaliados os materiais extraídos das mesmas, as condições de lavra, a capacidade de produção instalada, os métodos de processamento utilizados e são retiradas amostras para ensaios laboratoriais.

3.4.1.1 Agregados britados

Com o objetivo de caracterizar os agregados britados disponíveis nas explorações selecionadas são realizadas sondagens mecânicas à rotação a diferentes cotas e com comprimento determinado pela cota inferior de exploração prevista no plano da lavra da exploração, o que permite a realização do zonamento geotécnico em diferentes perfis transversais e longitudinais, ao desenvolvimento da mancha a explorar. As sondagens estão sempre condicionadas pelo acesso existente.

Os ensaios laboratoriais a partir dos tarolos de sondagens realizados constam da determinação de massas volúmicas, de absorções de água, do índice volumétrico, da velocidade de propagação de ultra-sons, da resistência à compressão uniaxial, de desgaste do tipo Los Angeles e análises petrográficas. O conjunto destes ensaios possibilita a caracterização geotécnica dos materiais para a produção de inertes que é tanto melhor quanto menor for a heterogeneidade observada, o que implica menos possibilidade de contaminação por litologias indesejáveis. Caso o volume destas seja elegível, é necessário efetuar uma cartografia geológica da base dos taludes ficando assim a avaliação condicionada ao levantamento referido e a uma caracterização mais pormenorizada para garantia da homogeneidade da produção.

A resistência à fragmentação dos agregados grossos é um dos indicadores de resistência da rocha a partir da qual se pretende obter agregado britado para o fabrico de betões. Tal indicador tem influência significativa na capacidade resistente do betão que os agregados irão incorporar, pelo que a sua determinação é importante para a avaliação das amostras a estudar.

Outro dos indicadores geométricos de apreciação dos agregados, consiste na propriedade relacionada com a forma e o alongamento das partículas que influenciam de forma direta a trabalhabilidade do betão e contribuem para a maior ou menor necessidade de água, cujas quantidades influenciam por sua vez na relação água-ligante e consequentemente nas resistências finais obtidas com uma determinada dosagem em ligante.

Tendo em conta os graus de alteração existentes e já previamente identificados, os valores de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons e de rotura em compressão das amostras de sondagem devem corresponder com a classificação previamente identificada e estar entre os limites de

resistência definidos nas normativas para verificação das características da rocha como material de fabrico de agregados grossos para betões.

Na tabela 3.1 estão representados os critérios para a classificação do material extraído da pedreira.

Tabela 3.1 - Critérios para a classificação do material extraído da pedreira.

Estado de Alteração (W)	Fracturação (F)	RQD (%)
W4-5	F4-5	0-50
Muito alterado a decomposto	Próximas a muito próximas	Muito fraca a fraca
W3	F3-F4	50-90
Alterado	Moderadamente afastadas a próximas	Razoável a boa
W1-2	F2-F3	>90
São a pouco alterado	Afastadas a moderadamente afastadas	Excelente

Para além da qualidade dos agregados britados é necessário ter em conta o volume de produção instalado e a capacidade de expansão da exploração já que é de evitar uma eventual expansão apenas em profundidade pois pode significar quebras no fornecimento deste tipo de agregados.

Deverão ser apresentadas na fase de preparação e planeamento da execução das obras, os projetos detalhados de produção, seleção e lavagem de agregados segundo as classes granulométricas.

3.4.1.2 Areias

Quando as pedreiras seleccionadas não são adequadas para o fabrico de agregados finos devido não só as elevadas perdas de processamento mas provavelmente porque conduzem a características menos adequadas para este tipo de material é necessário que se realize uma prospeção de areiros circundantes à obra através da base de dados do Laboratório Nacional de Engenharia e Geologia. É imperativo que se obtenham informações sobre os materiais explorados, relativamente à proveniência, reservas, processamento e características geotécnicas.

De forma a verificar a competência das areias para a utilização no fabrico dos betões executam-se ensaios laboratoriais que consistem em análises granulométricas, determinação de massas volúmicas, de absorção de água, de resistência mecânica dos agregados finos em argamassas (quando os agregados finos são em excesso recomenda-se a sua lavagem, se este facto não influenciar a respetiva resistência) e ainda o despiste de matéria orgânica. Além destes ensaios, em alguns casos efetua-se determinação de teores de cloretos e álcalis e a determinação da resistência mecânica em compressão e flexão de argamassas com incorporação de adjuvantes.

As análises granulométricas são realizadas em todas as amostras de areias naturais e em areia britada preparada em laboratório de modo a comparar a resistência mecânica das duas. A matéria orgânica que se poderá encontrar nos agregados finos pode prejudicar a resistência mecânica do betão a utilizar com agregados contaminados. Este facto adquire uma relevância maior quando os materiais finos são de origem aluvionar o que implica que deverá ocorrer a lavagem destes na exploração, ou, caso não seja possível, em obra.

A resistência mecânica em compressão e em flexão de argamassas produzidas com as areias naturais e as areias britadas em que se incorporaram adjuvantes é realizada para se obter a influência no comportamento dos betões fabricados com estes materiais.

É importante que a fração fina não seja muito representativa, facto que obriga a cuidados acrescidos na seleção e na lavagem, e que a exploração escolhida possua reservas adequadas que evitem a quebra dos fornecimentos e que os materiais explorados sejam homogêneos, evitando a rejeição de materiais, que diminui os rendimentos do processamento do produto final, a areia lavada.

3.4.2 EXPLORAÇÃO DA PEDREIRA

O desmonte do material da pedreira é feito através da execução de pegas de fogo com recurso a explosivos podendo o produto resultante, ser analisado posteriormente de modo a manter o nível de qualidade dos materiais que vão para o processo de britagem que se inicia com a descarga do material sobre um recetor primário munido com alimentador vibratório encaminhando o material para a britador primário. Este processo repete-se para os diferentes diâmetros de agregados pretendidos.

Os resíduos resultantes das instalações de britagem, seleção e lavagem dos agregados não poderão ser lançados nas linhas de água, devendo-se efetuar uma retenção dos mesmos de modo a não poderem ser arrastados pelas águas das chuvas, e a remover os produtos decantados para a escombreira com um teor de humidade não superior a 15%.

3.4.3 BETÃO CONVENCIONAL

3.4.3.1 Constituição

A constituição do betão e referência normativa respetiva a cada um dos seus constituintes está presente na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Constituintes do betão e respetivas referências normativas.

Constituinte do betão	Referência normativa
Agregados	Especificação LNEC E-467: 2006 [5]
	Especificação LNEC E-461: 2007 [6]
Cimentos	NP EN 197-1 [7]
Cinzas volantes	NP EN 450-1
Água de amassadura ou gelo	NP EN 1008 [8]
Adjuvantes	NP EN 934-2

3.4.3.1.1 Ligantes hidráulicos

Nas soluções de ligantes hidráulicos é aconselhável a utilização de adições e de soluções associadas que conduzem a um calor de hidratação baixo e ao mesmo tempo garantem a durabilidade da matriz “ligante” do betão de modo a reduzir os fenómenos de lixiviação devido ao contacto dos betões com a água do rio.

Se antigamente se recorria a cimento de “alto-forno”, cuja composição é de 40% de clinker e de 55% de escória de alto-forno, a introdução da cinza, aliado ao desenvolvimento tecnológico aplicado a centrais térmicas a carvão permite obter percentagens de substituição de cimento na ordem dos 50%.

Existe assim, uma clara vantagem da incorporação de cinza volante na redução do calor produzido pela hidratação do ligante hidráulico, situação assaz determinante para o caso de betonagens de secções de dimensão significativa.

A mistura dos dois componentes que constituem o ligante hidráulico é realizada na amassadura do betão, pelo que no fabrico do mesmo, deverão ser tidos em conta os tempos de amassadura da central de fabrico para que garanta a devida homogeneidade do betão.

Para o transporte e armazenamento do cimento e de cinzas volantes, deverá ser garantida a correta estanqueidade de modo a que os constituintes não apresentem grumos ou sinais de hidratação.

3.4.3.1.2 Adjuvantes

Os adjuvantes são um constituinte determinante no desempenho das composições de betão convencional, de tal modo importante que a sua utilização está hoje em dia generalizada por todos os utilizadores e especificadores de betões, existindo no mercado produtos para diversos fins desde, de acordo com o definido na respetiva normalização referida em cima:

- Redutores de água de amassadura para diminuição da relação água/cimento como fator determinante da eficiência do cimento e da durabilidade;
- Efeitos tenso-ativos para melhorar significativamente a trabalhabilidade do betão contribuindo para a sua compacidade na colocação e redução de permeabilidade a água e difusibilidade aos iões agressivos;
- Aceleradores de endurecimento e aceleradores e retardadores de presa utilizados para controlar o processo de colocação em função dos meios de transporte e das temperaturas do ambiente e do betão;
- Introdutores de ar com efeito essencial nos casos de ação gelo-degelo devido a incorporação de micro-bolhas na matriz da pasta.

O uso deste constituinte deve ser devidamente avaliado para cada caso em função dos tipos e dosagens em ligante e da origem do respetivo clinker assim como da finura total da curva granulométrica da composição. Esta avaliação deverá ser realizada através de análises laboratoriais antes e após a incorporação da exploração industrial no estaleiro.

No corpo da barragem, onde é usual usar betões de consistência seca, utilizam-se adjuvantes redutores de água e plastificante, enquanto que, em elementos estruturais que requerem consistências plásticas ou fluidas, associados normalmente aos betões de menor diâmetro máximo de agregado e consequentemente com um teor em finos mais elevado que os betões de consistência seca, é habitual utilizar super - plastificantes / fluidificantes.

Nos casos em que a vibração do betão seja de difícil execução pode-se utilizar uma gama de adjuvantes que permitam formular composições de betão convencional com fluidez, coesão e viscosidade que dispensa a vibração, reduzindo assim os custos de execução.

3.4.3.1.3 Água de amassadura

A água de amassadura para o betão deverá ser utilizada por gravidade através da implantação dos depósitos a cota elevada para onde é bombada a água proveniente de captações à superfície do rio que devem respeitar os parâmetros especificados na NP referida na tabela 3.2.

É importante que os depósitos impeçam o aquecimento da água em alturas com temperaturas elevadas para que estas não interfiram na temperatura final do betão e permitam manter as características da água quanto às quantidades de resíduo dissolvido.

As características que interessam analisar são a temperatura, o ph, os teores em cloretos e sulfatos, teores em fosfato e nitratos que, ao não serem controlados devidamente, podem por em risco a vida útil das estruturas.

3.4.3.2 Especificações

Conforme foi atrás referido o método em análise envolve a aplicação de betão convencional, devendo este satisfazer as especificações relativas a segurança estrutural desses mesmos elementos assim como satisfazer também as especificações de durabilidade.

3.4.3.2.1 Requisitos de durabilidade

Na construção de um aproveitamento hidroelétrico, a durabilidade dos betões é uma das necessidades principais sendo necessários os seguintes princípios estabelecidos na documentação [9] associada à norma NP EN 206-1 [6]:

- As estruturas devem ser projetadas e construídas de forma que a deterioração ao longo da vida útil não faça com que o seu comportamento seja inferior ao desejável, tendo em conta, as características do ambiente que a envolve e o nível previsto para a manutenção;
- As condições ambientais devem ser identificadas na fase do projeto, de forma que a sua importância para a durabilidade possa ser avaliada e possam ser tomadas as medidas de proteção adequadas e com os materiais também adequados.

Nas estruturas hidráulicas em geral e nas barragens em particular os requisitos de durabilidade são determinantes devido às consequências do envelhecimento das estruturas de betão durante a exploração do aproveitamento e dos inerentes riscos associados ao impacto desse envelhecimento em relação a operacionalidade do empreendimento.

As ações ambientais agressivas ao betão estão associadas a fenómenos de lixiviação das águas de contacto com os betões e a progressão da carbonatação superficial dos elementos estruturais que poderá por em risco a resistência esperada das estruturas, quer nas zonas de betão seco, quer nas zonas de betão armado, pois infere no fenómeno da corrosão por carbonatação das armaduras expostas à água das chuvas e consequentemente aos ciclos de molhagem – secagem requerida.

Quanto ao betão a aplicar na barragem, dado tratar-se de uma estrutura que geralmente não tem armaduras, exceto em zonas localizadas alvo de tratamento especial, a durabilidade dos betões deve ser avaliada pela influência das características químicas da água da albufeira, da relação máxima água-cimento, cujo valor não devesse ser superior ao limite estipulado, e das propriedades de impermeabilidade da estrutura granulométrica do betão a determinar na fase de estudos para a definição das composições prescritas.

É crucial conhecer e incutir as boas técnicas de fabrico, transporte, colocação e cura os betões com vista a serem minimizados os riscos de fissuração térmica, autógena, de retração hidráulica, perda de coesão, segregação e exsudação.

3.4.3.2.2 Requisitos de resistência mecânica

A elaboração dos estudos para avaliar a resistência mecânica é efetuado com base num programa de ensaios a realizar previamente e que engloba a determinação do comportamento das composições quer no seu estado fresco quer no estado endurecido, pelo menos até à idade definida como referência para a atribuição das classes de resistência consideradas.

As propriedades de desempenho avaliam o comportamento dos betões no estado fresco [10]:

- a consistência obtida, em função da relação água/ligante;
- o tempo de manutenção da consistência do betão para uma temperatura de referência;
- o grau de exsudação, segregação e coesão da mistura fresca;
- recolha do valor da temperatura do betão durante a realização daqueles ensaios;
- a evolução da velocidade de ultra-sons associada à presa e endurecimento, em algumas composições.

As propriedades avaliadas no estado endurecido variam em função da idade e incluem:

- a massa volúmica do betão;
- a resistência mecânica em compressão;
- a resistência mecânica em tração indireta;
- o módulo de elasticidade;
- a relação força - deformação em algumas das composições;
- o grau de impermeabilidade à água das composições.

Os estudos da composição são desenvolvidos pelo projetista com base nas amostras padrão fornecidas pelo adjudicatário tendo assim cada mistura, com base no desempenho obtido na produção industrial instalada em obra, uma dosagem de “referência”.

A dosagem de ligante hidráulico de referência para cada tipo de betão mantém-se inalterável até ao final da construção, podendo no entanto ocorrer modificações no que toca às composições ao nível do doseamento dos agregados, alterações às quantidades de água de forma a manter as propriedades dos constituintes e da precisão de doseamento dos equipamentos de produção idênticas àquelas que iniciou o fabrico de betão em obra. Se for imprescindível alterar a relação água/ligante ou o tipo de adjuvante devido a questões relativas à consistência do betão adota-se a distinção de uma nova composição de betão.

Nas tabelas 3.3 e 3.4 estão representados os tipos de betão convencional que podem ser usados assim como a consistência das classes de abaixamento do betão em massa (utilizado no corpo da barragem).

Tabela 3.3 - Tipos de betão convencional que poderão ser usados.

Tipos de Betão de Composição Prescrita					Principais elementos de obra
Classe de Resistência (MPa)	Idade de definição da classe de resistência	Diâmetro max. Do agregado (mm)	Consistência das classes de abaixamento	Relação A/L (máxima)	
C12/15	90 dias	75 a 150	S1	0,55	Betão em massa
C20/25		38 a 75	S1	0,55	Betão estrutural de muito elevado recobrimento
C20/25		38, 19 e 10	S1, S2, S3, S4	0,5	
C25/30		38 e 19	S2, S3 e S4	0,47	
C30/37		38 e19	S2, S3 e S4	0,45	
C30/37		38 e19	BAC(*)	0,4	Betão armado
(*) Betão autocompactável					

Tabela 3.4 Tipos de betão e consistência das classes de abaixamento.

Betão em massa	S1
Betão armado (colocação a balde)	S1 e S2
Betão armado (colocação a bomba)	S3 e S4
Betão submerso	S4

Relativamente ao comportamento térmico do betão é necessário definir em Caderno de Encargos, e tendo em conta os cuidados especiais que é necessário tomar em elementos estruturais de espessura mais reduzida, o intervalo de tempo entre o término da betonagem de uma camada e o início da betonagem da camada seguinte, de modo a evitar um diferencial de temperaturas entre camadas demasiado elevado e consequentemente as retrações diferenciais entre as mesmas camadas.

A compactação do betão convencional é realizada por vibração interna, com equipamento adequado ao diâmetro máximo do inerte e a consistência dos betões sendo que o diâmetro dos vibradores para o betão convencional dos paramentos não é inferior a 2", ou seja, a 50 mm. Em situações especiais poderá haver necessidade de aplicação de betão com bomba, devendo nestes casos a composição ser corrigida na sua granulometria e consistência.

Nos casos em que esteja prevista a colocação de betão autocompactável é dispensável a aplicação de qualquer vibração, mas estas composições devem ser objeto, na fase de estudos, de adequadas avaliações de compacidade, nomeadamente para zonas de maior densidade de armaduras ou de zonas onde a progressão do betão seja algo labiríntica, logo mais difícil.

É conveniente que o transporte dos betões seja realizado de modo a limitar os riscos de segregação dos agregados ou separação entre matriz argamassa e agregado grosso, tendo em vista garantir a sua correta e adequada compacidade e resistência final.

3.4.3.2.3 Controlo de qualidade

Para o controlo de qualidade dos betões utilizam-se de Planos de Inspeção e Ensaio (PIE) para a receção dos materiais, para o controlo do processo de fabrico e doseamento dos constituintes e para os ensaios finais, e ainda Planos de Procedimentos de Controlo de Processo, (PPC) em particular no que diz respeito aos métodos de transporte, colocação, compactação e cura dos betões.

Todas as betonagens deverão ser precedidas de inspeções sobre o estado da junta, das cofragens, das armaduras, do estado do equipamento de betonagem e ainda da garantia sobre a disponibilidade relativa à mão-de-obra necessária em cada caso.

Os ensaios, verificações de equipamento, calibrações dos dispositivos de medição e ensaio deverão ser realizados em laboratório acreditado conforme se determina no DL 301/2007.

3.4.3.3 Laboratório de betão

De modo a aferir a conformidade com especificações de projeto é necessária a instalação de laboratório de betão. Assim é possível controlar a qualidade da produção com os seguintes equipamentos: [7]

- Máquina de ensaio de compressão, da classe-1 e escala de força de 0 (zero) a 3000 kN (três mil), provida de um sistema de leitura digital da carga de ensaio e um sistema de registo dessa mesma carga e dos necessários pratos auxiliares que permitam ensaios de provetes cúbicos de 100mm de aresta e de 150mm de aresta e de provetes cilíndricos com alturas de 100mm, 150mm, 200mm e 300mm e com diâmetro máximo de 300mm. A máquina e os referidos dispositivos e acessórios devem estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12390-4:2003;
- Caroteadora capaz de extrair carotes de betão endurecido de diâmetros de 75mm, 100mm e 150mm e comprimentos até 400mm e respetivas coroas adiamantadas. O equipamento deve estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12504-1:2003;
- Aparelhos para capeamento pelo método da mistura de enxofre, para provetes de diâmetros 75mm, 100mm e 150mm (2 aparelhos) e dois recipientes para fusão do enxofre, providos de termóstato. Os equipamentos devem satisfazer os procedimentos descritos no Anexo A da norma NP EN 12390-3:2003;
- Serra de corte de provetes de betão endurecido capaz de serrar provetes com diâmetros de 75mm, 100mm e 150mm;
- Betoneira elétrica com misturadora de 400 a 500 litros, capaz de realizar amassaduras de betão com agregado de dimensão máxima até 125mm;
- Moldes cúbicos de 100mm de aresta (metálicos ou plásticos), moldes cúbicos de 150mm de aresta (metálicos ou plásticos) e moldes cilíndricos de 150mm de diâmetro e 300mm de altura (metálicos). Todos os moldes referidos devem estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12390-1:2003
- Moldes cilíndricos de 450mm de diâmetro e 900mm de altura (metálicos) e moldes cilíndricos de 450mm de diâmetro e 450mm de altura (metálicos). Todos os moldes referidos devem estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12390-

1:2003. O fundo dos moldes deve ter dureza superficial Vickers de, pelo menos, HV 550 e as faces cilíndricas de, pelo menos, HV 400

- Moldes para o ensaio de abaixamento “Slump” e os correspondentes acessórios para cada molde (varão de compactação, funil, régua, placa, tabuleiro e cromómetro). Todos os referidos equipamentos (moldes e acessórios) devem estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12350-2:2002;
- Aparelhos para a determinação do teor de ar no betão fresco pelo método da coluna de água e os correspondentes acessórios (cilindro de calibração, suporte, mola e placas), em conformidade com o especificado na norma NP EN 12350-7:2002;
- Vibradores de agulha, com o diâmetro entre 25mm e 30mm e mesas vibradoras com dimensões aproximadas do tampo de 1000x500mm. Os referidos dispositivos de compactação do betão devem estar em conformidade com o especificado na norma NP EN 12390-2:2003;
- Tanques de cura para provetes de betão, construídos em material impermeável e não atacável à pasta de cimento, com sistemas de aquecimento e refrigeração de água, de forma a manter a temperatura da água dos tanques a $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, conforme o especificado na norma NP EN 12390-2:2003;
- Agitador para peneiros de 300mm de diâmetro, provido de regulador de tempo de ensaio.
- Conjunto de peneiros em aço inox de 300mm de diâmetro, incluindo tampa e fundo e com as seguintes aberturas nominais: 125mm, 100mm, 63mm, 50mm, 31.5mm, 25.0mm, 16.0mm, 12.5mm, 8mm, 6.30mm, 4mm, 2mm, 1mm, 0.5mm, 0.250mm, 0.125mm (2 unidades) e 0.063mm (3 unidades). Os referidos peneiros são em rede de malha quadrada e devem estar em conformidade com a norma NP EN 933-2:1999.
- Estufas ventiladas controladas por termóstato de modo a manter temperaturas entre os 20°C e os 120°C , nomeadamente no patamar de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, duas com a capacidade unitária de cerca de 50 litros e uma com a capacidade de cerca de 200 litros.
- Recipientes em aço inox com diâmetro entre 150 e 160mm e altura entre 300 e 400mm (volume entre 5,3 e 8,0 litros), sendo as paredes polidas pelo interior e com a espessura de 5mm. O bordo deve ser polido e paralelo à base do recipiente. Como acessório, duas placas de vidro com arestas boleadas de 3 a 4mm de espessura e com o diâmetro cerca de 50mm superior ao diâmetro do recipiente (155 a 165mm).
- Paquímetros digitais, providos de dispositivos de medições de exteriores, interiores e profundidades, com resolução de 0.05mm e precisão de $\pm 0.05\text{mm}$.
- Cones para a execução do ensaio de fluidez, que satisfaçam o especificado na norma NP EN 445:2008, que permita a adaptação de “bicos” de saída da calda com outros diâmetros e com os seguintes acessórios, para cada cone: “bicos” de diâmetro interior de 4.75mm e 8mm, peneiro de rede de malha 1.5mm, cronómetro e recipiente com graduação até 1 litro.
- Provetas graduadas de vidro, com bico de vazamento e com base de forma hexagonal, com capacidades de 100ml, 250ml, 500ml e 1000ml, As referidas provetas graduadas devem estar em conformidade com a norma NP 3281:1988.

3.4.3.4 Fabrico

Num aproveitamento hidroelétrico de grande dimensão é plausível que seja instalada mais do que uma central de betão por razões logísticas e da distribuição dos vários elementos de obra de modo a permitir betonagens em várias frentes e sem interrupções. Nos casos em que existem dois escalões, o

segundo escalão, quando mais pequeno, pode apenas ter uma central, que caso falhe pode ser temporariamente substituída pela(s) do escalão de montante.

As instalações de fabrico de betão e de armazenamento e de transporte dos respetivos componentes deverão ser dotadas de dispositivos que permitam atuar de modo a serem respeitados os limites de temperatura especificados para o betão no momento da sua colocação em obra, sem que se torne necessário recorrer a interrupções ou restrições no desenvolvimento normal dos trabalhos em períodos de temperatura ambiente muito alta ou muito baixa.

Nas épocas de maior temperatura para se conseguir arrefecer o betão, deverá recorrer-se à substituição de parte da água da amassadura por gelo em forma de escamas e insuflado, podendo aumentar o tempo de amassadura da composição.

A consistência do betão fresco é medida pelo ensaio de abaixamento de acordo com norma NP EN 12350-2:2002 e deve procurar sempre ajustar-se aos valores prescritos de acordo com as especificações, a natureza e os processos de transporte e colocação de cada betão, podendo mesmo ficar subordinada a limites a partir dos quais as amassaduras serão rejeitadas. Poderão tomar-se como referência os valores especificados na NP EN 206-1:2007.

Para efeitos do controlo da relação água/cimento nos betões é necessário realizar a medição do teor da humidade dos agregados de dimensão inferior a 4mm no início da utilização de cada silo. Para as restantes classes de agregados, essa determinação deve ser realizada com uma frequência maior.

A regularidade do teor de humidade dos agregados finos é garantida pelo ensilamento das areias com uma antecedência mínima de 24 horas, com vista a que a grandeza fique estabilizada. Assim os silos destinados ao armazenamento das areias devem possuir dispositivos de drenagem eficazes.

As tolerâncias do doseamento dos constituintes estão presentes na tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Tolerância do doseamento dos constituintes.

Material	Tolerância do doseamento
Cimento	± 1%
Adições	± 1%
Água	± 1%
Agregados de dimensão inferior a 16 mm	± 2%
Agregados de dimensão superior a 16 mm	± 3%
Total de agregados	± 2%
Adjuvantes	± 3%

Para além da calibração e antes do início do fabrico industrial dos betões, deve-se verificar a capacidade da homogeneidade das misturas, para a capacidade de fabrico (em metros cúbicos por dia), nas centrais de betão, pela realização de ensaios de consistência, massa volúmica do betão, amassaduras secas, resistências mecânicas e rendimento volumétrico da amassadura, segundo a metodologia da norma ASTM C 94. A avaliação de homogeneidade do betão endurecido é também efetuada através de ensaios mecânicos a realizar em amostras por furação à rotação obtidas dos betões moldados para os ensaios de rendimento (cofragens cúbicas de 1m de aresta).

3.4.3.5 Operações preliminares de betonagem

Na fase de preparação e planeamento da execução da obra elabora-se a pormenorização dos planos de betonagens dos vários elementos de obra. No estabelecimento do plano de betonagem das barragens, deverá ser considerado que as betonagens serão preferencialmente conduzidas do vale para as encostas, sendo o eventual escorregamento dos blocos assegurado pelo travamento efetuado pelos blocos fundados a cotas mais baixas. Deverá também ser evitado um crescimento excessivo de um bloco em relação aos seus vizinhos.

As betonagens só são iniciadas após se ter procedido a verificações, tais como as relativas a implantações, dimensões, estado da fundação, superfícies de juntas, cofragens e armaduras, bem como à colheita de elementos para efeito de medições.

A betonagem deverá ter um suporte escrito, que identifica o elemento de obra a betonar com indicação do número do desenho do projeto de execução, a data e hora de intenção de início de betonagem e duração prevista, os recursos em meios humanos e equipamentos previstos para o transporte, a colocação, a compactação, a cura do betão e a eventual instrumentação de observação a deixar embebida no betão, identificando os equipamentos, a cota e os responsáveis pela sua instalação, bem como eventuais procedimentos a cumprir na colocação e vibração do betão de envolvimento.

3.4.3.6 Preparação da fundação e das juntas de betonagem

Após finalizadas as escavações nas margens e no leito do rio e antes de iniciar os trabalhos de betonagem da barragem, é necessário efetuar a preparação da fundação, a fim de garantir o correto apoio dos blocos da barragem e facilitar o processo de betonagem. O maciço rochoso deve ser saneado de todos os elementos desagregáveis (matéria orgânica, pequenas pedras e outras substâncias), através da utilização de jatos de água sob pressão, e permanecer molhado durante as 24 horas que antecedem o início do processo de betonagem. Quando necessário, as superfícies serão tratadas (por exemplo por picagem) de modo a se obterem boas condições de aderência do betão.

No caso da existência de falhas geológicas que podem conduzir a comportamentos geotécnicos diferenciais ao longo do maciço de fundação um dos métodos usualmente utilizado em várias obras de aproveitamentos hidráulicos de grande dimensão, é a realização de recravas que consistem em prolongar a profundidade de escavação nas zonas afetadas pela falha sendo depois fortemente armada e preenchida com betão resistente de forma a colmatar a falta de material competente.

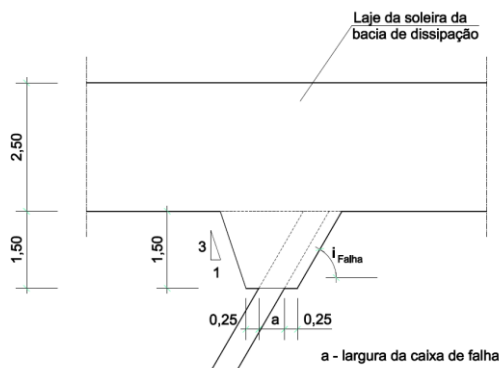


Figura 3.1 - Esquema da recrava.

A preparação das juntas de trabalho não moldadas (horizontais ou de pequena inclinação), entre betonagens sucessivas, a intervalos de tempo normais. A superfície é submetida a jato de ar e água sob pressão logo que o betão tenha atingido um estado de endurecimento tal que permita a remoção apenas da argamassa superficial sem que seja prejudicada a ligação dos outros elementos entre si. Caso esta operação não seja realizada, a superfície da junta de betonagem deve ser picada e imediatamente antes do início de nova betonagem, a junta ser sujeita de novo a lavagem com jato de água de modo a resultar uma superfície de betão limpa e sã, de que se removerá toda a água residual e se enxugará cuidadosamente por meio de jato de ar. Sempre que possível, devem evitar-se juntas de trabalho moldadas. A picagem das superfícies desmoldadas é indispensável, a menos que sejam usados outros processos eficazes que resultem na rugosidade e boas condições de aderência do betão a colocar em contacto com elas.

Se for necessário garantir a impermeabilização, será colocada uma lâmina de estanqueidade na respetiva junta de betonagem ou uma lâmina de estanqueidade de bandas water-stop expansíveis descritas no ponto seguinte.

3.4.3.7 Materiais para estanqueidade das juntas de betonagem

O armazenamento, transporte e aplicação de lâminas de PVC ou de borracha deverá ser realizado de modo a evitar a sua exposição prolongada à luz solar, e à ação direta do sol. Em casos singulares que o justifiquem, ação poderá a extremidade da lâmina ser firmemente ancorada por selagem numa ranhura estreita, aberta sem danificar a rocha circundante.

Com vista a limitar o número de emendas que provocam o mau funcionamento das lâminas, as frações de lâminas de estanqueidade deverão ter o maior comprimento praticável, devendo ter-se o cuidado, na sua aplicação, de sustentar os troços a envolver nas betonagens seguintes.

É aconselhável que as lâminas de PVC ou de borracha sejam montadas com dispositivos apropriados que impeçam o seu deslocamento e estrago aquando da colocação e vibração do betão, sendo proibido o uso de pregos para fixação das mesmas.

As ligações e as emendas de lâminas de PVC ou de borracha devem, no local da obra, executar-se de acordo com métodos e especificações que tenham em conta as instruções do fabricante. As lâminas de borracha são emendadas por vulcanização a quente. A resistência à tração da emenda deverá ser, pelo menos, igual a metade da do próprio material da lâmina e não inferior a 7,0 MPa.

Ao proceder à colocação e à vibração do betão na vizinhança das lâminas de estanqueidade, devem tomar-se as precauções necessárias para não as danificar, sem prejuízo de uma perfeita compactação do betão à sua volta, podendo, se necessário, não se empregar, nessas zonas, os agregados de maior dimensão.

3.4.3.8 Transporte, Colocação e Compactação

Na fase de preparação e planeamento da obra devem-se indicar a pormenorização dos meios de transporte, colocação e compactação do betão a utilizar. Tais meios deverão ser bem coordenados entre si, ter em conta as condições específicas de cada caso, os tipos de betão a utilizar, as dimensões e especificidade das estruturas, o volume e extensão de cada betonagem, e constituir um sistema com versatilidade e fiabilidade de funcionamento adequados às circunstâncias. É importante ainda que se demonstre a fiabilidade de todo o sistema de transporte e compactação a utilizar, assim como a

capacidade de colocação em obra que dele decorre, de forma a garantir a satisfação dos ritmos em fase de ponta,

Não é permitida a aplicação de betão em estado de desagregação ou de segregação e se, em curso de betonagem, se verificar o início de presa de betão já colocado antes de ser recoberto com nova camada, ou de lhe ser justaposto (na mesma camada) novo betão, a betonagem deverá ser suspensa executando-se uma junta de trabalho.

Nas zonas em que existam blindagens e condutas metálicas é preciso ter em atenção que se deve executar, previamente à montagem realizada pelo Fornecedor do equipamento, a betonagem de plintos de apoio. O envolvimento das blindagens e das condutas deve ser realizado com os cuidados inerentes a esta operação, isto é betonagem sem vazios e com uma vibração eficiente do betão e garantia de uma boa aderência do betão à chapa das blindagens e dos tubos. As alturas das camadas de betonagem de envolvimento são definidas pelo fornecedor do equipamento, sendo corrente a implementação de alturas não superiores a 1,0 m.

Nas betonagens das centrais hidráulicas, nomeadamente, no envolvimento e selagem de equipamentos e peças fixas, as alturas das camadas de betonagem são igualmente definidas pelo Fornecedor do Equipamento, em função dos impulsos que serão transmitidos às peças a embeber e que poderão provocar deslocamento das mesmas, das amarrações existentes e das respetivas formas. As betonagens das camadas subsequentes deveram ocorrer, preferencialmente, passados 5 a 6 dias da betonagem da camada anterior. Estes condicionamentos na elaboração dos programas de betonagem dos vários elementos estruturais, bem como o faseamento associado à montagem dos equipamentos são repercutidos na definição dos betões de 1ª fase e de fases complementares de betonagem, presentes no projeto de execução. Em betonagens de diversos elementos de obra, e em especial nas centrais, deverá ter-se em conta que haverá necessidade de deixar caixas para selagem de peças fixas, caleiras e negativos para passagem de cabos e tubos.

No caso de betão em grandes massas, na barragem e em outros elementos de obra que assim o exijam, o critério de definição de limitação das alturas das camadas de betonagem deverá ter em conta, em cada caso, os riscos de fissuração e a capacidade de colocação em obra. Para os blocos do leito do rio das barragens, estes limites situar-se-ão, em princípio, entre 0,50 e 0,65 m, na primeira e segunda camada de betonagem a partir da fundação, e entre 1,50 e 2,00 m nas seguintes. Para os blocos das encostas estes limites situar-se-ão entre duas a quatro camadas (conforme a inclinação da zona de fundação) com altura de 0,50 m a 0,65 m nas duas primeiras betonagens e entre 1,50 e 2,00 m nas seguintes.

A colocação do betão, em cada betonagem, será contínua e conduzida em termos de não haver interrupções superiores a duas horas - que deverão ser reduzidas a uma hora em períodos de temperatura ambiente igual ou superior a 35°C - mas se por razões de força maior, for necessário interromper-se por mais tempo, será estabelecida uma junta de trabalho. Em nenhum caso a colocação de betão se poderá fazer sobre ou contiguamente a uma camada em começo de presa, pelo que o intervalo de tempo máximo consentido entre amassaduras que vão estar em contacto não poderá ser superior a duas horas e deverá ser reduzida a uma hora em períodos de temperatura ambiente igual ou superior a 35°C. Nenhuma betonagem, cuja interrupção obrigou a uma junta de trabalho, poderá recomeçar antes do betão estar suficientemente endurecido, para não ser prejudicada pela vibração.

O betão pode ser aplicado através de grua por sistema de bombagem ou através de baldes. Na execução de trabalhos de betonagem com balde tem que ser consideradas as seguintes regras:

- É rigorosamente proibido carregar o balde acima da carga máxima admissível;

- Os baldes estarão equipados com dispositivos de segurança que impeçam a queda acidental do betão;
- As manobras de aproximação do balde devem ser executadas com recurso a cordas guia, evitando embates do balde nas cofragens ou escoramentos.

Na execução de trabalhos de betonagem com bomba deve-se ter em conta as seguintes regras:

- A tubagem da bomba estará bem apoiada e amarrada a elementos com solidez;
- A mangueira de descarga terá de ser guiada por dois trabalhadores, no mínimo, e ter comprimento adequado para o elemento que se irá betonar;
- A bomba só será operada por técnicos especializados;
- Após utilização, a bomba será devidamente lavada.

O espalhamento do betão nos blocos da barragem é executado por um trator e a compactação do betão, por vibração, deverá ser feita com baterias de vibradores de características e em número adequados à sua perfeita eficiência e montadas em veículo motorizado. Por razões que se prendem com a garantia de arrefecimento do betão e a necessidade de evitar um comportamento diferencial de retração, fluência e elasticidade entre camadas, o intervalo de tempo entre os inícios de betonagens consecutivos deverá obedecer a limites mínimo de quatro dias, para camadas de 2,0 m, e de três dias, no caso das camadas de altura inferior, e máximo de 15 dias.

Em épocas de baixas temperaturas atmosféricas as betonagens devem ser suspensas nos períodos de temperaturas ambiente inferiores a -5°C , ou quando a temperatura do betão fresco no momento da colocação for inferior a $+5^{\circ}\text{C}$ no caso de betão em grandes massas e a $+10^{\circ}\text{C}$ nos outros casos. Quando as temperaturas mínimas ambiente não ultrapassarem $+1^{\circ}\text{C}$, as superfícies do betão serão convenientemente protegidas durante 5 a 15 dias, conforme o tipo de cimento utilizado, e deverá ter-se o cuidado, ao remover os dispositivos de proteção, de não sujeitar o betão a quedas bruscas de temperatura.

Os paramentos à vista das estruturas de betão devem ficar lisos e bem desempenados, de modo a dispensarem a aplicação posterior de reboco de acabamento, devendo cumprir as tolerâncias indicadas no projeto de execução ou nas situações omissas as especificadas no Cap. XIII do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e o especificado na NP ENV 13670-1 de 2007.

As peças visíveis deverão apresentar um acabamento correspondente a betão à vista, pelo que após retirada das cofragens as superfícies deverão ser uniformes na coloração, textura e tonalidades e ainda na aparência estrutural. As superfícies de betão à vista deverão apresentar uma planeza, medida segundo a norma NF P18-503 “Surfaces et paraments – Éléments d’identification” numa régua de 2,0 e de 0,20 m de extensão não superior a 5 mm e 3 mm respetivamente.

3.4.3.9 Desmoldagem, Proteção, Cura e Colocação em Serviço

Os prazos de desmoldagem e descimbramento, devem ter em atenção as disposições regulamentares aplicáveis, nomeadamente, a norma NP ENV 13670-1 de 2007, os tipos de ligantes utilizados, as temperaturas ambiente e os resultados de ensaios das resistências mecânicas dos betões.

De forma a realizar um rigoroso controlo da evolução das operações de desmoldagem e descimbramento determina-se a evolução das resistências mecânicas do betão através de ensaios de provetes recolhidos para o efeito e conservados em condições tanto quanto possível semelhantes às do betão aplicado na estrutura, sendo necessária, no mínimo, uma amostra para volumes até 6 m^3 e três amostras para volumes superiores.

Cada amostra deve conter o número de provetes necessários para ensaiar, pelo menos, dois provetes em cada idade, até ser obtida a resistência pretendida. Só poderá proceder-se às referidas operações, quando o valor da resistência média do betão, em cilindros de 15 cm de diâmetro e altura 30 cm for pelo menos igual a 2 vezes, ou em cubos de 15 cm de aresta, for pelo menos igual 2,4 vezes o valor da tensão máxima resultante das ações a que a peça em causa então ficará submetida, com os mínimos de 10 MPa e 12 MPa, respetivamente.

Com vista à realização, tão cedo quanto possível, duma cura eficaz do betão, bem como das reparações eventualmente necessárias, não deverão ser excessivamente ultrapassados os prazos mínimos de desmoldagem especificados para cada caso.

Imediatamente após a desmoldagem deve-se proceder à reparação das imperfeições que o betão eventualmente apresente, usando processos que garantam a qualidade e durabilidade exigidas ao betão.

Quando as reparações forem de dimensões importantes utilizam-se métodos e produtos adequados às circunstâncias, nomeadamente argamassas ou betões especiais não retrácteis, aplicados de modo a garantir-se perfeita e permanente aderência às zonas circundantes, a fim de que fiquem sempre asseguradas as condições de funcionamento e durabilidade exigidas à estrutura.

É importante manter as superfícies sempre molhadas, pelo menos durante 14 dias após a colocação em obra para evitar a perda de água do betão através das suas superfícies durante o período de tempo necessário para que adquira um estado de endurecimento suficiente. Durante este período, deverá proteger-se o betão das condições climatéricas adversas, nomeadamente, do sol, do vento e dos acentuados diferenciais térmicos.

Como alternativa à cura húmida, poderá recorrer-se à aplicação sobre as superfícies de betão de produtos apropriados constituindo uma película impermeável que deverá permanecer intacta e eficiente durante 28 dias, pelo menos, de modo a impedir a perda prematura de água por evaporação.

Sempre que os elementos betonados apresentem superfícies fissuradas deve-se proceder à sua reparação como por exemplo, por injeção de resinas epóxi.

3.4.3.10 Cofragens e Cimbres

As cofragens e cimbres devem satisfazer o especificado na norma NP ENV 13670-1 de 2007.

Na preparação da plataforma de apoio do cembre serão deve-se efetuar a drenagem das águas pluviais de modo a evitar a acumulação de águas na plataforma de apoio, e não permitir a passagem e permanência de pessoas na proximidade das máquinas em movimento.

A montagem do cavalete do cembre deve obedecer às seguintes regras:

- Os trabalhos só podem ter início após se verificar a existência de projeto de cembre aprovado;
- Deve-se verificar todas as bases e rejeitar as que se encontram danificadas ou em mau estado de conservação, e que possam por em causa a eficácia dos apoios;
- Deve-se ainda verificar constantemente as condições do terreno de apoio, a conformidade com o projeto e a preparação, a integridade dos elementos e a verticalidade das prumadas.

Antes de betonar procede-se a uma inspeção rigorosa das condições do cembre, reverificar os apertos, os aprumos e as condições de apoio e são corrigidas de imediato todas as situações anómalas detetadas.

Na execução dos trabalhos de cofragem e descofragem devem ser implementadas as seguintes medidas de prevenção:

- É aconselhável que a madeira e os painéis de cofragem sejam armazenados em local acessível aos meios mecânicos e organizado por dimensões;
- Os materiais devem estar corretamente alinhados e a altura das pilhas não devem colocar em causa a sua estabilidade;
- A elevação e montagem de elementos e painéis de cofragem tem que ser previamente combinada com o operador da grua;
- As suspensões têm de ser realizadas por mais de um ponto e os elementos devem ser conduzidos com recurso a cordas-guia;
- A zona de trabalhos onde decorre a cofragem / descofragem deve ser delimitada e sinalizada.
- O escoramento deve estar dimensionado para resistir aos esforços previstos com uma margem de segurança de 150%;
- As sapatas e calços devem ter solidez para resistir aos esforços e os prumos devem estar bem verticais.

3.4.4 TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO – AUMENTO DA CONSISTÊNCIA DO SOLO BASE

O tratamento da fundação consiste fundamentalmente na execução de injeções de consolidação e de impermeabilização e na abertura de furos de drenagem com o objetivo de garantir um bom comportamento funcional do maciço rochoso de fundação da barragem.

Os trabalhos de furação e de injeção são de extrema importância devendo assim serem confiados a empresas de especialidade.

3.4.4.1 Natureza dos trabalhos

3.4.4.1.1 Tratamento de Consolidação

O objetivo deste tratamento é o de conseguir uma melhoria das características geotécnicas do maciço de fundação, na zona imediatamente subjacente à fundação da barragem. Para além de introduzir uma melhoria significativa da estanqueidade na zona superficial do maciço, constituindo desse ponto de vista um espessamento da cortina de impermeabilização, o tratamento de consolidação contribui fundamentalmente para o aumento da resistência e para a redução da deformabilidade do terreno.

As injeções de consolidação devem ser maioritariamente executadas a partir do interior das galerias longitudinais incluídas no corpo da barragem e a partir do pé de jusante através de furos em leque abrangendo a área envolvente. Em alguns casos pode-se também considerar a possibilidade da execução do tratamento de consolidação a partir da superfície do terreno natural.

Em troços com zonas de grande perturbação tectónica, com espessura e dimensão significativas (zonas de esmagamento, filões alterados e/ou caixa de falha) deve-se utilizar a adoção de medidas específicas de tratamento, envolvendo a modificação da orientação dos troços de tratamento de modo a permitir a realização de furos cruzados.

A furação é realizada por meios destrutivos e o diâmetro dos furos é igual ou superior a 2" ½.

3.4.4.1.2 Cortina de Impermeabilização

A cortina de impermeabilização procura evitar a passagem de caudais significativos sob a fundação da barragem desenvolvendo-se segundo a superfície de referência da barragem. O número de fiadas de furos assim como o espaçamento a utilizar depende da permeabilidade do maciço, podendo-se realizar furos primários, secundários e terciários.

A inclinação estimada para os furos de injeção dever ser ajustada com rigor após a análise exaustiva das condições do maciço de fundação e da variação da atitude das descontinuidades encontradas e sua representatividade, procurando-se intersectar prioritariamente os planos com maior expressão, suscetíveis de promover a percolação para jusante.

A furação é realizada à rotação, com recolha contínua de amostra, e o diâmetro dos furos é igual ou superior a 2" ½.

3.4.4.1.3 Cortina de drenagem

A cortina de drenagem tem o objetivo de controlar a percolação sob a fundação, reduzindo-se consequentemente o valor das eventuais subpressões que possam vir a instalar-se na base da barragem.

Os furos de drenagem são executados a partir das galerias inseridas no corpo da barragem com comprimento um pouco inferior ao dos furos da cortina de impermeabilização.

A furação será realizada por meios destrutivos, e o diâmetro dos furos será igual ou superior a 3".

3.4.4.2 Trabalhos prévios

Os trabalhos deverão progredir desde as cotas inferiores para as superiores, devendo ser dada prioridade à realização do tratamento de consolidação do maciço rochoso. No que refere à abertura dos furos da cortina de drenagem, deverá respeitar-se uma distância de segurança idêntica relativamente à conclusão das injeções da cortina de impermeabilização.

3.4.4.2.1 Furação para injeção e abertura de drenos

Nos casos em que se prescinde da recolha da amostra a abertura dos furos executa-se à roto-percussão, enquanto que se for necessário uma amostragem executa-se à rotação.

A localização dos furos, respetiva orientação e comprimentos previstos encontram-se representados nos elementos de Projeto podendo ser alterada consoante as condições encontradas.

Os furos da cortina de impermeabilização e da cortina de drenagem, não se consideraram concluídos antes de realizada a respetiva limpeza. A limpeza do furo ou troço de furo deve ser realizada injetando, a partir da boca, sucessivamente ar e água (até à completa extração de todo o material sólido e completa expulsão da água de limpeza).

Os furos dos leques do tratamento de consolidação não se consideraram concluídos antes de realizada a respetiva lavagem.

O desvio dos furos em relação à sua posição teórica não poderá exceder 5% do seu comprimento medido a partir da boca e é necessária que estejam disponíveis, antes do início dos trabalhos de furação, instrumentos que permitam medir, em qualquer ponto do furo, o azimute e a inclinação dos

furos, sendo os resultados apresentados de forma gráfica de modo a mostrar a posição teórica e real, em planta e em corte dos furos controlados.

Na realização dos trabalhos é importante que se tenha em conta os seguintes aspetos.

- Hora de início e término de cada manobra;
- Início e fim das zonas de maior fracturação;
- Zonas de rocha branda e rocha dura;
- Mudanças de cor da água de circulação da sonda;
- Zonas de prováveis desabamentos;
- Classificação da rocha de amostragem, número de peças, totais extraídos;
- Perdas de recuperação de amostra;
- Acidentes verificados (diaclasses, falhas, fraturas, entre outros) e sua inclinação referida à direcção do furo;
- Perdas e nascentes de água;
- Ressurgências de água em furos vizinhos;
- Profundidade do nível freático
- Profundidades e resultados dos ensaios de absorção de água;
- Profundidade e resultados da medição de desvio do furo;

A integridade do furo deve ser assegurada durante a furação, devendo as zonas de falha ou os troços instáveis dos furos ser estabilizadas com recurso à cimentação e posterior reperfuração. Como fluido de perfuração deverá ser utilizada água simples, sem quaisquer aditivos. Os tarolos de amostra da furação serão devidamente acondicionados em caixas de madeira seca.

No final de cada furo carotado devem-se registar as seguintes informações:

- Designação do furo;
- Inclinação e azimuth;
- Diâmetro de furação;
- Características geológicas e estruturais mais evidentes;
- Percentagem de recuperação;
- RQD;
- Grau de fracturação;
- Estado de alteração;
- Descrição litológica;
- Posição do nível de água
- Resultados de eventuais ensaios *in situ*;

3.4.4.2.2 Lavagem

A lavagem compreende o conjunto de operações envolvendo vários furos e destina-se a remover materiais que preenchem discontinuidades nas imediações dos furos, pelo que esta deve ser efetuada de uma forma sistemática entre furos de um mesmo perfil e de perfis contíguos, utilizando-se uma técnica baseada na injeção alternada de jatos de água e ar. As pressões máximas da água a injetar são, por princípio, iguais a 80% das pressões máximas fixadas para a injeção, podendo em casos especiais ser elevadas até 100%.

O tempo mínimo de lavagem de um determinado troço não deverá ser inferior a 30 minutos; depois de concluído um troço desloca-se o obturador duplo para uma nova posição.

Em cada troço de furo, a lavagem deve ser conduzida pelo processo de “jetting”, fazendo em sequência a injeção de água antes de injeção de ar em cada operação de lavagem de um troço de furo e a partir da última saída de material sólido deverá realizar-se, no mínimo, uma sequência de lavagem com água e ar. O processo de “jetting” deve ser abandonado num troço de furo que não absorva, utilizando-se apenas injeção de água durante o período maior. Se entretanto o furo passar a absorver de uma forma normal, isto é passar a comunicar com outros furos, passará a ser tratado segundo o primeiro método.

3.4.4.2.3 Furação para ensaios de controlo

A furação destinada a permitir a execução das campanhas de controlo da eficácia do tratamento por injeção de caldas de cimento é executada à rotação, com recolha contínua de amostra e, no final da furação, deverá ser seguido o procedimento de limpeza correto dos furos.

Estes furos são destinados à realização de ensaios de injeção sobre pressão (ensaios tipo *Lugeon*) e de ensaios sísmicos do tipo *cross-hole*.

3.4.4.3 Ensaios de absorção de Água

Antes da realização dos trabalhos de tratamento do terreno deve-se promover ensaios de injeção de água sob pressão (ensaios tipo "Lugeon") para estudo de permeabilidade do maciço antes da injeção. Estes ensaios repetem-se após a execução para controlo das injeções.

As pressões de ensaio para os diversos troços dos ensaios de absorção de água são apresentadas na tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Variação da pressão máxima com a profundidade medida a partir do terreno natural.

Profundidade (m)	Pressão Máxima (MPa)
0-5	0,15
5-10	0,30
10-15	0,50
<15	1,00

Os ensaios realizados antes das injeções devem ser efetuados se possível à pressão de máxima definida para a injeção do troço correspondente. No decorrer do ensaio, as pressões deverão ser mantidas constantes.

Para cada ensaio dever-se-á proceder à elaboração de uma folha de registo que incluirá o número do furo respetivo, a profundidade do troço ensaiado, o comprimento dos tubos no interior do furo, a altura do manómetro, os caudais medidos, as pressões instaladas, o tempo de ensaio e a posição do nível freático estático. Estas informações permitem efetuar as correções relativas às pressões de ensaio.

3.4.4.4 Ensaios de injetabilidade de calda

Os ensaios de injetabilidade de caldas devem-se executar antes da realização dos trabalhos definitivos de tratamento dos terrenos utilizando-se equipamento necessário para a preparação de caldas, de

ensaios de controlo e de execução de sondagens com ou sem recuperação de testemunho. Estes ensaios permitirão tirar conclusões sobre o tipo de caldas a utilizar e o modo como se podem processar as várias operações.

Estes testes são precedidos da realização de ensaios de absorção de água tipo Lugeon, preconizando-se que ambos os tipos de ensaio se efetuem nos mesmos trechos de furo de injeção. As injeções são efetuadas sempre que possível após conclusão da furação e realizadas de modo ascendente. No entanto, pode se inicialmente, em alguns dos furos, e injeções descendentes nos primeiros troços, de forma a estabilizar os furos.

A cada trecho ensaiado deve corresponder uma folha de registo que incluirá o n.º do furo respetivo, a profundidade do trecho ensaiado, as pressões utilizadas, o tipo de calda e as absorções verificadas.

3.4.4.5 Material de injeção

As caldas utilizadas para os trabalhos de injeção são constituídas por cimento, bentonite e água com uma eventual adição de areia ou de produtos químicos. Os materiais a utilizar na injeção devem-se encontrar em conformidade com as condições técnicas fixadas no que diz respeito à qualidade dos materiais, condições de armazenamento e aos ensaios de laboratório.

3.4.4.5.1 Areia

A areia a ser eventualmente utilizada será de granulometria fina, com grãos de preferência rolados, não contendo matérias orgânicas. A areia não deve apresentar mais de 10% de elementos inferiores a 0,1 mm, e a dimensão máxima será de 1,0 mm (ASTM C33).

3.4.4.5.2 Água

A água destinada às injeções não deve conter percentagens elevadas de materiais dissolvidos, de sulfatos, de materiais coloidais em suspensão, assim como de elementos de dimensão superiores a 0,080 mm e de matéria orgânica em suspensão ou dissolvida. A sua temperatura não deverá ultrapassar 25°C, nem descer abaixo de 5°C.

3.4.4.5.3 Aditivos

O emprego de aditivos, fluidificantes, superfluidificantes, aceleradores ou retardadores de presa e, de um modo geral, de quaisquer produtos aditivos é antecedido de ensaios de laboratório de modo a mostrar as vantagens do seu uso.

3.4.4.5.4 Bentonite

A bentonite utilizada na preparação das caldas estáveis bentonite-cimento apresenta um limite de liquidez igual ou superior a 400%. A bentonite em suspensão na água não deve conter qualquer partícula de dimensão superior a 0,080 mm (a calda de bentonite pura não deverá deixar qualquer percentagem de material retido quando peneirada por via húmida através do peneiro #200ASTM). Além disso não deve conter qualquer elemento prejudicial à presa do cimento.

3.4.4.5.5 Produtos químicos

Em certos locais do maciço pode-se recorrer ao uso de produtos químicos tais como o silicato de sódio comercial ou o bicarbonato de sódio. O silicato de sódio poderá igualmente ser misturado com as caldas bentonite-cimento de modo a torná-las bastante rígidas. A adição de produtos químicos não deve ultrapassar 2% em peso dos materiais secos.

3.4.4.5.6 Controlo dos materiais

Todos os materiais de injeção devem ser conservados e manuseados ao abrigo das intempéries e de modo a evitar que eles fiquem sujeitos a alterações da sua qualidade ou da sua composição.

3.4.4.6 Caldas de injeção

3.4.4.6.1 Calda de injeção de Cimento Puro

As dosagens das caldas de cimento e água são definidas por meio de relação em peso C/A (cimento/água) variando de 1/3 (caldas mais fluídas) até 1/1 (caldas mais viscosas). A mistura a alta turbulência destas caldas deve durar um mínimo de 3 minutos após se ter colocado a totalidade do cimento no misturador.

3.4.4.6.2 Calda estável bentonite-cimento

Na generalidade dos casos a maioria das injeções serão realizadas com caldas de bentonite-cimento. Antes do seu emprego, as misturas devem ser submetidas a ensaios de laboratório de modo a se conseguir diagramas com as curvas de equiviscosidade, a curva de decantação limite, as curvas de igual resistência mecânica e a curva de viscosidade máxima possível para a injeção.

As misturas bentonite-cimento deverão apresentar uma decantação, expressa pela relação entre o volume de água existente acima da calda após a presa e o volume total, inferior a 5% nas caldas menos fluídas ($C/A=1/1$) e inferior a 25% nas caldas mais fluídas ($C/A=1/3$). A viscosidade é medida por meio de um viscosímetro de Acução ou do tipo Cone de Marsh. A resistência à compressão simples é ser efetuada por ensaios realizados ao fim de 7 dias e de 28 dias em provetes com $5 \times 5 \text{ cm}^2$ conservados imersos em água. O tempo de início de presa destas caldas não deverá ultrapassar 24 horas.

O modo de preparação da calda bentonite-cimento é o seguinte:

- Preparação duma calda-mãe de bentonite-água; mistura a alta turbulência, de acordo com uma relação B/A (Bentonite/Água) previamente definida; armazenamento da calda num tanque de grande volume onde será mantida continuamente agitada;
- Esta primeira calda (calda-mãe) é utilizada para preparar as caldas bentonite-cimento por adição de água e de cimento, e mistura a alta turbulência.

A bentonite nunca deve ser ativada com a água em tanques onde exista cimento, mesmo que a percentagem de cimento seja muito reduzida.

O Empreiteiro indicará pormenorizadamente o material e as instalações de dosagem, mistura e injeção que pretende utilizar, os quais serão submetidos à aprovação da Fiscalização.

Tendo em conta as características referidas em cima devem-se preparar, pelo menos, os seguintes 3 tipos de caldas, com dosagens diferentes:

- Calda A, a mais fluída (relação C/A = 1/3) com 1% em peso de bentonite);
- Calda B, de viscosidade média (relação C/A = 1/2, com 2% em peso de bentonite)
- Calda C, a mais viscosa mas em condições de poder ser bombada (relação C/A = 1/1, sem adição de bentonite ou percentagem inferior a 1% em peso).

3.4.4.6.3 Argamassa de Injeção

No caso de preenchimento de vazios onde se detetem fortes absorções, deve-se injetar argamassas compostas de cimento, areia fina e água, com ou sem adição de bentonite. Estas argamassas são do tipo coloidal (ex.: Colgrout, Alta turbulência ou similares) sendo importante que não apresentem segregação apreciável antes da presa nem exsudação excedendo 5% em volume.

A quantidade de areia, expressa em peso, não deverá exceder 3 vezes a quantidade de cimento e a resistência mecânica destas argamassas ao fim de 7 dias não deverá ser inferior a 10 MPa.

3.4.4.7 Execução dos trabalhos de injeção

3.4.4.7.1 Metodologia de Injeção

A injeção será executada correntemente de modo ascendente por troços com comprimento previamente definido em função das condições geológicas locais. Não obstante, em alguns troços iniciais, particularmente em zonas conturbadas e/ou onde a densidade e padrão das discontinuidades são desfavoráveis podem-se executar algumas injeções descendentes.

3.4.4.7.2 Perdas de Água

Se durante a abertura de um furo se detetar perda total ou parcial de água, ele poderá ser interrompido e a zona de perdas de água injetada antes de se prosseguir com a perfuração. Com o fim de detetar facilmente as perdas parciais de água de um furo dever-se-á instalar um dispositivo que permitirá a determinação do débito de água proveniente da circulação inversa. O mesmo processo deve ser adotado se eventualmente se detetar o aparecimento de água artesianas em caudais apreciáveis.

3.4.4.7.3 Pressões de Injeção

As pressões a empregar nas injeções dependem essencialmente da profundidade a que estas estão a ser realizadas. Na tabela 3.7 apresentam-se as pressões a empregar para troços de injeção, devendo-se instalar na linha de injeção um dispositivo que permita limitar a pressão de injeção ao valor máximo, de modo a evitar qualquer possibilidade de uma falsa manobra.

Tabela 3.7 - Variação da $P_{m\acute{a}x}$ de injeção com a profundidade do troços.

Profundidade (m)	$P_{m\acute{a}x}$ de Injeção (MPa)
0-5	0.2
5-10	0.4
10-15	0.6

15-20	1.0
>20	1.5

A pressão de injeção nunca deverá exceder a pressão máxima fixada, e será tanto menor quanto maior for o débito de injeção. Esta pressão máxima só deverá ser atingida quando o débito de injeção for muito baixo.

Em princípio, toda a injeção iniciada deverá prosseguir sem qualquer interrupção, por menor que ela seja, até à obtenção de "nega".

A "nega" será atingida quando a absorção do troço submetido à pressão máxima, e excluindo o volume de preenchimento do furo, for inferior a 0,5 l/min.m. A pressão máxima será então mantida alguns minutos suplementares e a injeção é considerada terminada. No entanto, se a calda sair do furo quando se retirar o obturador de injeção, dever-se-á manter o furo fechado até que a calda tenha presa suficiente. É necessário ter sempre o cuidado de evitar excessos de pressão de injeção e fortes caudais de injeção.

3.4.4.7.4 Diâmetros dos Furos

Os diâmetros dos furos de injeção são superiores a 2" ½, e inferiores 4", sendo realizados por métodos já referidos anteriormente, sondagem mecânica rotativa ou à roto-percussão. Nos casos dos furos de investigação e nos furos, em que se pretenda amostrar o maciço, a furação é sempre feita por rotação.

3.4.4.7.5 Registos de Injeção

Para cada troço injetado deve-se registar a seguinte informação:

- Número do furo;
- Troço injetado;
- Datas e horas do início e fim da operação;
- Posição do obturador;
- Resultados dos ensaios de água efetuados antes da injeção (caso tenha sido realizado esse tipo de ensaio);
- A dosagem da calda, a pressão de injeção, o débito de injeção e a hora em que se variou qualquer um destes parâmetros. Também se deverão indicar as quantidades injetadas entre duas variações de qualquer dos parâmetros;
- Gráfico das pressões de injeção com indicação do número do furo, do troço injetado, da data e das horas;
- Absorção total do troço;
- Observações e incidentes ocorridos no decurso da injeção;
- Gráficos que resumam para cada furo o peso do cimento injetado, e as pressões de injeção de cada troço.

3.4.4.8 Modo de Execução das Injeções

Em função dos ensaios executados são decididas as especificações exatas dos trabalhos de injeção, designadamente, as especificações relativas às pressões, aos débitos de injeção da calda, à aplicação

gradual das pressões, à composição das caldas, à ordem das operações de furação e de injeção dos vários furos. O método utilizado deverá ser adaptado a cada caso particular.

De um modo geral as injeções se iniciam com uma calda de baixa viscosidade que se espessará progressivamente se não se verificar subida de pressão para um débito médio de injeção procurando-se reduzir a dosagem antes da nega.

Por outras palavras e tendo em conta a classificação de caldas referido em cima, começa-se por injetar a débito médio constante 1 m³ de calda A, a mais fluída possível. Se a pressão tem tendência a subir, continua-se a injetar a calda A, até se notar um crescimento significativo da pressão. Se a pressão se mantiver estacionária ou decresce, passa-se à calda B. Se neste caso a pressão subir rapidamente regressa-se à calda A. Se pelo contrário a pressão subir de modo lento ou se se mantém estacionária, injetam-se 2 m³ de calda B (exceto se se obtiver nega) e depois passa-se à calda C. Se a pressão subir rapidamente, regressa-se à calda B. Se a pressão se mantiver estacionária ou subir lentamente, prossegue-se com a calda C até à nega ou até se ter injetado 3 m³ de calda. Nesse caso, para-se a injeção para a retomar após uma paragem de 10 horas.

De um modo geral, podem-se seguir as seguintes regras:

- Regressa-se a uma calda mais fluída quando a pressão de injeção (a débito constante) subir rapidamente;
- Quando a pressão se mantiver estacionária ou subir de modo lento, injeta-se a quantidade prevista de calda passando-se de seguida à calda mais espessa.

3.4.4.9 Controlo das injeções

O Empreiteiro procederá a uma amostragem regular da calda de injeção na cabeça da injeção. Essas amostras serão submetidas a ensaios de laboratório para aferir se elas estão de acordo com as especificações. Em particular para as caldas estáveis bentonite-cimento determinar-se-á se a exsudação ou decantação, o tempo de escoamento medido no cone, a decantação limite e a resistência mecânica correspondente às dosagens. Estas operações serão feitas em presença de elementos da Fiscalização e sob a sua orientação. Os limites admissíveis para cada um dos ensaios de controlo estão presentes na tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Limites admissíveis para os ensaios de controlo.

Tipo de Calda (C:A)	Densidade (g/cm ³)	Viscosidade No Cone Marsh 5mm (seg.)	Decantação (%)	Resistência comp. Simples (kg/cm ²)	
				7 dias	28 dias
1/1	>1.45	<40	< 5	>40	>40
1/2	> 1.25	<35	< 20	>25	>40
1/3	>1.20	<30	< 25	>15	>25

A temperatura das caldas não deverá ultrapassar 25°C em qualquer ponto do seu percurso, nem ser inferior a 10°C.

3.4.4.10 Injeções de preenchimento dos vazios da construção e colagem

3.4.4.10.1 Tubos para injeções de preenchimento de vazios e de colagem

Os tubos para injeção devem ser colocados de modo que a argamassa de colagem possa escorrer livremente para os vazios deixados no contacto betão-rocha. Os rebaixos deixados na superfície interior do revestimento em betão devem ser preenchidos com argamassa de selagem sem retração depois das operações de injeção terem terminado.

Os tubos deverão ficar firmemente posicionados e protegidos de danos que possam ocorrer na colocação do betão. Serão utilizados obturadores ou outros dispositivos no extremo do tubo para impedir a entrada de betão ou materiais estranhos antes da injeção e para facilitar a localização dos tubos depois de terem sido retiradas as cofragens.

3.4.4.10.2 Furação para injeções de preenchimento de vazios e colagem

No caso de serem necessários furos para injeções de preenchimento dos vazios e de colagem e quando não tiverem sido previstos tubos embebidos no betão de revestimento devem-se abrir furos no revestimento de betão, sendo executados apenas até à superfície dos materiais intactos que envolvem o revestimento. O diâmetro da boca do furo não será inferior a 2". É importante que se tomem precauções para evitar a obstrução dos furos antes de serem feitas as injeções; no caso de algum furo ficar obstruído, este deverá ser cuidadosamente limpo

Os furos devem atravessar o betão de revestimento e penetrar pelo menos 0,5 m no terreno.

As injeções de colagem devem assegurar o preenchimento de vazios relativamente importantes que possam ter ficado entre o betão do revestimento definitivo ou do revestimento primário e o terreno.

3.4.4.10.3 Composição da calda

A calda será composta por cimento e água (eventualmente bentonite) ou por cimento, areia, bentonite e água. A areia deverá ser limpa e com uma granulometria tal que 100% passe num peneiro #8ASTM; não será retida mais de 5% num peneiro #16ASTM; num peneiro #100ASTM deverá passar entre 10% e 30%; e num peneiro #200ASTM não deverá passar mais de 5%. As restantes especificações dos outros materiais já foram indicadas anteriormente.

3.4.4.10.4 Operações de injeções

O equipamento para amassadura e colocação de argamassa de preenchimento e colagem, deve ser capaz de efetivamente amassar e injetar a argamassa nos furos à pressão especificada. É necessário que não se autorize injeções no revestimento até que o betão, na proximidade de 15 m, tenha sido colocado pelo menos há 7 dias. Os furos adjacentes a um furo a ser injetado deverão ser deixados abertos durante as operações de injeção para facilitar a purga de ar e água dos espaços que envolvem o revestimento. Quando a argamassa escorrer em furos adjacentes em quantidade tal que possa prejudicar seriamente as operações de injeção ou causar perda apreciável de argamassa, deve ser providenciada a obstrução temporária dos furos por onde se produz a perda.

3.4.4.11 Controlo de qualidade

Para o controlo de qualidade dos materiais e dos equipamentos para os trabalhos de tratamento de fundações, devem ser considerados os ensaios/inspeções e frequência mínimas constantes presentes na tabela 3.9 que constam no Plano de Inspeção e Ensaio (PIE).

Tabela 3.9 – PIE dos materiais para tratamento de fundação.

Material/Equipamento	Ensaio/inspeção	Frequência
Água de fabrico de caldas	NP EN 1008	No início dos trabalhos e semestral
Cimentos	Guia remessa	Cada fornecimento
	Auto-controlo do fornecedor	Mensal
	Finura por peneiração e Blaine (NP EN 196-6)	Semanal ou em caso de dúvida
Areias para injeção de argamassas	Granulometria	No início dos trabalhos e mensal
	Resistência mecânica	
Caldas de injeção	Viscosidade (NP EN 445)	Diariamente
	Exsudação (NP EN 445) e floculação	Quinzenal
	Densidade (picnómetro)	Quinzenal
	Variação de volume (NP EN 445)	Mensal
	Resistência mecânica (NP EN 445)	Mensal
Equipamento	O estado de calibração dos equipamentos de fabrico de caldas e de medição e ensaio deve ser evidenciado no início dos trabalhos.	

Os critérios de aceitação das propriedades do cimento e da água são os definidos nos despectivos documentos normativos e os critérios de aceitação para as propriedades das caldas de injeção serão os obtidos nos ensaios de caracterização referidos na tabela 3.9, com as seguintes tolerâncias:

- Viscosidade $\pm 2\text{seg}$
- Exsudação $\pm 1\%$
- Precisão de doseamento de $\pm 2\%$ para o cimento e os adjuvantes e $\pm 1\%$ para a água.

O PQO a efetuar deve conter cópia de todos os tipos de registos previstos utilizar em obra com vista a manter os dados inspecionados e a garantir a rastreabilidade dos materiais e dos serviços executados.

3.4.5 INJEÇÃO DE JUNTAS

As juntas de contração deverão ser injetadas de forma progressiva de baixo para cima. Assim sendo as juntas serão divididas em compartimentos estanques através de lâminas horizontais de PVC, espaçadas

em altura no máximo 20 m (com exceção das zonas que se situam próximo da fundação e do coroamento) e que se designam de compartimentos principais.

Para garantir uma impermeabilização eficaz é usual que se recorra à instalação de duas lâminas, em posição paralela e afastadas cerca de 0,50 m, ao longo do bordo de montante de todas as juntas, e que, em ligação com as lâminas horizontais delimitam os designados compartimentos de paramento.

Os compartimentos que se situam à mesma cota formam os designados patamares de injeção. Para as operações de injeção cada compartimento deve ser dotado de dispositivos para a chamada injeção primária, constituídos por ranhuras de injeção, ranhuras coletoras e respetivos tubos de admissão e saída. Tendo em vista a eventual reinjeção das juntas, os compartimentos principais serão dotados de dispositivos para injeção secundária, constituídos por circuitos de válvulas de injeção.

Na programação para a realização da injeção de juntas devem também ser tidas em conta as seguintes condicionantes:

- as campanhas de injeção devem ser efetuadas em época fria, no período compreendido entre os meses de Janeiro e Abril (inclusive);
- a injeção dos diferentes compartimentos deve ser feita preferencialmente por patamares, injetando os compartimentos à mesma cota, do fecho para as nascenças (avançando-se de forma simétrica, com 2 frentes de trabalho), passando-se, seguidamente, ao patamar imediatamente superior.

Tendo em vista a minimização do trajeto das caldas de injeção dentro das tubagens, estas deverão, sempre que possível, ser preparadas e misturadas junto às frentes de trabalho. Assim, terão de ser montados meios nas galerias que permitam recolher e efetuar a bombagem e o esgoto das caldas sobranças para o sistema exterior dos esgotos da obra, de forma a manter as galerias devidamente limpas e evitar a acumulação e a decantação das caldas no poço geral de bombagem da barragem.

3.4.5.1 Materiais Constituintes

3.4.5.1.1 Areias

As areias a utilizar nos trabalhos deverão satisfazer à especificação E-467-2007 [5], tendo as seguintes propriedades mínimas:

- Diâmetro máximo não superior a 2,00 mm;
- Não ter um módulo de finura superior a 2,20 e a sua variação não ser superior a $\pm 0,10$;
- Ter uma resistência, nas respetivas argamassas de injeção, não inferior a 20 MPa aos 28 dias de idade.

3.4.5.1.2 Cimentos

Os cimentos devem satisfazer todas as prescrições legais e regulamentares nomeadamente as respeitantes ao DL 159/2002 [7].

Para além destas propriedades, o cimento deverá satisfazer as seguintes características de finura:

- Finura Blaine maior que 3.800 cm^2/g
- Finura determinada por peneiração, na malha de 45 μm com uma percentagem de retidos inferior a 10%

3.4.5.1.3 Água

A água a utilizar deve ser doce, limpa, isenta de impurezas e de substâncias prejudiciais aos fins em vista satisfazendo satisfazer as características constantes da norma NP EN 1008:2003

3.4.5.1.4 Adjuvantes

Os adjuvantes a utilizar no fabrico das caldas de injeção deverão satisfazer à classificação e às características da norma EN 934-4:2003 – “Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção - Parte 4: Adjuvantes para caldas de injeção para bainhas de pré-esforço - Definições, requisitos, conformidade, marcação e rotulagem”.

3.4.5.1.5 Caldas e argamassas de injeção

As injeções far-se-ão com suspensão coloidal água: cimento com ou sem adjuvantes, ou com argamassa de cimento, ativadas mecanicamente em aparelhos de alta turbulência.

As caldas de injeção primária para injeção das juntas da barragem devem ser selecionadas pelo com base no critério de máxima densidade compatível com o equipamento e os procedimentos de injeção (na sua composição poderão ser incluídos adjuvantes), e de acordo com os seguintes princípios:

- Na injeção de cada compartimento são utilizadas caldas com densidade sucessivamente crescente, procurando-se atingir uma mistura binária água: cimento de 1:2 (em peso). Deve-se assim utilizar equipamentos de injeção adequados ao cumprimento deste requisito, admitindo uma pressão máxima de injeção de 5 bar.
- As injeções secundárias, quando realizadas, são efetuadas a partir dos circuitos com instalação de válvulas, com caldas adequadas ao tipo de válvula utilizada. As caldas a aplicar devem garantir uma resistência à compressão mínima de 12 MPa aos 28 dias, determinada em cubos de 10 cm de aresta ou em cilindros de 10 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

No início dos trabalhos é necessário determinar a composição e comportamento quanto a das caldas de injeção quanto à viscosidade, exsudação, densidade, retração da parte sólida durante a maturação, e resistência mecânica em compressão, aos 28 dias.

Independentemente dos tipos de caldas de injeção, deve-se garantir que a temperatura das caldas não seja superior a 25°C nem inferior a 10° C.

As caldas de injeção não devem apresentar segregação apreciável, nem exsudação superior a 5% e o seu traço, em peso (areia: cimento), não deve ultrapassar a relação 3:1.

3.4.5.2 Ensaios com Água

Antes de se dar início à injeção das juntas, e com a devida antecedência, deve ser efetuada uma campanha de ensaios com água em todos os compartimentos, com os seguintes objetivos principais:

- Identificar a tubagem relativa a cada compartimento, que deve ficar devidamente assinalada;
- Verificar a operacionalidade dos circuitos de injeção (primário e secundário) e proceder à sua desobstrução quando necessário;
- Detetar fugas de água dos compartimentos, quer para os paramentos e galerias, quer para os compartimentos vizinhos;

- Analisar o estado de abertura das juntas a partir da facilidade de comunicações e da quantidade de água absorvida por cada compartimento.

A desobstrução dos circuitos de injeção deve ser tentada por meio de um aumento controlado da pressão, pela utilização repetida de jatos de ar e água, ou por injeção de água e ar pelos circuitos de retorno. No caso de não se conseguir proceder à desobstrução de qualquer circuito de injeção primária, a metodologia de injeção do respetivo compartimento deverá ser reformulada, podendo ser necessário recorrer aos circuitos de injeção secundária ou à abertura de novos furos, injetores e coletores, a partir das galerias.

As eventuais fugas de água para os paramentos darão indicações dos locais em que se deve proceder a colmatações para impedir posteriores saídas de calda durante a injeção. Para o efeito haverá que garantir possibilidade de acesso aos paramentos, o que poderá ser efetuado, por exemplo, com recurso a bailéus.

A pressão da água a introduzir nos compartimentos deve ser controlada por manómetros instalados nas tubagens de entrada e de saída sendo necessário analisar os valores máximos admissíveis em cada compartimento bem como a necessidade, ou não, de estabelecer contrapressões adequadas em compartimentos vizinho. Como princípio geral, quando um ensaio de água estiver a ser efetuado num compartimento à pressão “p”, deve-se garantir, também por injeção de água, o estabelecimento de uma pressão “p/2” nos compartimentos homólogos das juntas vizinhas ou nos compartimentos adjacentes, e, caso seja necessário, também nos compartimentos adjacentes superior e inferior.

Durante os ensaios devem ser anotados os volumes de água introduzidos, bem como os intervalos de tempo decorridos desde o início da injeção de água até ao estabelecimento de comunicações. Ao descarregar cada compartimento deve também medir-se o volume descarregado e anotar-se o respetivo tempo de esvaziamento.

Os ensaios dos compartimentos das juntas devem ser realizados isoladamente, e a pressão máxima prevista para o ensaio deverá ser mantida durante o tempo suficiente (cerca de 3 horas) para permitir a leitura, em situação estabilizada, de aparelhos de observação da barragem.

3.4.5.3 Metodologia para injeção primária dos compartimentos

3.4.5.3.1 Pré-enchimento com água.

Precedendo, pelo menos em 24 h, o início da injeção de um determinado compartimento ou conjunto de compartimentos, proceder-se-á à saturação do(s) mesmo(s) com água ou já com uma calda de pequena densidade (traço água :cimento igual a 8 :1) a uma pressão média estabilizada de 2 bar, no sentido de se promover a humificação do betão. Aquela pressão será mantida até ao início dos trabalhos.

3.4.5.3.2 Materiais e composições.

A injeção será feita com recurso a caldas compostas por cimento, água e eventualmente adjuvantes superplastificantes, e também retardadores de presa, conforme os casos e as necessidades que venham a ser identificadas.

Nos compartimentos para os quais se verifique que a abertura média inicial da junta se situa em valores iguais ou superiores a 10 mm será utilizada argamassa de cimento em vez da calda. Para estes casos, dada a presença do agregado, a argamassa terá obrigatoriamente de ser adjuvada por um

superplastificante que possibilite a passagem da mesma sem dificuldade através dos dispositivos de injeção e permita a injeção adequada do compartimento ou conjunto de compartimentos.

3.4.5.3.3 Procedimentos e sequência de operações

Antes do início da injeção de cada compartimento, os compartimentos vizinhos do mesmo patamar deverão estar preenchidos com água à pressão média de 2 bar. A injeção começa com o enchimento do compartimento com uma calda de muito baixa densidade (traço água: cimento igual a 8:1, por exemplo), prosseguindo de seguida para caldas de densidade sucessivamente crescente: 4:1, 2:1, 1:1, 1:1.5 e, sempre que possível, 1:2.

A densidade da calda injetada só será alterada – passando para uma superior – após haver a garantia de que o(s) compartimento(s) está completamente preenchido com esse tipo de calda, correspondendo na prática à verificação da igualdade da densidade da calda entre a saída dos coletores e a entrada dos injetores.

A injeção será finalizada, sendo os injetores e coletores obturados, quando o preenchimento total do(s) compartimento(s) for conseguido para a calda de maior densidade possível (mínimo de 1:1) às pressões pré-estabelecidas.

3.4.5.3.4 Pressões de injeção

A pressão de injeção num determinado compartimento é controlada através da leitura de manómetros colocados à boca dos tubos ou furos injetores e coletores, que se situam à entrada, e à saída do compartimento. A pressão média, ou simplesmente pressão, pode ser então determinada com base nos valores lidos nos manómetros dos pontos de controlo, atendendo às diferenças de cota entre os mesmos e a base e o topo do compartimento (onde os tubos ou furos injetores e coletores intersectam a junta, respetivamente).

Durante a injeção de um determinado compartimento a pressão média admissível não deve ultrapassar o valor máximo de 4 bar, salvo nos em que justifique, se admite aumentar a pressão de injeção sem, contudo, ultrapassar os 6 bar, e que poderão corresponder, entre outras, às situações seguintes:

- Quando o compartimento ou conjunto de compartimentos a injetar possuam parte dos seus dispositivos injetores ou coletores danificados ao ponto de se considerarem inoperacionais (tendo sido substituídos por furos complementares de reposição e reforço);
- Quando, apesar de se encontrarem operacionais os dispositivos de injeção (de projeto e/ou complementares), a circulação estiver de tal modo dificultada que não haja a garantia de um caudal suficiente para que a injeção se processe com o ritmo de enchimento desejável;
- Quando, utilizando a pressão média de 4 bar, não se consiga injetar a calda de maior densidade prevista;
- Quando o compartimento a injetar possuir uma comunicação franca com o compartimento ou compartimentos situado(s) imediatamente acima, de tal modo que se torna necessário injetá-los em conjunto.

Sempre que, durante a injeção de um compartimento, se revele necessário ultrapassar a pressão de 4 bar, então, previamente ao aumento de pressão, procede-se ao enchimento com água dos compartimentos das juntas adjacentes pertencentes ao mesmo patamar, à pressão média de 3 bar. Contudo, durante a injeção de qualquer compartimento, a pressão de injeção será objeto de um

condicionamento complementar que é o de não originar aumentos de abertura da junta superiores a 0,2 mm. Este aumento é determinado através da diferença entre a abertura da junta observada durante a injeção e a que se verificava antes do enchimento do compartimento com água. O controlo da abertura da junta que está a ser injetada é obtido através de medições efetuadas na própria junta e/ou nas juntas adjacentes.

No caso dos compartimentos de paramento cuja função é unicamente garantir a impermeabilização do espaço situado entre as lâminas de estanqueidade que acompanham o paramento de montante, não havendo portanto a preocupação estrutural de monolitização entre os blocos adjacentes, pode-se reduzir o valor da pressão de injeção para cerca de metade do valor a utilizar nos compartimentos principais, minimizando desta forma os riscos de fuga de calda para montante e os potenciais alagamentos dos compartimentos principais.

Durante a injeção deve proceder-se ao registo dos volumes, dos tempos e das pressões de injeção relativos a cada um dos tipos de calda utilizados.

3.4.5.4 Observação da Estrutura

O acompanhamento do comportamento estrutural da barragem durante as operações de injeção é realizado segundo observações incidentes sobre a evolução do estão da abertura/fecho das juntas e na medição dos deslocamentos. Durante a injeção das juntas é importante que se realize o devido acompanhamento do comportamento estrutural da barragem

3.4.5.5 Controlo de Qualidade

Com já foi referido anteriormente o controlo de qualidade dos materiais é contemplado no PIE como se representa na tabela 3.10.

Tabela 3.10 - PIE dos materiais e das caldas de injeção.

Material/Equipamento	Ensaio/inspeção	Frequência
Água de fabrico de caldas	NP EN 1008	No início dos trabalhos e semestral
Cimentos	Guia remessa	Cada fornecimento
	Auto-controlo fornecedor	do Mensal
	Finura por peneiração e Blaine (NP EN 196-6)	Semanal ou em caso de dúvida
Areias para injeção de argamassas	Granulometria	No início dos trabalhos e mensal
	Resistência mecânica	
Caldas de injeção	Viscosidade (NP EN 445)	Diariamente
	Exsudação (NP EN 445) e floculação	Quinzenal

	Densidade (picnómetro)	Quinzenal
	Variação de volume (NP EN 445)	Mensal
	Resistência mecânica (NP EN 445)	Mensal
Equipamento	O estado de calibração dos equipamentos de fabrico de caldas e de medição e ensaio deve ser evidenciado no início dos trabalhos.	

As campanhas de injeções devem ser registadas devidamente de modo a descrever e caracterizar todos os trabalhos efetuados, quer relativos à injeção quer aos ensaios de água.

No que diz respeito aos ensaios com água a informação deve incidir sobre:

- Data de realização em cada compartimento, duração total e situação dos compartimentos vizinhos;
- Volumes de enchimento, pressões utilizadas e tempos decorridos até ao estabelecimento de comunicações;
- Comunicações verificadas;
- Fugas de água para paramentos e/ou galerias e correspondentes ações de colmatação;
- Volumes e tempos de esvaziamento; eventuais acontecimentos anómalos e procedimentos de atuação adotados.

No que diz respeito à injeção de cada compartimento, os dados versam sobre:

- Data da injeção de cada compartimento, duração total e situação dos compartimentos vizinhos;
- Volumes injetados, duração da injeção e pressão atingida, para cada tipo de calda, comunicações verificadas;
- Fugas de calda e correspondentes ações desencadeadas;
- Eventuais acontecimentos anómalos e procedimentos de atuação adotados.

Devem também ser apresentados quadros resumo que sintetizem a situação final da injeção nos compartimentos, particularmente quanto ao tipo de calda e à pressão final de injeção.

4

CASO DE ESTUDO

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o estudo de caso realizado sobre o AHRE analisando-se, numa primeira fase, alguns dos elementos de localização, hidrológicos e hidráulicos da bacia onde está presente o referido empreendimento, as características geológicas afetas ao local de implantação/envolvente, e a descrição das características do aproveitamento e seus constituintes.

Após a abordagem técnica ao aproveitamento em questão e às suas características e condicionantes procede-se à descrição dos trabalhos a executar especificando aqueles mais relevantes para o âmbito desta dissertação e tendo em conta a abordagem teórica dos capítulos anteriores. Desenvolve-se assim primeiro a descrição dos trabalhos de escavações e de seguida, mais pormenorizado, na aplicação de betão convencional nas infraestruturas.

O presente capítulo encerra com a descrição dos trabalhos de tratamento de fundações e injeção, essenciais para o correto funcionamento estrutural e para a construção do corpo da barragem e do órgão de dissipação de energia.

4.2 ELEMENTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

O Aproveitamento Hidroelétrico em questão implica a construção de dois escalões no curso principal do rio Vouga:

- O escalão de Ribeiradio situado a 95 km a jusante da nascente e a 2 km a jusante da confluência com o rio Gresso, nas imediações da povoação de Ribeiradio, dominando uma bacia com área total de 945 km².
- O escalão de Ermida situa-se a cerca de 5 km a jusante da barragem de Ribeiradio, 2 km a jusante da povoação de Ermida. A bacia intermédia entre as duas barragens tem uma área total de 22 m², correspondente sensivelmente a 2% da área da bacia dominada pela barragem de Ribeiradio.

4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

O rio Vouga nasce na serra da Lapa, a cerca de 930 m de altitude e percorre 148 km até desaguar na Barra de Aveiro. A sua bacia hidrográfica situa-se na zona de transição entre o Norte e o Sul de Portugal, sendo limitada pelos paralelos 40°15' e 40°57' de latitude Norte e os meridianos 7°33' e 8°48' de longitude Oeste. É confinada a sul pela Serra do Buçaco, que a separa da bacia do rio Mondego, e a

norte pelas serras de Leomil, Montemuro, Lapa e Serra de Freitas, que a separa da bacia do rio Douro. [12]

A área total da bacia do Vouga é da ordem de 3550 km², englobando-se nesta área a ria de Aveiro, já que este rio pode ser considerado como sendo apenas um dos que descarregam na zona lagunar que constitui a ria de Aveiro. Os rios principais deste conjunto hidrográfico são o próprio Vouga (e seus afluentes até à confluência com o rio Águeda), o Águeda e o seu afluente, Cértima, podendo acrescentar-se-lhe o Caster e o Antuã, na parte Norte, e o Boco e a ribeira da Corujeira, a Sul, todos desaguardando na Ria de Aveiro mas hidrograficamente independentes do Vouga. [12] Sob este ponto de vista, a área total drenada pelo rio Vouga na confluência com o Águeda – já abaixo da cota 10 - é de apenas 1350 km².

A albufeira de Ribeiradio, com cerca de 13 km de comprimento, abrange uma zona de vale medianamente encaixada. No entanto, no local da barragem de Ribeiradio e mais para jusante, num trecho de aproximadamente 4 km que se desenvolve até à barragem de Ermida, o Vouga atravessa uma zona de relevo mais acentuado, percorrendo um vale bastante encaixado.

Na figura 4.1 apresenta-se a configuração da bacia dominada pela barragem de Ribeiradio e na tabela 4.1 apresentam-se os principais parâmetros morfométricos da bacia hidrográfica do rio Vouga na secção da barragem de Ribeiradio.

Tabela 4.1 - Principais parâmetros morfométricos da bacia.

Bacia Hidrográfica		Rio Vouga	
Área	945 km ²	Comprimento	86,5 km
Comprimento	41 km	Inclinação média	0,9 %
Perímetro	184,5 km	Altitude máxima	935 m
Altitude máxima	953 m	Altitude mínima	40 m
Altitude mínima	40 m	Padrão de drenagem	Ramificado
Altitude média	533		
Índice de compacidade	1,682		

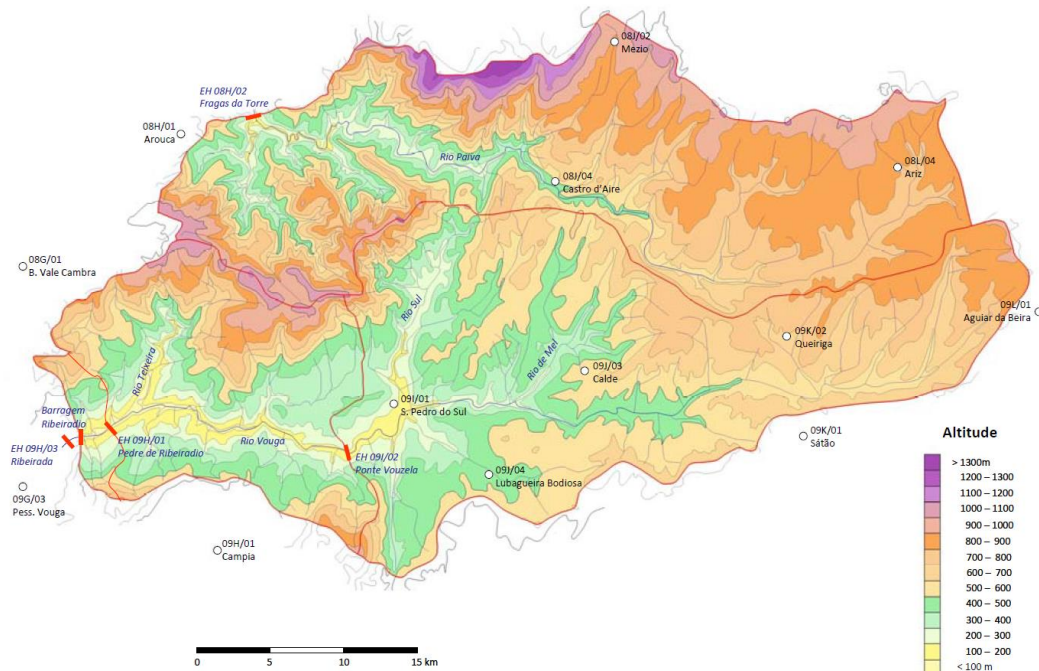


Figura 4.1 - Caracterização orográfica da bacia de Ribeiradio. [12]

Desde a nascente até próximo da confluência com a ribeira de Brazela o rio Vouga segue sensivelmente o sentido Norte-Sul, infletindo aí para Oeste e mantendo este alinhamento geral até à secção da barragem. Entre a nascente e o local da barragem, o rio Vouga apresenta um perfil com troços bem demarcados. Nos primeiros 10 km do seu curso desce rapidamente até à cota 600, penetrando de seguida numa zona planáltica onde desce suavemente, numa extensão de 35 km, até perto da Póvoa, à cota 400. Da Póvoa até S. Pedro do Sul o rio corre num vale apertado, com vertentes muito inclinadas, passando da cota 400 à cota 150, numa extensão de 20 km. De S. Pedro do Sul para jusante até ao local da barragem, o vale é menos encaixado e com declive longitudinal suave, descendo cerca de 110 m em 22 km.

Em termos geológicos, a bacia desenvolve-se sobre formações graníticas de génese hercínica e rochas pertencentes ao complexo xisto-grauváquico, apresentando um relevo bastante vigoroso. De uma maneira geral pode dizer-se que os granitos estão associados aos relevos mais salientes, enquanto que as formações xisto-grauváquico se manifestam sob a forma de vertentes abruptas. Existem ainda abundantes rochas filonianas (quartzitos e aplitopegmatitos).

4.2.2 CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DA REGIÃO

4.2.2.1 Caracterização das principais grandezas climáticas

As estações climatológicas que servem de base à caracterização climática da bacia afeta ao aproveitamento hidroelétrico em questão são as de S. Pedro do Sul, Serra da Muna e Viseu.

Com base nestas estações, estima-se que a evaporação média anual na bacia seja da ordem dos 1200 mm, com valores máximos no mês de Agosto, com uma média de 170 mm, e valores mínimos em Dezembro e Janeiro com cerca de 40 mm. No que concerne à temperatura, estima-se que a temperatura média anual na bacia seja da ordem dos 13° C. Geralmente o mês mais frio é Janeiro, com temperaturas

médias da ordem de 6° C. Os meses mais quentes são Julho e Agosto, com temperaturas médias da ordem de 20° C.

4.2.2.2 Pluviometria

Com o objetivo de obter o valor da precipitação anual ponderada, foram considerados no total 13 postos pluviométricos, nomeadamente, Aguiar da Beira, Ariz, Arouca, Barragem Castelo Burgães, Bouça (Pessegueiro do Vouga), Calde, Castro d'Aire, Lubagueira Bodiosa, Mezio (Paiva), Queiriga, S. Pedro do Sul e Satão. Este valor cifra-se nos 1350 mm com séries temperais de 1954/55 a 2003/04.

4.2.3 CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DO LOCAL DAS OBRAS

Apresentam-se de seguida as precipitações mensais na zona do aproveitamento, no Figura 4.2, assim como a distribuição da precipitação diária na zona das obras, na Tabela 4.2, tendo por base a estação pluviométrica de Bouça (Pessegueiro do Vouga).

A precipitação anual média registada foi de 1542 mm e a precipitação total estimada assume o valor de 1607 mm por ano.

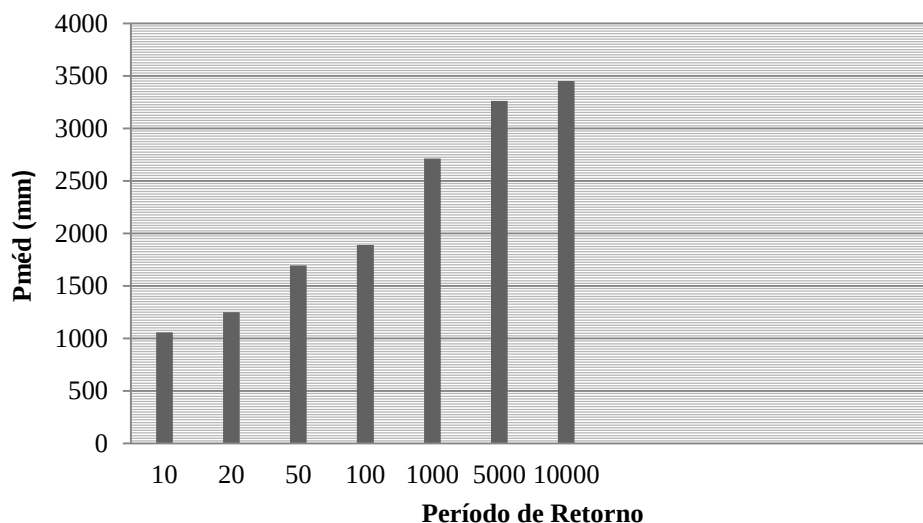


Figura 4.2 – Distribuição média da precipitação ao longo do ano na bacia de Ribeiradio. [12]

Tabela 4.2 - Número médio de dias por ano com precipitação superior a um determinado valor. [12]

Nome do posto	P ≥ 1 mm	P ≥ 10 mm	P ≥ 20 mm	P ≥ 50 mm
Bouça	106	55	29	3

Esta análise permite prever a probabilidade de ocorrência de precipitações intensas e indesejáveis na zona da barragem de Ribeiradio.

4.2.4 ESCOAMENTOS MENSAIS NA SECÇÃO DA BARRAGEM

Na Figura 4.5 apresenta-se a distribuição média mensal dos escoamentos sendo possível verificar que os escoamentos máximos, isto é, aqueles que transportam mais energia, se verificam nos meses de Dezembro, Janeiro e Fevereiro, e os mínimos na época de estiagem, de Julho a Setembro.

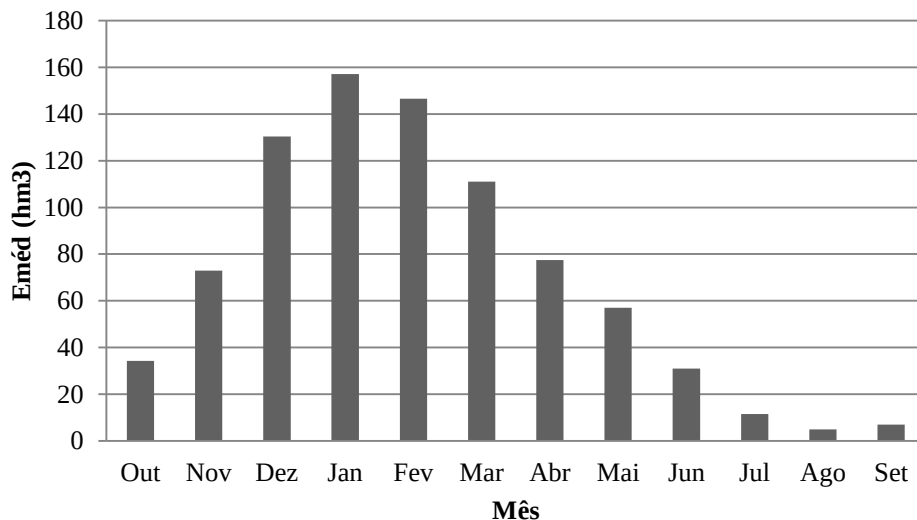


Figura 4.3 - Distribuição média dos escoamentos ao longo do ano na secção da barragem. [12]

4.2.5 CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA

Os estudos hidrológicos na secção da barragem de Ribeiradio têm o propósito de servir como base de dimensionamento para a solução de derivação provisória do rio Vouga e para o descarregador de cheias.

Recorrendo à aplicação do modelo à análise estatística a partir de registos de caudais instantâneos máximos e a fórmulas empíricas cinemáticas, propõe-se os valores de caudais de ponta de cheia que constam na Tabela 4.3 e Figura 4.4, de acordo com diferentes períodos de retorno.

Tabela 4.3 - Caudais de ponta de cheia. [12]

Período de Retorno (anos)	10	20	50	100	1000	5000	10000
QCheia (m³/s)	1058	1249	1694	1890	2714	3260	3450

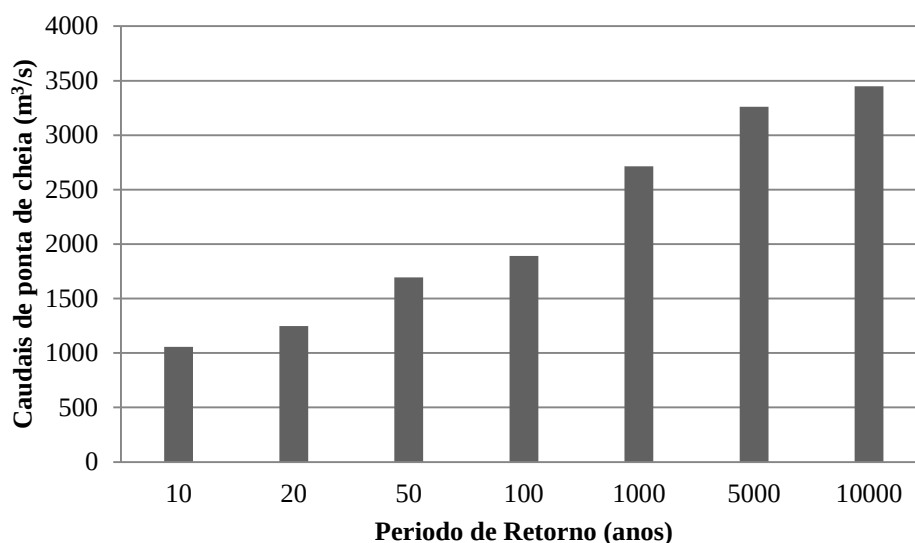


Figura 4.4 - Caudais de ponta de cheia. [12]

4.3 GEOLOGIA

Com os parâmetros fornecidos pelas sondagens e pelos ensaios referidos no Capítulo 3, mais precisamente, a resistência à compressão uniaxial, o parâmetro RQD, o espaçamento entre descontinuidades, características das mesmas e condições hidrogeológicas, calcularam-se os respetivos parâmetros RMR. Os pesos de cada parâmetro variam com a correspondente importância para o comportamento do maciço rochoso, sendo de maior peso as características das descontinuidades e de menor peso a resistência à compressão uniaxial e as condições hidrogeológicas. Com base na experiência existente, resultante da aplicação do RMR a centenas de casos, é estabelecida uma correlação entre a classe do maciço rochoso e os correspondentes parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito).

Sendo assim, e devido à dispersão verificada na fundação do escalão de montante notam-se aspetos característicos dos maciços rochosos graníticos, por um lado, e, por outro, a presença de singularidades de diversa ordem (estrutural, hidrogeológica, entre outras) que introduzem heterogeneidades pontuais no valor do índice RMR.

No escalão de jusante, constatou-se clara tendência para melhoria dos valores de RMR em profundidade contrariada por exceções pontuais, mas à superfície verifica-se a natureza existente do maciço rochoso o que contribui para a obtenção de valores de RMR mais baixos.

Devido à complexidade de classificação litológica e geológica mais detalhada, não se irá abordar esse assunto na presente dissertação.

4.4 CONFIGURAÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO

O AHRE inclui dois escalões principais sendo o de montante correspondente ao escalão de Ribeiradio e o de jusante correspondente ao escalão de Ermida.

Nas figuras 4.5 e 4.6 estão representadas as localizações, com a letra A, deste empreendimento ao nível local e nacional, respetivamente.



Figura 4.5 – Vista aérea do empreendimento. (AHRE)



Figura 4.6 - Vista aérea no plano nacional da localização do empreendimento.(AHRE)

4.4.1 ESCALÃO DE RIBEIRADIO

4.4.1.1 Esquema geral do escalão

Como foi já referido, este escalão é composto por uma barragem de perfil gravidade com 78 m de altura (desenvolve-se desde a cota 34,0 à cota 112,0). Na parte central encontra-se o descarregador de cheias com três vãos controlados por meio de comportas em lâmina aderente. A restituição ao rio é realizada recorrendo ao dispositivo de dissipação de energia do tipo Roller Bucket integrado com uma bacia de dissipação revestida em betão imediatamente a jusante. A central é em poço e equipada com um único grupo gerador com uma turbina do tipo Francis, não reversível, ou seja, sem bombagem e alimentada por um circuito hidráulico independente em galeria alimentado pela tomada de água.

O nível de pleno armazenamento encontra-se à cota 110,0 e correspondente a uma área inundada de cerca de 561 ha e um volume de albufeira de 135 hm³. O nível máximo excecional (NME) situa-se à cota (111,5).

Na figura 4.7 está apresentada uma planta geral do escalão de Ribeiradio. No Anexo 1 encontram-se as características principais do escalão de Ribeiradio.

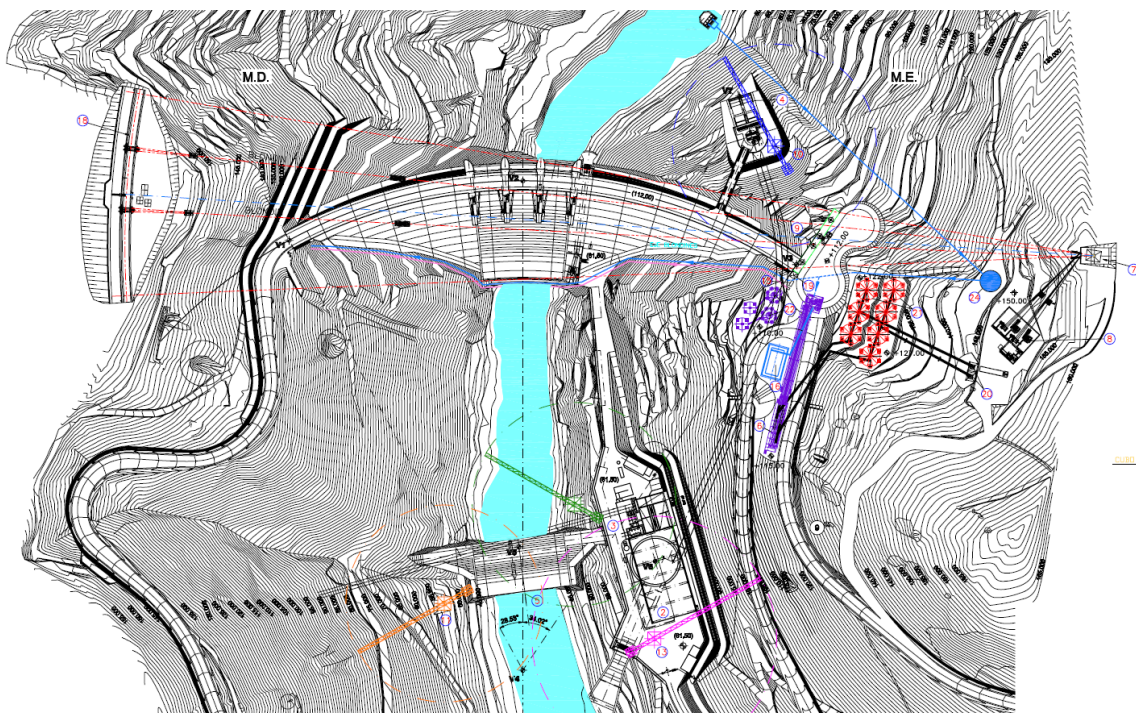


Figura 4.7 – Arranjo geral do escalão de Ribeiradio.

4.4.1.2 Corpo da Barragem

A barragem deve localizar - se sempre em terrenos cuja fundação tenha boas condições geotécnicas de fundação. Como a margem direita possui uma inclinação de 1,4H:1V e a margem esquerda tem 1,6H:1V e o leito do rio é muito estreito, optou-se pela construção de uma barragem com desenvolvimento circular em planta, de modo a permitir a redução da largura na base do descarregador de cheias, cujo caudal de vazão máxima se situa na ordem dos 2750 m³/s.

O eixo do coroamento tem em planta um arco de circunferência de 240 metros e raio e 62.55° de ângulo de abertura com o total de 262,0 m de comprimento e 9 m de largura. Com esta solução tende-se a criar um ligeiro efeito de arco, como já foi referido, o que naturalmente irá resultar num aumento da segurança, não contemplando este efeito nos cálculos estruturais. A largura da sua base fixa-se nos 55,5 m tendo o parâmetro de montante uma inclinação de 0,05H:1V e o parâmetro de jusante 0,70H:1V. O volume de betão aproximado a utilizar na barragem é de 260 000 m³.

Na figura 4.8 está representado o modelo reduzido utilizado para os estudos hidráulicos realizados no LNEC.



Figura 4.8 - Modelo reduzido utilizado no LNEC.

A barragem está dividida em 15 blocos separados por 14 juntas de contração. Estas juntas são constituídas por caixas de corte e, para garantir a estanqueidade, irão ser injetadas com caldas de cimento. Para permitir uma eficaz impermeabilização, está prevista a aplicação de lâminas waterstop. Estas juntas com largura de 32 cm nas ligações topo a topo devem ser cortadas com rigor, para que sejam unidas corretamente com equipamento de soldadura adequado a uma temperatura de 200°C, não sendo permitida, sob qualquer pretexto, a furação das membranas.

Os quatro blocos centrais incluem 3 aberturas com 13,0 m de largura e 13,0 m de altura, com rasto à cota (99,0), obturadas com comportas de sector, as quais controlam os caudais de acesso ao descarregador de cheias, cujo canal de descarga se apoia sobre o paramento de jusante da barragem.

Nas figuras 4.9, 4.10 e 4.11 estão representados os alçados e o planta da barragem, respetivamente.

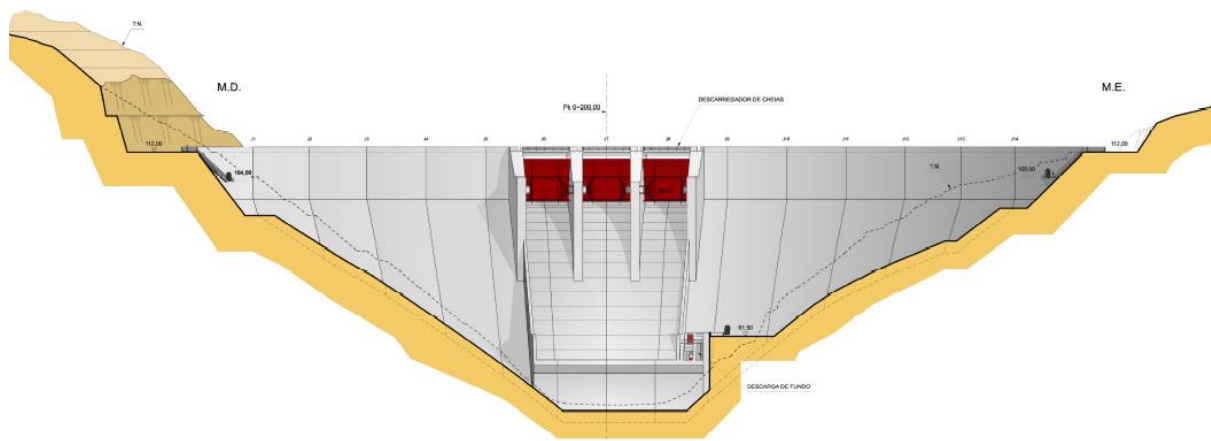


Figura 4.9 – Alçado jusante da barragem de Ribeiradio.

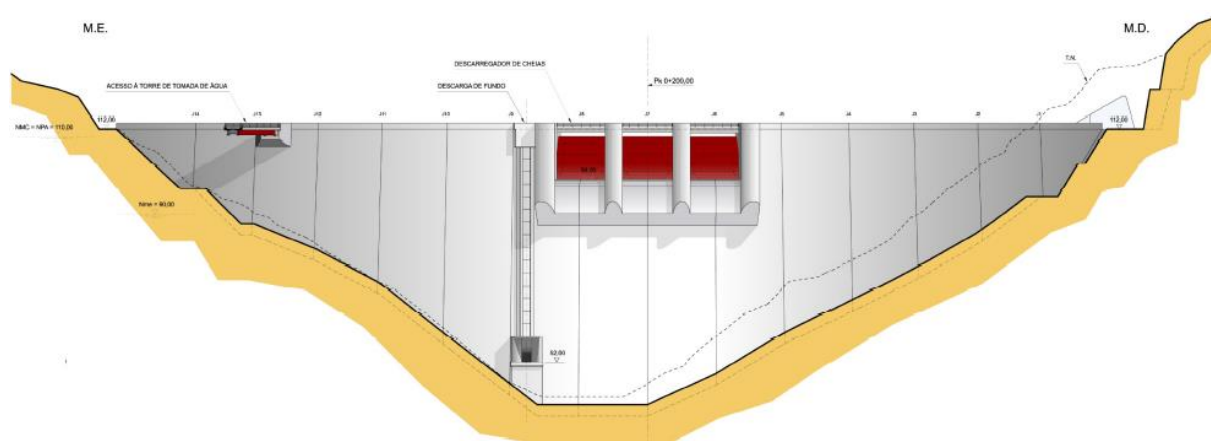


Figura 4.10 - Alçado montante da barragem de Ribeiradio.

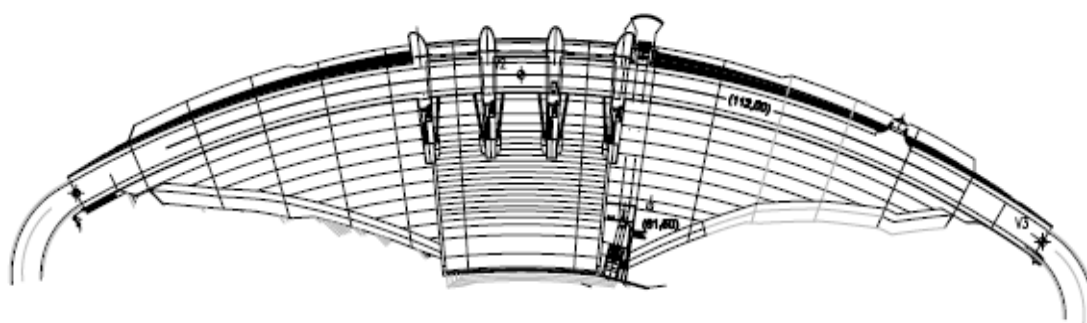


Figura 4.11 - Planta da barragem (sem escala) de Ribeiradio.

A barragem possui também quatro galerias de visita (GV) com 1.10 m de largura e 2.50 m de altura que estão ligadas à galeria geral de drenagem (GGD), que se desenvolve perto da cota de fundação, por

curtos trechos de galerias radiais. As GGD têm ligação ao paramento de jusante nas margens esquerda e direita.

Numa fase inicial a solução para realizar a dissipação da energia a jusante do descarregador de cheias contemplava um salto de ski sendo a receção do jato efetuada numa pequena albufeira criada por um açude a jusante, formando um colchão de água. Esta solução acabou por ser abandonada tendo sido incorporado um sistema de dissipação do tipo Roller Bucket e de um canal revestido imediatamente a jusante do primeiro.

4.4.1.3 Órgãos de segurança

4.4.1.3.1 Descarregador de cheias

Tendo em conta as características da barragem (tipo e altura) e o risco potencial que lhe está associado (considerado elevado), a regulamentação portuguesa sobre segurança de barragens recomenda que o período de retorno da cheia de projeto seja fixado entre 1 000 e 5 000 anos. Tendo em conta a regulamentação vigente, o descarregador de cheias foi dimensionado para um período de retorno de 1000 anos o qual corresponde a um caudal de ponta afluente de 2750 m³/s.

O descarregador de cheias é do tipo frontal, de lâmina aderente, com três vãos controlados por comportas de sector, sendo a restituição ao rio dos caudais descarregados efetuada por meio de um Roller Bucket e de um canal revestido imediatamente a jusante do primeiro.

A soleira descarregadora com a crista à cota (99,00), é constituída por três vãos de 13,0 m de largura unitária. Os vãos são separados entre si por pilares simétricos com cabeça elíptica. Os vãos exteriores são limitados por pilares com planta assimétrica.

O escoamento é controlado por meio de comportas de sector, com 14,0 m de raio e 13,05 m de altura cujo ponto de apoio na soleira se localiza 6,96 m a jusante da crista, à cota (96,95). Os munhões das comportas, situados à cota (101,30), estão localizados acima do nível máximo da água, qualquer que seja o grau de abertura das comportas.

As comportas são acionadas por servomotores hidráulicos, articulados, de simples efeito sendo que os respetivos postos de manobra se situam no topo dos pilares que separam os vãos do descarregador. Na figura 4.12 está representado o perfil do descarregador.

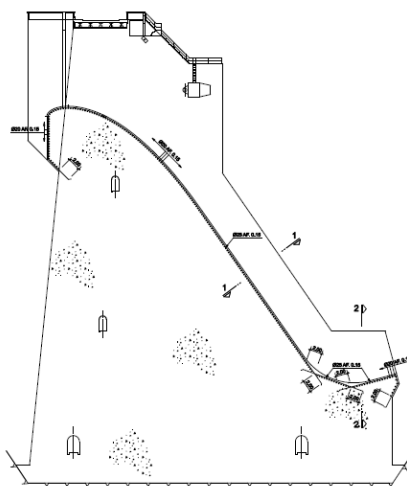


Figura 4.12 – Descarregador de Cheias de Ribeiradio.

4.4.1.3.2 Descarga de fundo

A descarga de fundo da barragem de Ribeiradio desenvolve-se paralelamente ao bordo esquerdo do descarregador de cheias, sendo constituída essencialmente por uma conduta de secção circular com 2,5 m de diâmetro, blindada, que atravessa o corpo da barragem numa extensão total de 50,30 m. A capacidade máxima de vazão da descarga de fundo com a albufeira no nível de pleno armazenamento (NPA) é de aproximadamente 127 m³/s.

A descarga de fundo está equipada a montante com uma comporta de guarda do tipo vagão e a jusante com uma comporta de serviço do tipo sector. O jato da descarga de fundo, lançado num ângulo de 15° com a horizontal tem um alcance máximo da ordem de 75 m.

À entrada, a conduta, ainda com o rasto à cota (52,0), tem secção retangular com 2,0x2,5 m², sendo nesta secção que se encontra instalada a comporta de guarda, a qual se movimenta em guias afastadas de 2,0 m, embebidas em paredes de betão fixadas ao paramento de montante da barragem e paralelas a este.

A comporta de guarda será manobrada por um servomotor localizado no coroamento da barragem. Imediatamente a jusante da comporta de guarda, um tubo de arejamento com 0,5 m de diâmetro que se desenvolve até ao coroamento da barragem ao longo do caminho de deslizamento da comporta de guarda, permite a entrada e saída de ar nas fases de enchimento e de esvaziamento da conduta da descarga de fundo.

A jusante da secção da comporta, uma transição retangular-circular com 3,75 m de comprimento conduz até à secção corrente da descarga de fundo. Na extremidade de jusante da secção corrente, uma transição circular-retangular com 3,75 m de comprimento conduz a um trecho com 2,0x2,5 m² a que se segue uma ligeira curva de 7,5° no plano horizontal, cujo objetivo é o de garantir uma melhor inserção do jato da descarga de fundo no dispositivo de dissipação. A jusante desta curva segue-se uma outra, esta a 15° no plano vertical, conduzindo a um trecho terminal ascendente cujo objetivo é o lançamento do jato da descarga de fundo a uma distância conveniente.

A secção de saída da descarga de fundo é ligeiramente estrangulada, de modo a garantir pressões positivas ao longo de toda a conduta da descarga de fundo, reduzindo-se assim os riscos de cavitação. O estrangulamento é conseguido com uma ligeira inclinação da parte superior da conduta, passando a altura da secção de saída de 2,5 para 2,4 m.

A comporta de serviço é movimentada por um servomotor hidráulico articulado de duplo efeito, fixado a uma laje em betão que constitui o prolongamento da plataforma existente sobre o trecho terminal da descarga de fundo, à cota (56,8), a qual por sua vez tem acesso direto, por meio de uma escada, a partir do caminho de acesso à cota (61,5). A manobra pode ser efetuada localmente a partir de uma câmara localizada na extremidade de montante desta plataforma, sobre a conduta da descarga de fundo, junto ao paramento de jusante da barragem.

Uma vez que a descarga de fundo termina num trecho ascendente, a drenagem total da conduta em caso de necessidade pode ser efetuada, após o fecho da comporta de guarda de montante, mediante a abertura de uma conduta de purga com 0,2 m de diâmetro que se inicia na extremidade de jusante do trecho horizontal da conduta da descarga de fundo e que termina na face de jusante da estrutura de saída da descarga de fundo.

De igual modo, para evitar a acumulação da água proveniente de fugas imediatamente a jusante da comporta, prevê-se a instalação nesta zona de um orifício de purga, não controlado, que conduz a uma conduta que descarrega a água proveniente destas fugas na face de jusante da estrutura de saída da descarga de fundo.

4.4.1.4 Órgãos de exploração

A conceção global do sistema constituído pela central e pelo circuito hidráulico foi condicionada pelas características e implantação da barragem, pelo tipo, dimensões e implantação do descarregador de cheias e bacia de dissipação, pelas condições topográficas e geológicas do local e ainda pela cota de calagem do grupo, pelo faseamento dos trabalhos, pelos níveis de exploração da albufeira e pelo nível máximo atingido pela água a jusante, em períodos de cheia.

Para a produção de energia elétrica a solução adotada foi a que contempla uma central do tipo poço com um grupo tipo Francis, de eixo vertical, não reversível, alimentado por um circuito hidráulico subterrâneo. A escolha de um único grupo permitiu simplificar significativamente a geometria quer da central quer do circuito hidráulico.

De modo a otimizar os gastos na construção e conceção destes órgãos, o circuito hidráulico é constituído por uma tomada de água, provida de um bocal com grelha para reter os resíduos sólidos, comportas e torre de manobra dos equipamentos hidromecânicos, uma galeria forçada (adução) com 158.10 m de comprimento, um troço em galeria blindada até à espiral do grupo com 43.10 m, galeria de restituição e um pequeno troço em canal, terminando numa soleira de restituição, como se representa na figura 4.13.

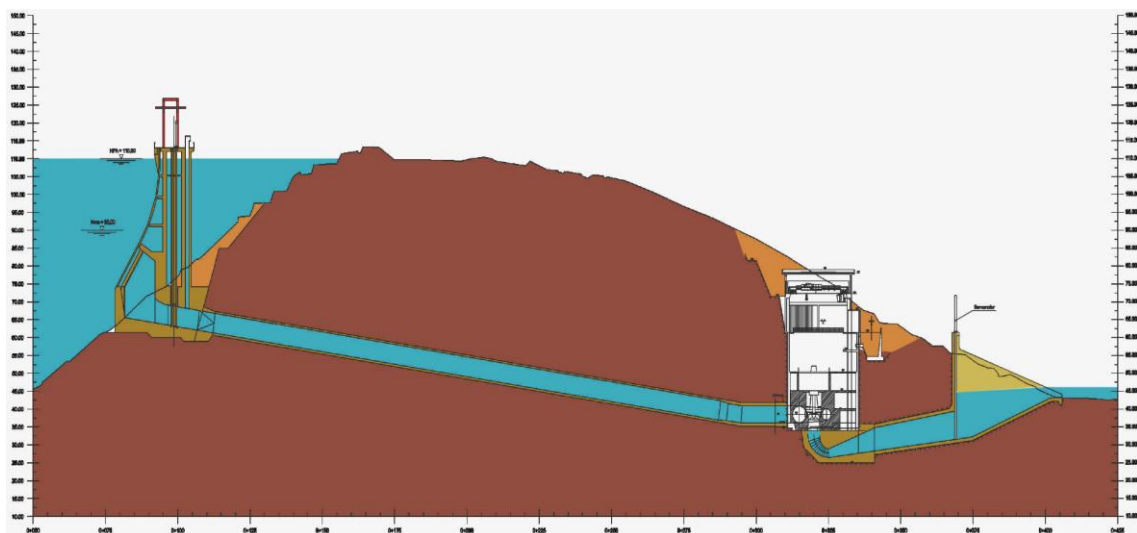


Figura 4.13 – Circuito Hidráulico de Ribeiradio.

4.4.1.4.1 Tomada de Água

A localização planimétrica da tomada de água foi efetuada com base nas características topográficas do local, tendo como principal objetivo a boa inserção com a galeria de adução e a minimização das interferências com a construção da barragem.

A cota de implantação da boca da tomada de água é fixada tendo em conta três critérios fundamentais:

- Fixação de condições de submersão mínima com vista a garantir adequadas condições de funcionamento hidráulico para o nível mínimo de exploração excecional da albufeira, $NmE = (90,0)$;
- Qualidade da água captada;
- Redução dos custos da estrutura.

Tendo em conta estes parâmetros, o centro de gravidade da boca da tomada de água foi fixado à cota (80,0) correspondendo à qualidade da água captada e à redução dos custos de construção. A cota estabelecida garante a libertação para jusante de água de razoável qualidade, quer de Inverno quer de Verão, ao mesmo tempo que permite reduzir a altura da estrutura de tomada

A tomada de água é efetuada numa torre independente, localizada cerca de 30 m a montante da barragem, com 52 m de altura. Esta torre encontra-se ligada ao coroamento da barragem por um passadiço com cerca de 30 m de comprimento e 4,6 m de largura, Figura 4.14.

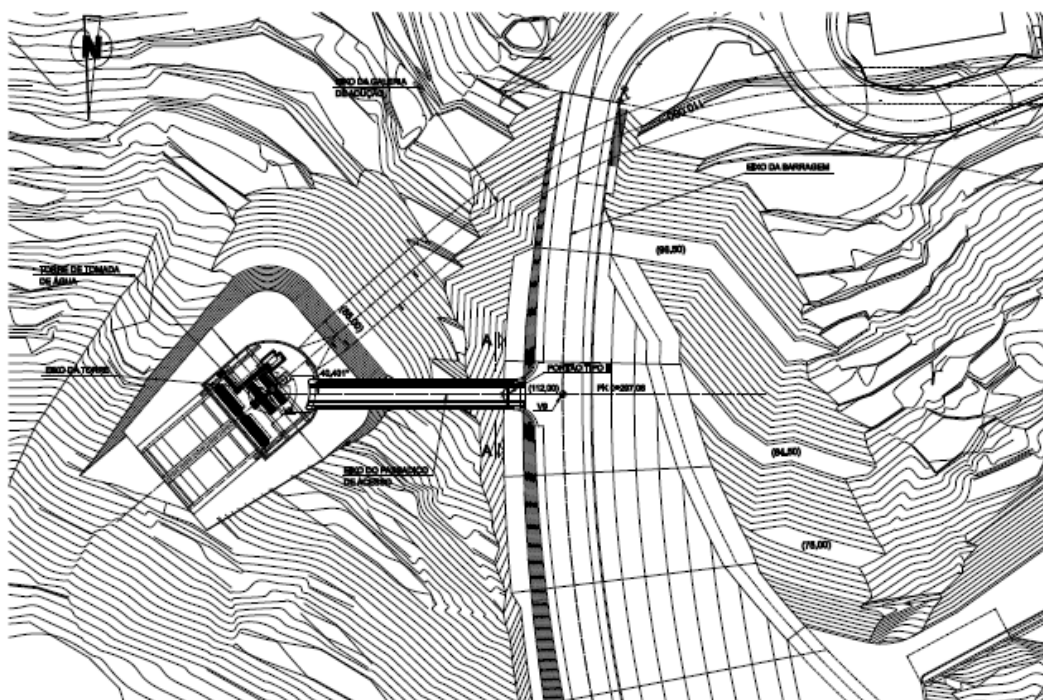


Figura 4.14 - Planta da tomada de água de Ribeiradio.

A tomada de água é constituída por um bocal com secção transversal retangular que forma a base da torre de tomada de água e que faz a transição entre a secção da grade fixa (dois painéis com 4,7 x 12,8 m²) e a secção que faz ligação à boca da galeria e na qual se inserem a comporta ensecadeira e a comporta de manobra, ambas com 4,3x5,55 m².

Os acionadores das comportas (servomotor a óleo para a comporta de serviço e diferencial elétrico em pórtico para a comporta de guarda) ficam localizados na plataforma superior da torre de tomada, na qual se instalarão igualmente os diferenciais que permitirão remover, em caso de necessidade, as grelhas de proteção da tomada de água.

A plataforma superior da torre de tomada de água, com 14,0x13,8 m² e à cota (112,0) encontra-se ligada ao coroamento da barragem por meio de um ponte de acesso constituída por um tabuleiro com 4,6 m de largura e um único vão de 32 m em estrutura mista realizada com duas vigas metálicas que suporta a laje da plataforma em betão armado.

A torre de manobra da tomada de água tem uma altura total de 52 m entre a cota da fundação e a plataforma superior, com uma secção interior circular com 5,65 m de diâmetro, com uma estrutura frontal retangular, suportando as corredeiras dos painéis das grelhas e com uma extensão posterior onde se encontra a conduta de arejamento com 1,2m de diâmetro, Figura 4.15.

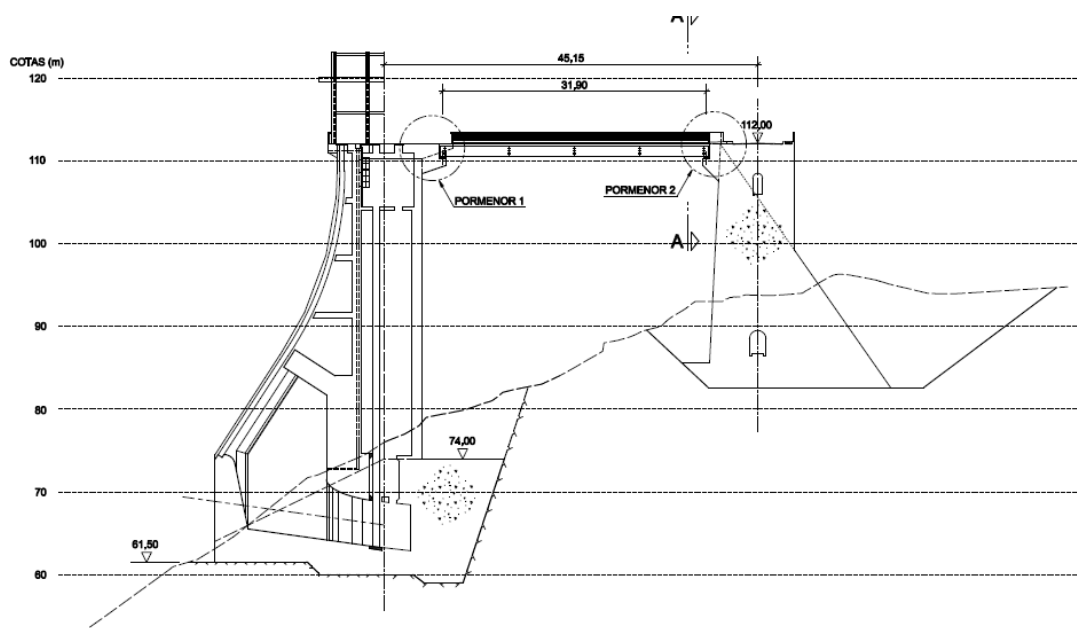


Figura 4.15 – Corte da tomada de água de Ribeiradio.

4.4.1.4.2 Adução

A galeria de adução possui um revestimento contínuo de betão armado exceto a montante da boca do tubo onde a galeria é blindada em 43,10 m de forma a garantir a sua estanquidade total. Esta possui um revestimento contínuo de betão armado e desenvolve-se num túnel com 5,50 m de diâmetro (sendo o diâmetro de escavação teórico de 6,5 m), materializando a ligação entre a tomada de água e a restituição com 158,10 m de desenvolvimento e 14% de pendente negativa,.

O trecho corrente da blindagem, representado na Figura 4.16, tem uma extensão de 41,05 m até ao início da transição cónica blindada para a entrada da espiral, cujo comprimento é de 5,8 m.

A seleção do diâmetro da galeria de adução foi baseada no critério de minimização do custo total da obra, incluindo os custos de construção e o valor da energia perdida por atrito ao longo do período de exploração, ambos atualizados à data de início da construção.

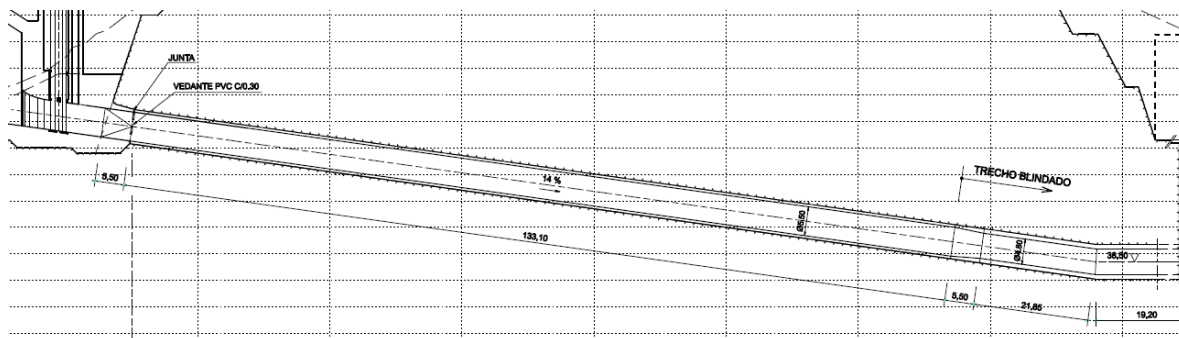


Figura 4.16 – Corte da galeria de adução de Ribeiradio.

4.4.1.4.3 Restituição

A zona da restituição tem um troço em galeria com 27 m de comprimento com eixo em planta e em perfil retilíneo e com 24% de inclinação. A secção inicial da galeria de saída é circular, com 8,0 m de diâmetro, passando depois a retangular com 6,0x8,0 m², estando equipada com uma comporta de corrediça que permitirá colocar a seco o difusor da turbina se necessário. À galeria de restituição segue-se um curto trecho em canal, com 31 m de comprimento que conduz até uma plataforma de saída, horizontal, com soleira à cota (41,5) e com largura mínima desta soleira é de 13 m.

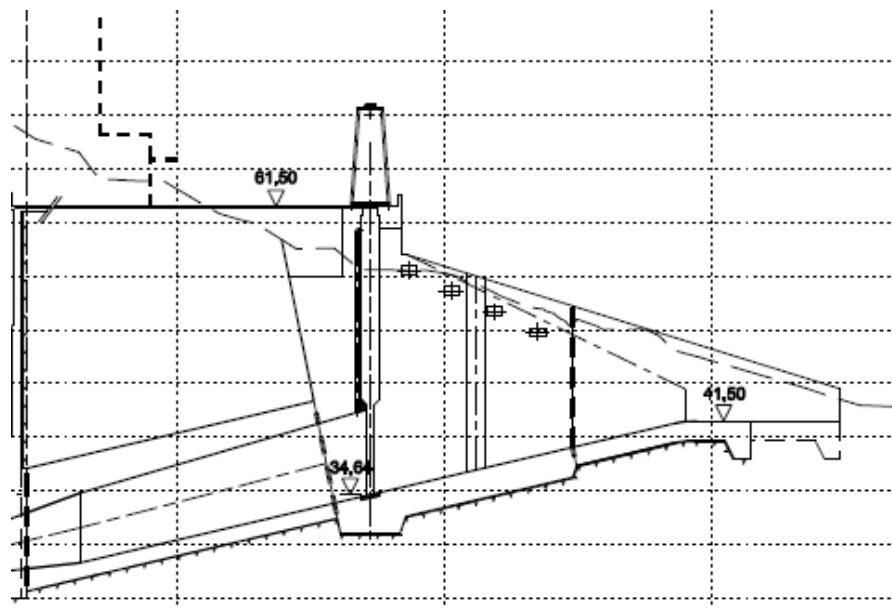


Figura 4.17 - Corte da restituição de Ribeiradio.

4.4.1.4.4 Central

Tendo em conta a configuração em planta do rio, em curva suave para a esquerda, a central de Ribeiradio está localizada na margem esquerda sendo formada essencialmente por um poço em betão armado com 25 m de diâmetro interior e cerca de 35 m de profundidade máxima.

A sua materialização revela-se de grande complexidade estrutural quer devido ao nível das cargas hidráulicas, quer ao nível das ações do peso do conjunto de equipamentos a utilizar. A turbina a utilizar é de eixo vertical, tipo Francis com a cota de calagem prevista de 38,50 m e uma velocidade de rotação de 187,5 rpm, com uma potência máxima de 76 MW e caudal nominal de 125 m³/s tem o eixo descentrado do eixo do poço, com um afastamento de 4,5 m.

A parte inferior do poço aloja o grupo turbo-alternador, fazendo-se a montagem deste bem como a descida dos equipamentos de maiores dimensões através da sua parte superior.

O perímetro do poço será revestido com uma parede cilíndrica em betão armado com espessura variável entre 0,75 e 1,0 m.

O poço tem uma altura total de 26,9 m, entre as cotas (61,5) e (34,6) com um diâmetro de escavação de 24,9 m e um diâmetro interior variável, com um mínimo de 22,5 m. Abaixo da cota (34,6) e até à cota (25,0), correspondente ao ponto mais baixo do difusor, a secção do poço é escavada apenas

parcialmente. O ponto mais baixo do poço, correspondente ao poço de drenagem, apresenta escavações até à cota (14,0).

Na zona superior a partir da cota 61,50 m, encontra-se um edifício coberto destinado à descarga, montagem e movimento dos equipamentos e das instalações de apoio à central.

Para além do grupo, a central é constituída por:

- Poço de drenagem com o respetivo equipamento de bombagem.
- Equipamentos de refrigeração e parte dos equipamentos de regulação, circulação e injeção ao nível da tampa da turbina.
- Equipamento elétrico e parte do equipamento de regulação ligeiramente acima do alternador.
- Transformadores auxiliares e os quadros de comando ao nível da tampa do alternador
- Átrio de montagem e o armazém de peças localizado à superfície.

Na Figura 4.18 encontra-se a central em planta.

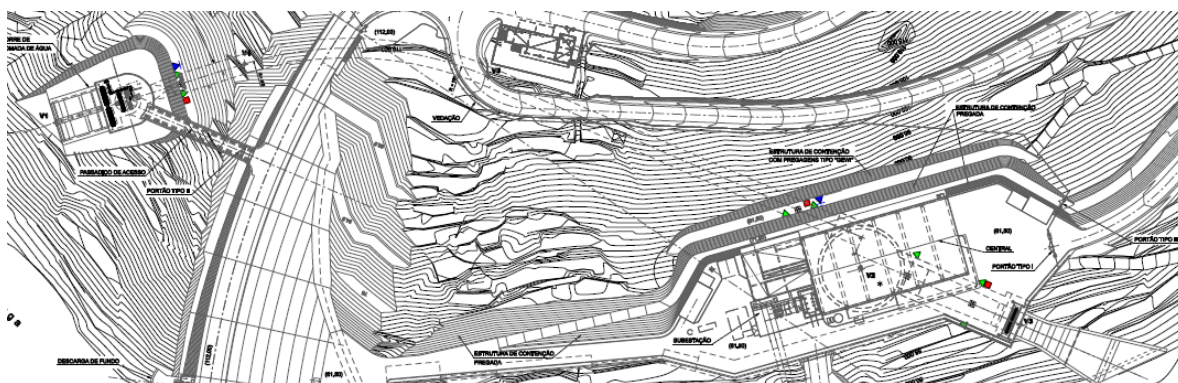


Figura 4.18 – Planta geral da implantação da central de Ribeiradio.

4.4.1.5 Desvio provisório

A temática do desvio do rio revela-se uma das atividades mais importantes para o início dos trabalhos pois permite definir como o empreendimento vai ser executado, garantindo segurança à sua construção. Quando mal dimensionado provoca riscos de paragem da obra, levando ao aumento de prazos da empreitada e, assim, os seus custos.

Num primeira fase construiu-se uma ensecadeira de forma a conseguir deixar a margem esquerda a seco, permitindo o andamento das obras sobre esta (elevação dos blocos 8 e 9, construção do Roller Bucket - Fig.18 e Fig.20 - e canal revestido). O rio desviado pela ensecadeira irá ser conduzido através de uma Box-Culvert até jusante da zona em construção. Foram também construídos dois muros de betão para diminuir a percolação existente na ensecadeira e para serem usados na próxima fase.

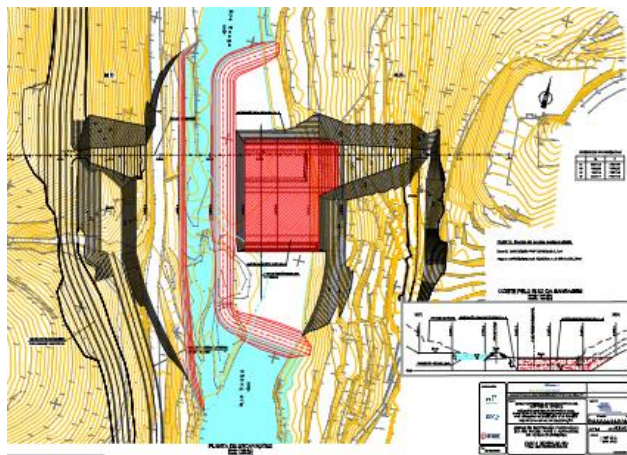


Figura 4.19 - Primeira fase sem incluir a Box-Culvert.



Figura 4.20 - Desvio do rio e elevação dos blocos da fundação.

Assim que o bloco 9 atingir uma cota a rondar os (50,0) e com o bloco adjacente com um desfasamento considerável, unem-se os dois muros de betão para o rio poder passar no meio do bloco 8, entre o bloco 9 e o muro provisório (Fig. 21).

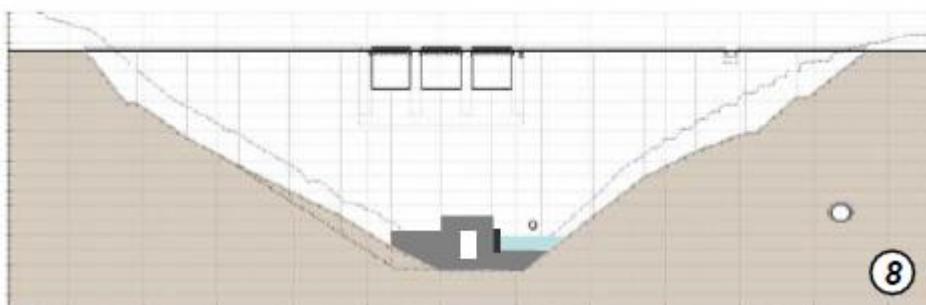


Figura 4.21 - Aspeto do corpo da barragem de Ribeiradio.

Como este é o caminho crítico da obra, devido à chegada da época das chuvas, a elevação dos primeiros dois blocos, a betonagem do canal revestido e a conclusão do Roller Bucket (nestes já estão incorporados o muro) é imperial. Apenas deste modo pode-se assegurar o correto andamento dos trabalhos.

4.4.2 ESCALÃO DE ERMIDA

4.4.2.1 Esquema geral do escalão

Tal como o escalão de Ribeiradio, o escalão de Ermida é uma barragem em betão com perfil de gravidade, com 35 m de altura e coroamento à cota 55,0. Na parte central encontra-se o descarregador de cheias livre (sem comportas), em lâmina aderente com 55 m de largura total, sendo a dissipação da energia da água por ressalto hidráulico numa bacia de dissipação. A tomada de água, o circuito hidráulico e a central estão localizados entre o descarregador e o encontro direito e é caracterizado pelo seu curto comprimento, sendo a central do tipo pé-de-barragem.

Sendo este escalão principalmente direcionado para amortização de caudais, a produção de energia é garantida por dois grupos iguais, constituídos por turbina Kaplan tubular de eixo horizontal sendo previsto o turbinamento de 25 m³/s acoplada diretamente a um alternador de eixo horizontal e com potência nominal de cada da ordem dos 3,3 MW.

Com um nível de armazenamento (NPA) à cota 44,0 e um nível de máxima cheia (NMC) à cota de 53,0 prevê-se que a área inundada seja de 43,5 ha e 63,3 ha, respetivamente, e o volume total seja de 3,86 hm³ e 8,77 hm³ respetivamente. O nível mínimo de exploração normal foi fixado nos 39,0 metros gerando um volume de 3,70 hm³.

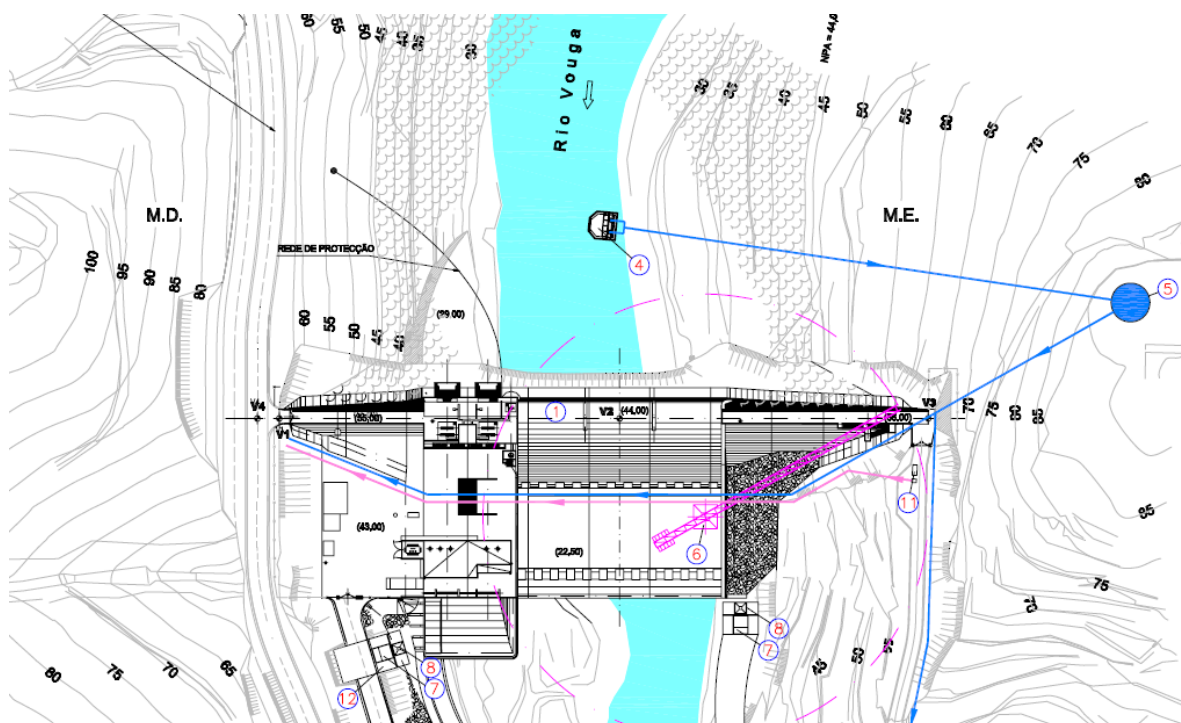


Figura 4.22 - Arranjo geral do escalão de Ermida.

4.4.2.2 Barragem

Este escalão possui o coroamento à cota 55,0 criando assim a altura máxima de 35,0 m, possui 4.0 m de largura e 175,1 m de desenvolvimento. O paramento de montante tem uma inclinação de 0,1H:1V e o de jusante tem 0,7H:1V e o volume de betão que se espera aplicar é de 75 000 m³.

A zona central da barragem, com 55 metros de desenvolvimento é ocupada pelo descarregador de cheias, sem comportas, com a soleira à cota 44,0, seguido de uma bacia de dissipação por ressalto com 30 m de comprimento total.

A barragem encontra-se dividida em 11 blocos monolíticos mediante 10 juntas de contração que são definidas por planos verticais perpendiculares ao eixo da barragem com caixas de corte. Os cinco blocos centrais incluem a soleira do descarregador de cheias bem como o canal de descarga que se apoia no seu paramento de jusante.

Nas figuras 4.23 e 4.24 estão representados os alçados de montante e jusante do paramento do escalão de Ermida. No Anexo II estão indicadas as características principais deste escalão.

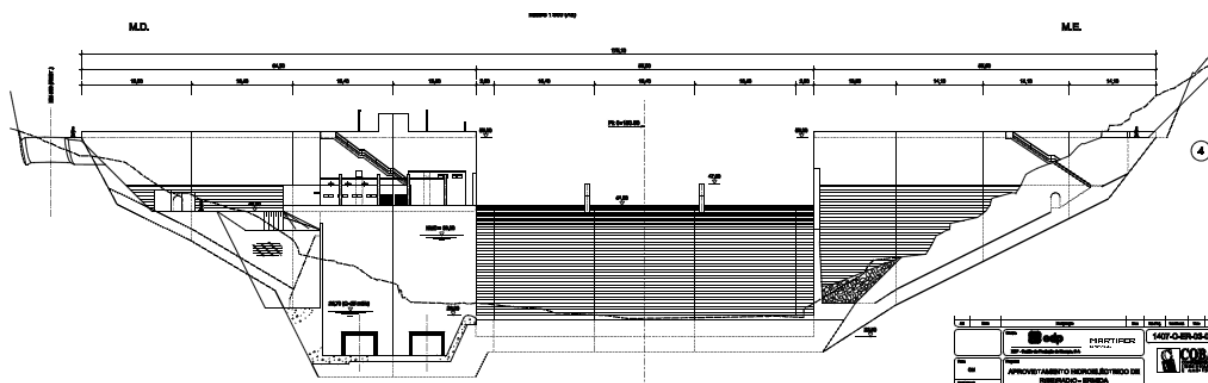


Figura 4.23 – Alçado de jusante do escalão de Ermida.

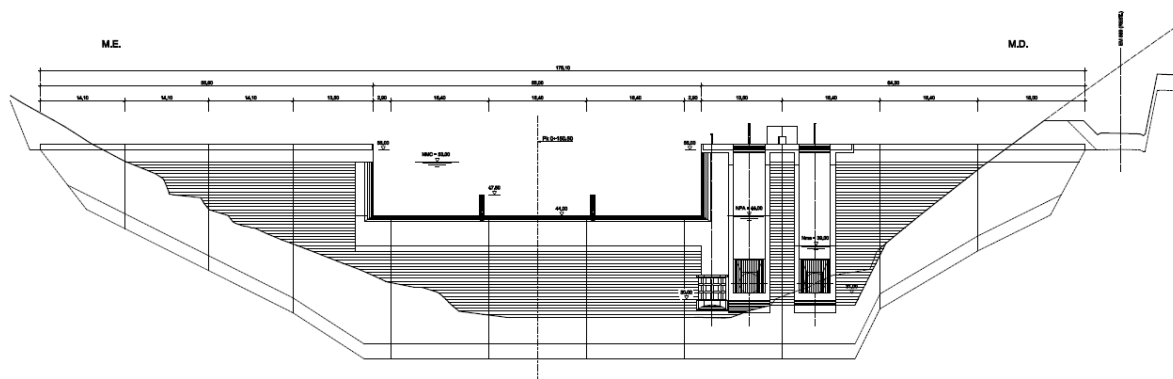


Figura 4.24 – Alçado de montante do escalão de Ermida.

As juntas são definidas por planos verticais perpendiculares ao eixo da barragem. Para garantir o monolitismo e a estanqueidade da barragem, as juntas são injetadas com caldas de cimento ou argamassas, estando divididas no máximo em dois compartimentos estanques através da colocação de lâminas de PVC afastadas em altura cerca de 12 m, que estão dotados de dispositivos de injeção independentes. De modo a garantir uma impermeabilização eficaz utilizam-se duas lâminas paralelas e afastadas cerca de 0,50 m, ao longo do bordo de montante de todas as juntas, e que, em ligação com as lâminas horizontais delimitam os designados compartimentos de paramento. Está também prevista a

instalação de lâminas no atravessamento de galerias e câmaras para assegurar a estanqueidade dos compartimentos.

Na base da barragem, desenvolve-se paralelamente ao paramento de montante uma GGD que acompanha o contacto com a fundação. Junto ao pé de jusante da barragem encontra-se uma galeria de drenagem de jusante (GDJ), que se desenvolve à cota (23,0) e está interligada com a GGD através de duas GR perpendiculares ao eixo da barragem. A barragem dispõe de uma galeria de visita (GV) que se encontra ligada nas suas extremidades à GGD por curtos trechos de galeria transversais. Estas galerias de interligação prolongam-se até ao paramento de jusante, permitindo o acesso ao sistema de inspeção e drenagem nas duas margens.

4.4.2.3 Órgãos de Segurança

4.4.2.3.1 Descarregadores de Cheias

O descarregador possui soleira livre com perfil do tipo WES e lâmina aderente apresentado um único vão com 55 m de largura total (Figura 4.25). A cerca de cada terço do vão, a crista dispõe de septos 0,8 m de largura e 3,5 m de altura, os quais servirão de arejadores e estabilizadores para os menores caudais descarregados, mais frequentes.

O caudal descarregado é conduzido sobre o paramento de jusante da barragem até junto do seu pé, sendo lançada numa bacia de dissipação por ressalto com 30 m de comprimento, blocos de queda e soleira de saída dentada.

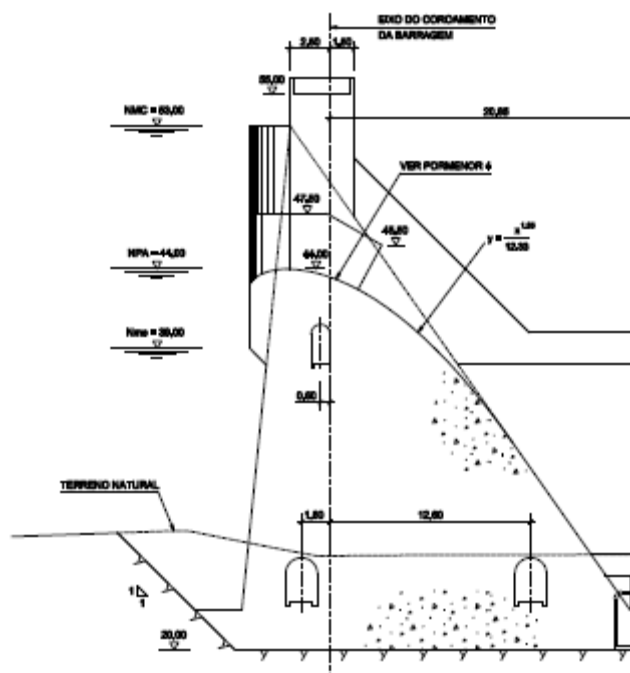


Figura 4.25 - Perfil do descarregador de cheias de Ermida.

4.4.2.3.2 Captação/Descarga de fundo

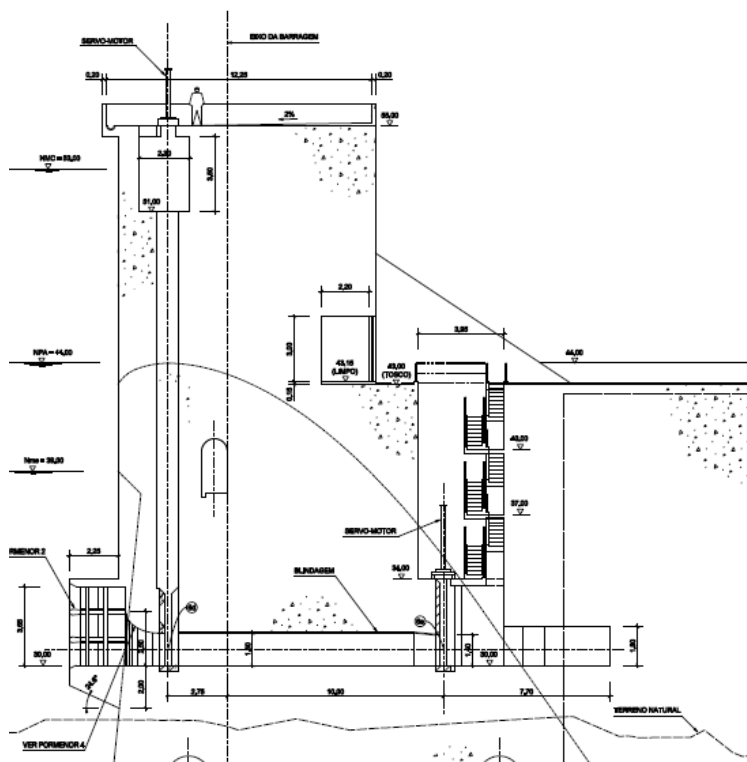
O órgão de captação de água descrito anteriormente e utilizado para libertar água para jusante funcionará igualmente como descarga de fundo. Este órgão situa-se entre o descarregador de cheias e a central, e tem a soleira de entrada fixada à cota (30,0), abaixo da soleira das tomadas de água adjacentes e apenas

14 m abaixo do NPA. É constituída, de montante para jusante, por uma grade grossa em betão, uma comporta de guarda do tipo vagão, uma blindagem em aço de secção retangular e uma comporta de serviço do tipo corrediça, manobrada por servomotor de duplo efeito.

A jusante da comporta de corrediça, o jato é lançado num canal coberto que, curvando na horizontal a 30 °, permite lançar o jato de água na bacia de dissipação do descarregador de cheias.

A capacidade máxima de vazão deste órgão sob o NPA é de aproximadamente 21 m³/s. A comporta de corrediça atuada pelo servomotor de duplo efeito permite a abertura da comporta em qualquer posição, possibilitando o lançamento para jusante de qualquer caudal entre 0 e a capacidade máxima.

Em termos de capacidade de esvaziamento da albufeira, tendo em conta a existência da barragem de Ribeiradio a montante, a descarga de fundo por si só pode esvaziar completamente a albufeira, partindo do NPA, em apenas 3 dias. Operando simultaneamente com os grupos da central, o tempo de esvaziamento baixará para pouco mais de um dia, Figura 26.



curvando na horizontal a 30 °, permite lançar o jato de água na bacia de dissipação do descarregador de cheias. A capacidade máxima de vazão deste órgão sob o NPA é de aproximadamente 21 m³/s.

4.4.2.4.1 Circuito hidráulico

A jusante das comportas, o circuito hidráulico de cada grupo apresenta um troço de secção retangular de 2,70 m x 3,40 m, não revestido, com cerca de 1,6 m de desenvolvimento, onde se insere superiormente o tubo de arejamento, seguindo-se uma transição da secção retangular para a secção circular de 3,40 m de diâmetro interior. A jusante da transição inicia-se uma blindagem que possui cerca de 5,8 m de desenvolvimento e eixo fixado à cota (32,7).

Por sua vez, a restituição é composta por duas comportas ensecadeira, do tipo corrediça com 4,80 x 3,30 m de dimensão

4.4.2.4.2 Central

A central de Ermida, localizada junto ao encontro da margem direita da barragem, é essencialmente uma caixa paralelepípedica de betão armado com dimensões interiores de 22,2 m de largura por 24,9 m de desenvolvimento e 37 metros de altura.

No interior da central alojam-se os dois grupos iguais, constituídos por turbina Kaplan tubular de eixo horizontal, tipo S a montante, prevista para turbinar um caudal nominal de 25 m³/s, acoplada diretamente a um alternador de eixo horizontal. A potência nominal de cada turbina é de 3,3 MW.

As tomadas de água para alimentação das turbinas, situadas no paramento de montante da barragem, encontram-se protegidas à entrada por grelhas metálicas móveis do tipo corrediça com soleira. Estas são obturadas por comportas vagão, uma para cada grupo, manobradas por servomotor, que funcionarão como órgão de segurança do grupo a montante, em caso de falha do distribuidor.

A jusante das comportas, o circuito hidráulico de cada grupo apresenta um troço de secção retangular de 2,70 m x 3,40 m, não revestido, com cerca de 1,6 m de desenvolvimento, onde se insere superiormente o tubo de arejamento, seguindo-se uma transição da secção retangular para a secção circular de 3,40 m de diâmetro interior. A jusante da transição inicia-se uma blindagem que possui cerca de 5,8 m de desenvolvimento.

Sobre a central, será ainda instalado um edifício de apoio, permitindo alojar os equipamentos elétricos principais.

A central é essencialmente constituída por:

- Sala dos grupos e equipamento auxiliar,
- Sala de comando
- Edifício de apoio,
- Grupos turbina-alternador,
- Equipamentos do sistema de regulação dos grupos e os equipamentos da instalação de refrigeração.
- Poço de esgoto e drenagem da central, onde estão instalados os respetivos grupos eletrobomba de drenagem.
- Ensecadeiras, uma para cada grupo, manobradas por intermédio de um diferencial elétrico suspenso de um pórtico metálico fixo para as operações de montagem, desmontagem e manutenção dos equipamentos no edifício da central.

Nas figuras 4.27 e 4.28 apresenta-se o corte da barragem e central pelo eixo do grupo 1 e a planta da central pelo eixo do difusor.

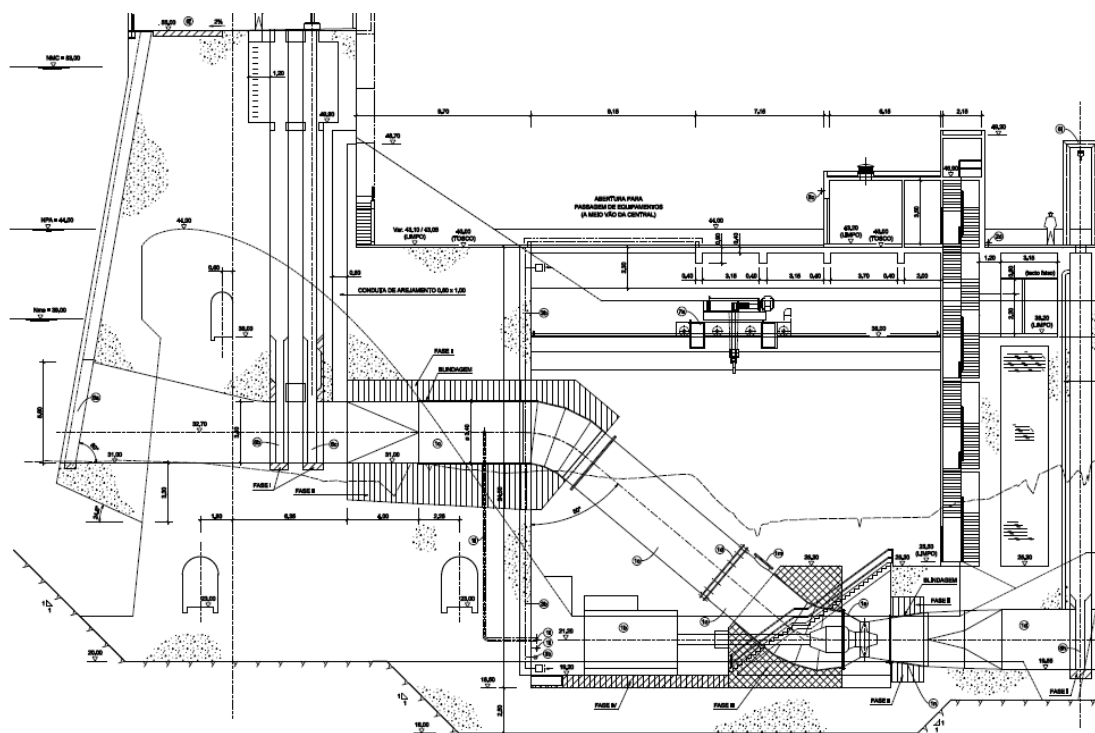


Figura 4.27 - Corte da barragem e central pelo eixo do grupo 1.

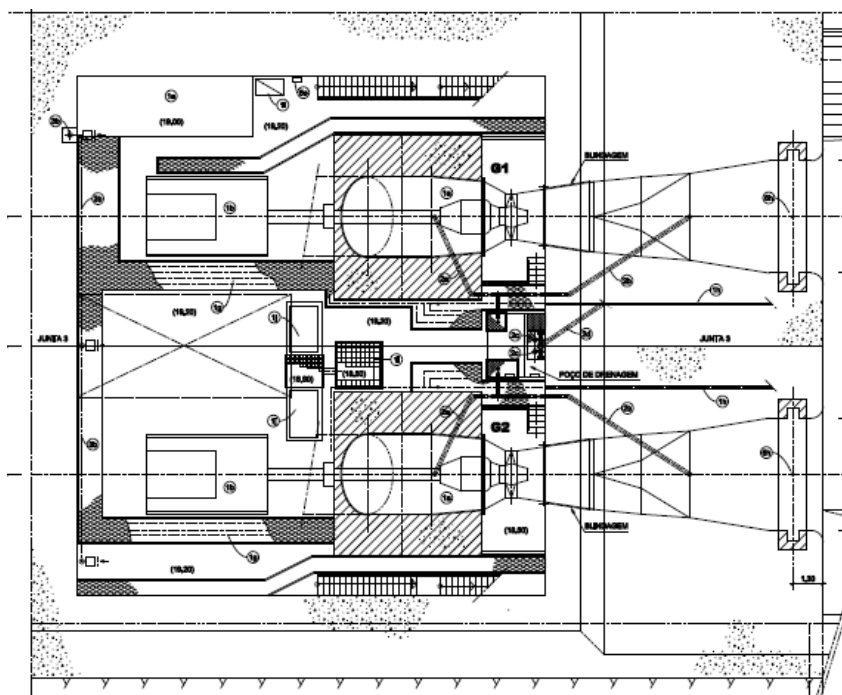


Figura 4.28 - Planta da central pelo eixo do difusor

4.5 ESCAVAÇÕES

4.5.1 CORPO DA BARRAGEM

Nas escavações são empregues meios mecânicos e/ou explosão, já referidos anteriormente. À medida que se vão realizando as escavações é necessário proceder à sua contenção sendo executada segundo o seguinte processo:

- i. Transporte e montagem do estaleiro em local apropriado, de modo a dar início à execução dos trabalhos;
- ii. Execução de uma plataforma de trabalho estável de forma a permitir a circulação do equipamento;
- iii. Execução de ensaios de arrancamento, onde necessário, para confirmação do comportamento das pregagens definitivas;
- iv. Instalação e selagem dos aparelhos definidos no âmbito do Plano de Instrumentação e Observação, nomeadamente inclinómetros, alvos e marcas topográficas;
- v. Escavação por níveis com uma extensão máxima de 12 m. Execução das pregagens, compatibilizada com a aplicação da 1ª camada de betão projetado com uma espessura mínima de 5 cm. Inclui as operações de furação, limpeza, colocação da armadura e selagem com calda de cimento;
- vi. Execução dos ensaios de receção;
- vii. Furação e colocação dos drenos sub-horizontais revestidos com geotêxtil.
- viii. Aplicação da 2ª camada de betão projetado, com uma espessura mínima de 5 cm.
- ix. Repetição do descrito de v) a viii), até à cota da banquetta;
- x. Execução da banquetta. Incluindo as operações de colocação de betão de regularização ecolocação dos dispositivos de drenagem superficial;
- xi. Repetição do descrito de v) a ix), até à cota da base da escavação;
- xii. Execução do faseamento proposto nos pontos iv) a vii) para a totalidade do talude
- xiii. Execução dos restantes dispositivos de drenagem superficial.

4.5.2 CENTRAL

As escavações a céu aberto da central serão executadas em paralelo com a escavação da zona de encontros da barragem.

A escavação a céu aberto condiciona os trabalhos de contenção do terreno com estruturas ancoradas e pregadas.

Nas escavações do poço central são utilizados meios mecânicos convencionais (ripper/martelo pneumático) sendo a remoção dos produtos de desmonte, nos primeiros metros, efetuada por camião utilizando um caminho de acesso em espiral ao longo da parede do poço com uma pendente máxima de 20%, e por grua nos restantes. De modo a garantir a respetiva contenção da envolvente utilizam-se ancoragens aplicadas depois do revestimento do perímetro do poço com betão armado com espessura entre os 0,75 e a unidade de metro.

De igual modo se executa a escavação do poço de bombagem, após o poço do grupo, que recebe as águas provenientes de fugas provenientes das possíveis fugas nos equipamentos, da auto-limpeza dos filtros da refrigeração e também do esvaziamento do circuito hidráulico.

4.5.3 CIRCUITO HIDRÁULICO

As escavações na zona da tomada de água são executadas a céu aberto de modo a permitir o início das escavações subterrâneas da galeria em carga em seção completa com o apoio de meios mecânicos e de explosivos de acordo com as características do terreno e dos elementos de sustentação a aplicar.

Dependendo das dimensões da secção transversal da galeria, é conveniente a divisão da frente de escavação, em uma calote superior de avanço mais rápido, Figura 4.29, e uma bancada com o maior volume de material a ser desmontado Figura 4.30.



Figura 4.29 - Escavação da abóbada superior por perfuração com Jumbo.



Figura 4.30 - Escavação do túnel em bancada.

O método prevê a escavação em solo ou rocha que conduz a uma estabilização pelo alívio controlado da pressão através da análise sistemática das deformações e tensões no maciço rochoso. A velocidade de avanço da frente de escavação é dependente do tipo de solo encontrado que determina a necessidade de escoramento. Se as condições geológicas forem desfavoráveis deve-se diminuir o comprimento dos avanços assim como utilizar estruturas de suporte adiante da frente de avanço.

Na figura 4.31 estão representados os vários tipos de suporte de sustentação que podem ser utilizados.

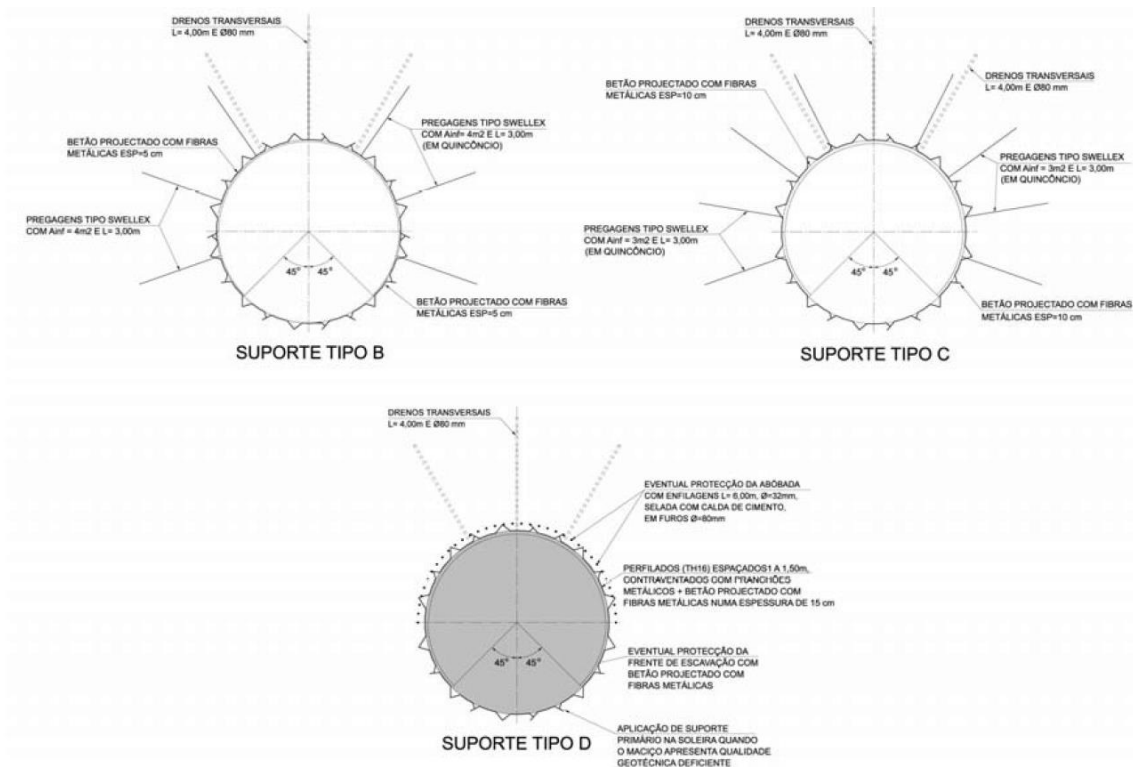


Figura 4.31 – Corquis de 3 tipos de suporte de sustentação.

No que diz respeito à zona da restituição, os trabalhos de escavação são realizados com meios mecânicos em duas fazes principais: avanço e desmonte.

4.6 APLICAÇÃO DE BETÃO CONVENCIONAL

4.6.1 LABORATÓRIO DE BETÃO

O laboratório contará com as seguintes instalações, complementares as do laboratório de betões da obra localizado no estaleiro do Escalão de Ribeiradio:

- Sanitários;
- Gabinete;
- Gabinete de Fiscalização;
- Sala de ensaios;
- Sala da prensa;
- Telheiro para colheitas e ensaios;
- Câmara dos tanques de cura com 36 m²;
- Zona exterior de colheitas (coberta) com 52 m²;

Estas obras devem estar concluídas antes do início dos trabalhos relativos ao controlo da qualidade dos betões.

4.6.2 CENTRAIS DE BETÃO

4.6.2.1 Central do escalão de Ribeiradio

Ao chegarem à obra vindos da pedreira, os agregados britados são dispostos por tipos e regados com dispersores de água de modo a baixar a temperatura dos agregados, o que influencia negativamente o teor de água dos agregados se este não for molhado homogeneamente, ou seja, uma parte pode estar saturada mas outra pode não estar, alterando assim a fórmula do betão.

Na Figura 4.32 está representado um dos depósitos de agregados.



Figura 4.32 – Tolva de depósito de agregados.

Outra da consequência que advém da rega dos agregados é o “efeito panado”, resultante da junção de água e pó resultante da fricção entre agregados. Se estes se encontrarem secos, o crivo, Figura 4.33 é suficiente para retirar os infra-tamanhos presentes, mas no caso contrário o crivo por si só não funciona, sendo então necessário incorporar um sistema de lavagem.



Figura 4.33 – Crivo.

Depois de serem descarregados nas tolvas os agregados vão ser depositados em silos para depois serem usados conforme as necessidades diárias de betonagem

O material vai sendo transferido para depósitos para ser misturado posteriormente na central de betão. Em baixo de cada depósito está uma balança controlada pela central de betonagem para medir ao certo a quantidade a utilizar.

Nas Figuras 4.34 e 4.35 pode-se ver os diferentes tipos de agregados.



Figura 4.34 – Depósito de agregados.



Figura 4.35 - Agregados e areias.

Estes materiais, juntamente com cimento, cinzas e adjuvantes e água são misturados nas centrais de betão (principal e secundária). Em época de verão, para se cumprir os 25°C impostos, a água a misturar tem que estar mais fria do que a temperatura ambiente. Para se conseguir, recorre-se à utilização de um Chiller e de uma Central de Gelo, equipamentos caros e de difícil afinação, mas que, bem utilizados, podem significar o sucesso da obra, já que reduz a quantidade de betão rejeitado por excessiva temperatura de amassadura, que, associado aos atrasos nas betonagens, provocam um prejuízo avultado.

De notar que, para uma eficiência otimizada do uso do Chiller, é necessário utilizar um conjunto de boas práticas, como por exemplo, a redução da extensão da canalização ou utilização de isolante térmico para evitar as perdas de energia da água no percurso. A Figura 4.36 representa a falta de utilização deste dito isolamento (à esquerda) e a correta utilização (à direita) (o tubo em questão é o que se localiza em baixo e à esquerda).



Figura 4.36 - Tubo de transporte de água do Chiller.

É importante salientar que a utilização de gelo induz um reajuste nas fórmulas do betão, sendo importante a utilização interligada dos dois sistemas de arrefecimento e uma afinação das fórmulas assumidas pela central de betão. A saída do gelo realiza-se através do seguinte sistema presente na figura 4.37, e na figura 4.38 está presente um esquema representativo da central. No Anexo III estão indicadas as suas características principais.



Figura 4.37 – Saída de gelo da central de gelo.

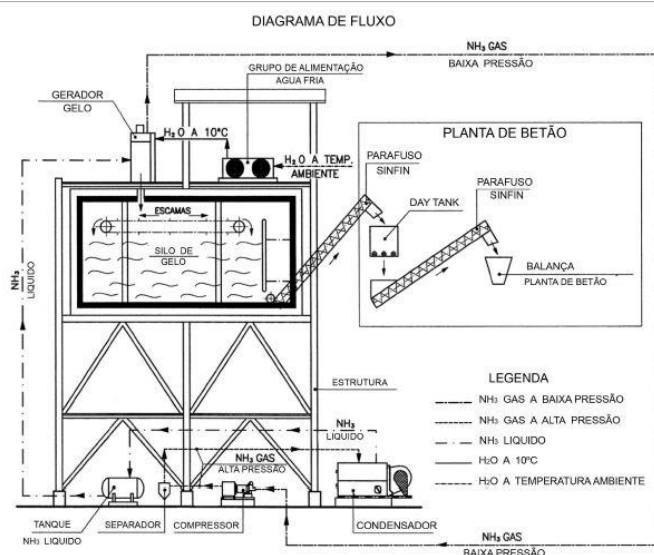


Figura 4.38 – Esquema de central de gelo.

Na zona de estaleiro existem duas centrais de fabricação de betão, uma central de gelo e um Chiller, nomeadamente:

- ALQUEZAR 250 que será exclusiva para a betonagem da barragem.
- CUYPLANHOR PHA-200 1414 TE com 4 silos: que será usada para a realização dos demais elementos de betão.
- Central de fabricação de gelo em escamas SABROE EI 2002 F

Em relação aos meios de elevação, na betonagem da barragem recorre-se ao uso de blondins. Para o resto da betonagem instalam-se gruas fixas. Resumem-se a continuação os meios de elevação previstos.

- Blondins radiais I.E.S. (13,5 TN) para a betonagem do corpo da barragem.
- Grua torre POTAIN MDT-302-16 (50m/5,4t) para a execução da Tomada de Água.
- Grua torre POTAIN MDT-302-16 (60m/3,9t) para a escavação e betonagem da central.

- Grua torre COMANSA 8652-LC (50m/4,7t) para a betonagem da central e do açude.

Nas figuras 4.39, 4.40 e 4.41 apresentam-se algumas imagens da central principal de betão direccionada para a produção de betão de barragem, ou seja, betão com agregado de maior dimensão.



Figura 4.39 - Central principal de betão (Ribeiradio).



Figura 4.40 - Posto de controlo da central principal (Ribeiradio).



Figura 4.41 - Central Secundária.

Um dos ensaios de betão mais usados em obra é o ensaio de abaixamento, referido na norma portuguesa NP EN 12350 – 2, 2002 e estabelece uma medida da sua consistência. Consiste no seguinte processo: o betão fresco é compactado no interior de um molde de forma tronco-cónica e quando é removido, mede-se a diferença entre a altura, em mm, entre o molde e a altura do topo superior do cone de betão deformado. Na Figura 4.42 é apresentado este processo.



Figura 4.42 - Ensaio de abaixamento.

Na tabela 4.4 está presente a lista de equipamentos usado na vibração do betão. No Anexo 1 encontra-se a listagem dos meios necessários à produção.

Tabela 4.4 - Lista de equipamentos. Colocação do betão em Ribeiradio

Máquina	Marca	Modelo	Potencia	
			kW	CV
Grua móvel	Grove	AP-308		76
Cubo betão hidráulico	IES	4,5 m ³		
Cubo betão hidráulico	IES	4,5 m ³		
Cubo betão manual (2)				
Silobús s/Volvo	IES	4,5 m ³		300
Silobús s/Volvo	IES	4,5 m ³		300
Silobús s/Volvo	IES	4,5 m ³		300
Blondin radial (2)	IES	13,5 t	1500	
Adaptações blondins a obra				
Bulldozer estendido	Fiat-Allis	FD-5		66
Bulldozer estendido	Fiat-Allis	FD-5		66
Bulldozer misto	Fiat-Allis	FD-7B		86
Retro vibrado	O&K	RH-500		79
Retro vibrado	O&K	RH-500		79
Retro vibrado	CASE	CX50B		
Vibradores neum. (6)	Urbar	P-140		
Compressor est. 18 m ³ /min	Atlas-Copco	GA-1207,5	132	
Instalação ar				
Caldeirões ar (2)				
Instalação água				
Grua torre 48,3m/5,4t (11 s/plano)	Imenasa	290 HC	105	
Grua torre 50m/4,7t (12 s/plano)	Comansa	LC 8652	99	
Grua torre 60m/3,9t (13 s/plano)	Potain	MDT 302-16	99	
Grua torre 50m/5,4t (10 s/plano)	Potain	MDT 302-16	99	
Hydrokuli	Tiktin	4 m ³	50	
Oficina conservação		450 m ³		
Equip. comunicações				

No Anexo 4 estão descritas as principais características técnicas da central de fabrico de betão.

4.6.2.2 Central do escalão de Ermida

Na zona de estaleiro existe apenas uma central de fabricação de betão (Fig. 4.43):

- ALQUEZAR DHA-120, com uma produção de 120 m³/h e uma amassadora de 3 m³, será usada para a betonagem da barragem.



Figura 4.43 - Vista central de Ermida.

Na colocação do betão, planearam-se duas fases de betonagem, em função da produção que exige a execução por camadas. Na primeira fase coloca-se uma grua torre para executar a fundação e na segunda fase, colocam-se 2 gruas em um primeiro momento e outra um pouco mais adiante, para assim poder prover com garantias à barragem e a central simultaneamente. Sendo assim, resumem-se de seguida os meios de elevação previstos.

- Grua torre LIEBHERR 800-ECH-20 (60m/9,3 t) para a betonagem na barragem;
- Grua torre LIEBHERR800-ECH-20 (51,7m/13t) para a betonagem na barragem e da central.
- Grua torre POTAIN MDB 305B (45m/6t) para a betonagem na barragem e da central.

Estes meios complementam-se o na obra com a utilização de gruas móveis.

As centrais de fabricação de betão complementam-se com a disposição de silos de armazenamento de cimentos e cinzas. Nas tabelas 4.5 e 4.6 apresenta-se a lista de equipamentos utilizados para a produção e aplicação do betão, respetivamente.

Tabela 4.5 – Lista de equipamentos. Colocação do betão.

Máquina	Marca	Modelo	Potencia	
			kW	CV
Grua cofragem	Grove	AP-308		76
Cubo betão hidráulico	IES	4,5 m³		
Cubo betão hidráulico	IES	4,5 m³		
Cubo betão manual		2 m³		
Cubo betão manual		2 m³		
Bulldozer estendido	Fiat-Allis	FD-5		66
Bulldozer misto	Fiat-Allis	FD-7B		86
Retro vibrado	CASE	CX50B		60
Vibradores neum. (6)	Urbar	P-140		
Compressor est. 18 m³/min	Atlas-Copco	GA-1207,5	132	
Instalação ar				
Caldeirões ar (2)				
Instalação água				
Grua torre 60m/9,3t (s/plano 001)	Liebherr	800-ECH-20	165	
Grua torre 51,7m/12,1t (6 s/plano 002)	Liebherr	800-ECH-20	165	
Grua torre 60m/9t (7 s/plano 002)	Liebherr	800-ECH-20	165	
Grua torre 45m/6t (8 s/plano 002)	Potain	MDB 305B	90,8	
Hydrokuli	Tiktin	4 m³	50	
Hydrokuli	Tiktin	4 m³	50	
Oficina manutenção		450 m³		
Equip. comunicações				

Tabela 4.6 – Lista de equipamentos. Produção de betão.

Máquina	Marca	Modelo	Potencia	
			kW	CV
Planta de betão	Alquezar	DHA-120		
Segundo carro de tremilha	Alquezar	DHA-120		
Adaptação segundo carro de tremilhas				
Adaptação comunicação com laboratório				
Grupo de pressão			7	
Silo horizontal de cimento / cinzas	Fruehauff	113 m3	50	
Silo horizontal de cimento / cinzas	Fruehauff	113 m3	50	
Cob. de armazenagem agregados				
Bomba de impulsão de água	Ideal	8VS 82/8F2	55	
Bomba de impulsão de água	Ideal	8VS 82/8F2	55	

4.6.3 ESCALÃO DE RIBEIRADIO

4.6.3.1 Corpo da Barragem

A definição do plano de betonagens e o desenvolvimento dos blocos têm em conta as condicionantes impostas pelo desvio do rio e os aspetos relativos às características das camadas horizontais de betonagem.

Em relação ao último aspeto é necessário ter em conta que a altura das camadas não deverá exceder 1,5 m de altura com exceção das camadas próximas do descarregador de cheias que não podem exceder a unidade de metro, das camadas de envolvimento das partes blindadas que deverão ter 0,75 m (a primeira) e 0,5m (as restantes) e das camadas dos blocos da fundação.

O tempo de espera entre as camadas de betonagem obedece aos seguintes critérios:

- 5 dias para a zona dos blocos centrais;
- 4 dias para a zona dos encontros;
- 8 dias na zona da crista do descarregador;
- 10 dias para a zona dos pilares.

As selagens e betonagens na segunda fase são realizadas em perfeita coordenação com a montagem do equipamento. Nas selagens são usadas argamassas expansivas que devem satisfazer o “Grade A – Pré-Hardening Volume-Adjusting” definido na ASTM C1107-99 – Standard Specification for Package Dry, Hydraulic-Cement Grout”

Nas páginas seguintes serão apresentados alguns aspetos relativos ao levantamento dos blocos de betão assim como a materialização da bacia e dispositivo de dissipação.

4.6.3.1.1 Betonagem do bloco da fundação

Para cada betonagem deve-se elaborar o plano de betonagem com a indicação de volumes de betão a utilizar, equipamentos e dimensões de cada betonagem segundo as regras impostas.

Na Figura. 4.44 mostra-se um exemplo desses planos de betonagem. Como o comprimento do bloco em questão é demasiado grande (ordem dos 40 m e não indicado na imagem) betonou-se apenas metade do comprimento de cada vez. Cada sub – camada tem 0.5 metros de altura e são realizadas de duas em duas justapondo as metades (sequência apresentada na imagem) sem que o intervalo entre a aplicação não passe o número máximo de horas definido no Caderno de Encargos, o que poderá por em causa a aderência entre camadas já que ao final desse tempo dá-se o início a presa do betão.

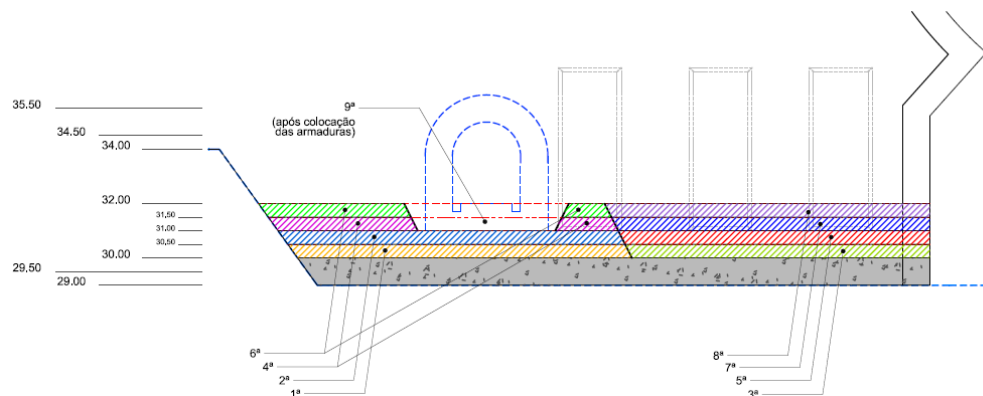


Figura 4.44 - Plano de betonagem de um bloco da barragem de Ribeiradio

Para iniciar os trabalhos, primeiramente é necessário proceder-se à sua limpeza, retirando-se os fragmentos de rocha solta e à bombagem da água resultante da percolação.

Devido à condição imposta para as alturas de betonagem, a primeira betonagem da fundação possui 0,50m como está representado na cofragem da Figura 4.45. Nesta primeira betonagem é de extrema importância a devida colocação das lâminas waterstop.

Os paramentos da estrutura deverão ficar lisos e bem desempenados para não exigirem tratamento posterior com reboco de acabamento, evitando assim custos a mais. A boa conexão entre os betões de diferentes idades e de faixas sucessivas exige, pois, que o mais antigo esteja totalmente limpo e desprovido de resíduo superficial que possa ser proveniente do betão vibrado. Os agregados do betão inferior endurecido devem ficar um pouco salientes por cima para que o cimento adira a eles, porém bem travados para assegurar sua solidez e imobilidade, servindo assim, de enlace entre ambos betões.

Para que a betonagem assuma a forma desejada utilizam-se cofragens de madeira ou metálicas devidamente escoradas, esquadriadas e alinhadas.



Figura 4.45 - Montagem da cofragem (Ribeiradio).

Após realizadas as operações descritas realiza-se a betonagem com auxílio dos blondins, dos baldes, de bulldozer de espalhamento, que proporciona rendimentos satisfatórios e escavadora giratória com vibradores pneumáticos de modo a que se diminua o tempo de vibração de cada camada. Estas operações estão representas na Figura 4.46.

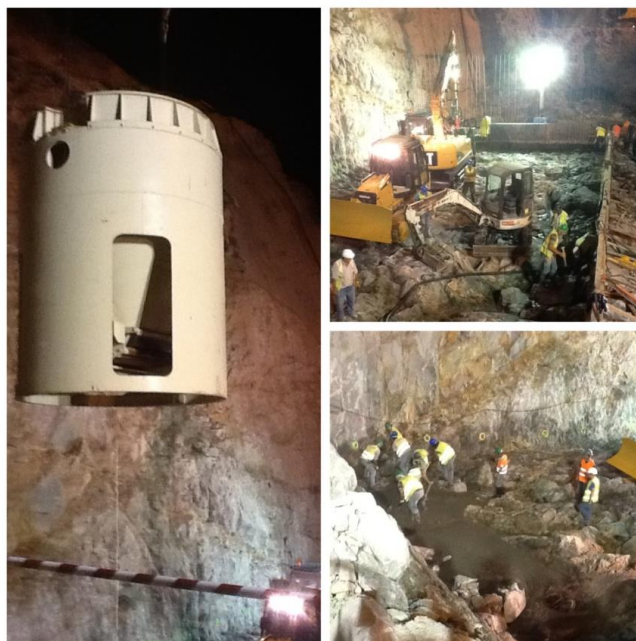


Figura 4.46 - Início da primeira betonagem (Ribeiradio).

A cura do betão evita que este perca água e contraia e pode ser conseguida essencialmente através da cura húmida, que consiste essencialmente em manter a superfície do betão permanentemente molhada através de dispersores ou de mangueiras de água, Figura 4.47. Uma alternativa a este tipo de cura é a aplicação de uma película impermeável sobre a superfície a tratar. Após o tempo previsto e estipulado para o ganho de presa do betão procede-se à correta descofragem, Figura 4.48.



Figura 4.47 - Cura do betão (Ribeiradio).

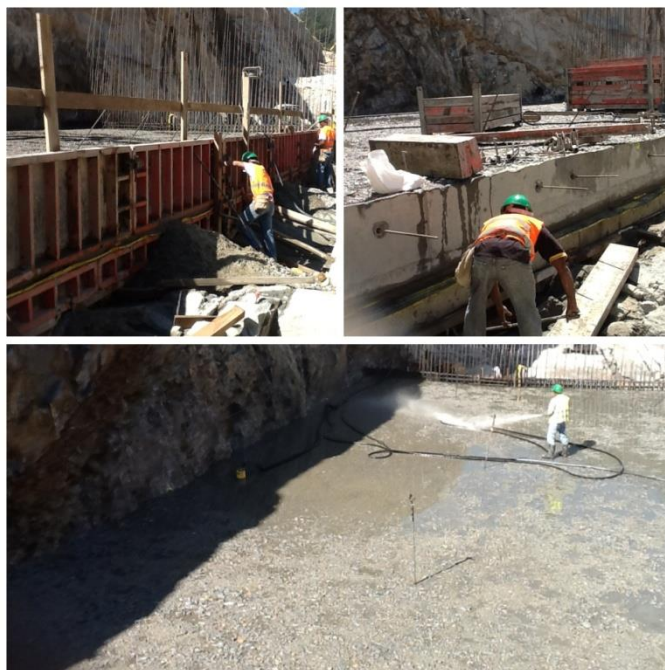


Figura 4.48 - Descofragem. Cura do betão (Ribeiradio).

Quando a altura do bloco a betonar estiver a uma cota elevada utilizam-se cofragens trepantes que permitem o correto comportamento da cofragem a utilizar, Figura 4.49. Deste modo deixam-se negativos para o escoramento das cofragens sucessivas.



Figura 4.49 - Negativos e escoramento para a cofragem trepante (Ribeiradio).

De notar que na betonagem das galerias é necessário usar outro top de cofragem, como está representado na Figura 4.50.



Figura 4.50 - Montagem da cofragem. Bloco depois de betonado. (Ribeiradio)

Nas figuras 4.51 e 4.52 mostra-se o aspeto de parte de um bloco depois de ser betonado.



Figura 4.51 - Bloco depois de betonado (Ribeiradio).



Figura 4.52 - Bloco depois de betonado (Ribeiradio).

4.6.3.1.2 Pormenores de projeto (Ribeiradio)

Recorrendo agora a um corte técnico de projeto pela junta da barragem, mostram-se alguns pormenores presentes neles e a respetiva materialização real.

Atendendo à Figura 4.53 e à Figura. 4.54 mostra com mais detalhe o loca da análise.

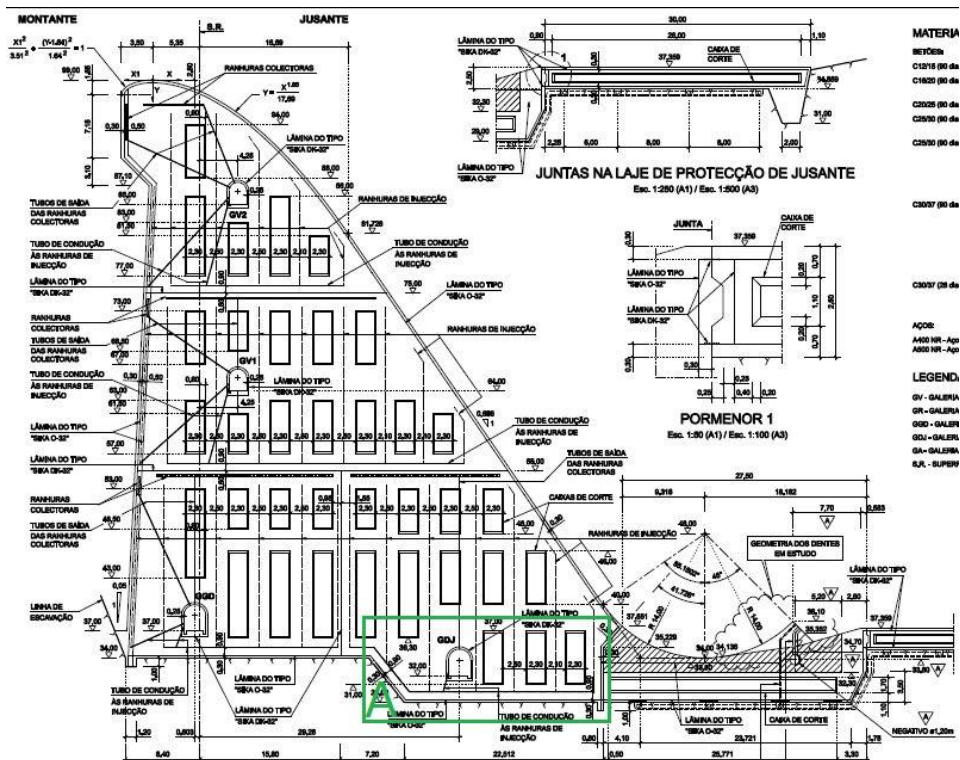


Figura 4.53 - Corte técnico através da junta 9.

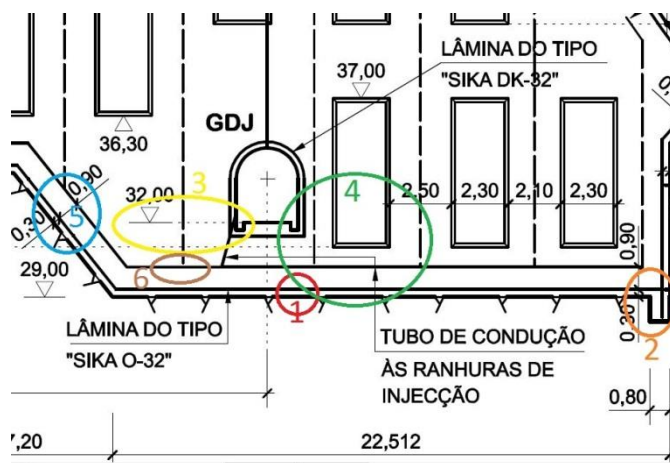


Figura 4.54 - Localização A, representada no corte pela junta 9.

- Pormenor 1 - Aplicação de lâmina Waterstop 0,30 cm em cima da fundação.



Figura 4.55 – Pormenor 1

- Pormenor 2 - Soldadura das lâminas para poderem, com a conservação das suas propriedades técnicas, evoluir para cada lado dos blocos.



Figura 4.56 – Pormenor 2

- Pormenor 3 - Vista de parte da Junta 9 onde já se vê a soleira da Galeria Geral de Drenagem.



Figura 4.57 – Pormenor 3

- Pormenor 4 - Caixa de corte e negativos dos tubos de condução às ranhuras de injeção



Figura 4.58 – Pormenor 4

- Pormenor 5 - Lâmina a evoluir da cota (29,0) à cota (34,0). De notar que a distância do negativo do tubo de condução às ranhuras de injeção deveria estar mais em cima, tal como está representado no projecto.



Figura 4.59 - Pormenor 5

- Pormenor 6 - Negativos dos tubos de condução às ranhuras de injeção e alturas de betonagem marcadas.



Figura 4.60 - Pormenor 6

4.6.3.1.3 Falha junta 7 – Solução recrava

Devido ao terreno muito pouco competente, resultado de uma falha encontrada à posteriori, a solução para colmatar este problema baseou-se na implementação de uma recrava com dimensões e armadura significativas. Numa primeira fase, e quando se pensava que a falha não tinha uma profundidade considerável, fez-se o seguinte croqui, sabendo porém que ela ainda se progredia para montante.



Figura 4.61 - Corqui inicial da falha

Na Figura 4.62 localiza-se a zona de terreno pouco competente e a sua escavação quase final.



Figura 4.62 - Escavação da falha

No seguimento do avanço das escavações efetuadas para montante da falha, houve necessidade de conter parte do talude direito que suportava a Box-Culvert, isto porque o terreno numa secção começou a descomprimir e aconteceu uma pequena derrocada. Como era necessário uma solução rápida e eficaz, decidiu-se fazer uma betonagem de uma parede, com um betão isento de especificações e aplicar-lhe ancoragens passivas, solução, Figura, 4.63, naturalmente, não prevista inicialmente.



Figura 4.63 - Solução de contenção

Na extremidade de montante, junto à solução de suporte utilizada, fez-se um ligeiro encastramento armado para aumentar a estabilidade da recrava (“dente”). De notar que devido à instabilidade do talude de montante, recorreu-se à pré-montagem da armadura para não por em risco a segurança de nenhum dos trabalhadores. Nas figuras 4.64, 4.65 e 4.66 é possível identificar a localização e a armadura montada.

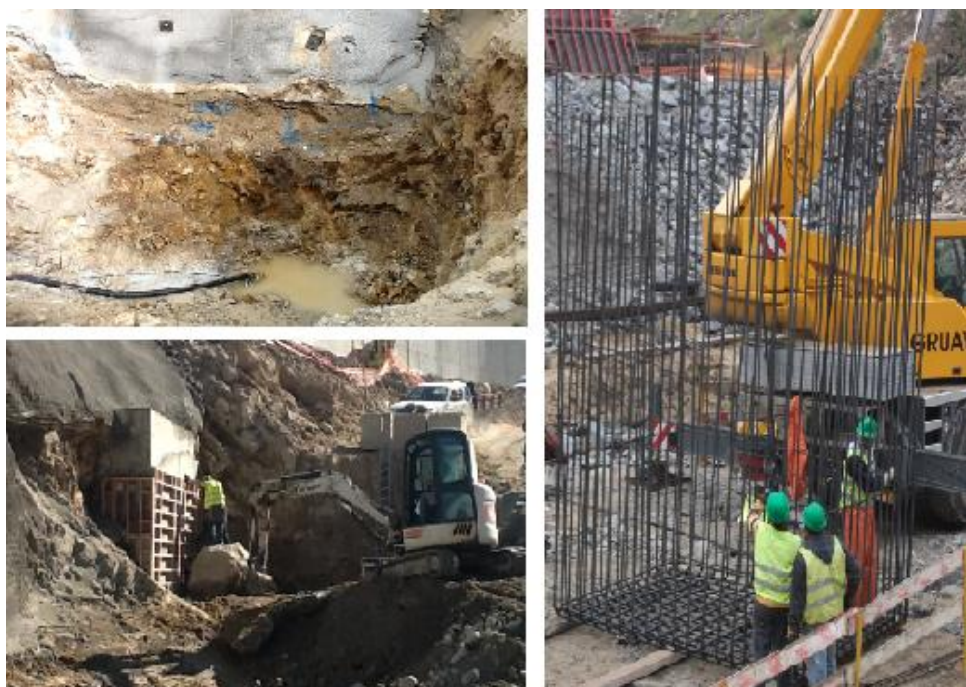


Figura 4.64 - Afundamento de parte da recrava



Figura 4.65 - Montagem da armadura e betonagem da primeira fase da recrava.



Figura 4.66 - Montagem da armadura total da recrava

4.6.3.1.4 Roller Bucket

Numa primeira fase foi necessário abrir as valas para os drenos com o martelo. Esta tarefa revela-se muito demorada já que o solo de fundação é bastante resistente e pouco alterado. Como esta zona servia de acesso aos trabalhos a realizar nos blocos, e era local de bombagem de água, a sua correta limpeza é de dificuldade elevada, Figuras 4.67 e 4.68.



Figura 4.67 - Abertura das valas



Figura 4.68 - Limpeza da fundação

Depois de preparada a fundação, procedeu-se à colocação das manilhas furadas em fábrica e abertas nos cruzamentos para promover uma boa rede aberta entre as manilhas. Depois da aplicação da brita envolvente e do geotêxtil, aplica-se um betão de limpeza (ou betão pobre ou argamassa) para promover a devida proteção (processo abordado também no tratamento da fundação), Figura 4.69.



Figura 4.69 – Colocação das manilhas.

Depois de terminadas as tarefas anteriores, procede-se à colocação das pregagens para que haja uma boa amarração entre a soleira do dispositivo de dissipação de energia e o solo de fundação, Figura 4.70.



Figura 4.70 - Execução das pregagens

Esta frente-de-obra revelou-se bastante crítica já que influenciava ao objetivo do desvio do rio. A furação é feita com o rock e posteriormente com o Manitou.

4.6.3.1.5 Bacia de dissipação

Com vista a um melhor funcionamento do dispositivo dissipador de energia, ao Roller Bucket foi incorporado, a jusante, um canal revestido a betão. Este tem um início de trabalhos de construção civil semelhante à fase descrita em cima, sendo primeiro executadas as valas e a drenagem para dissipar as subpressões, os passos seguintes são a montagem das armaduras de projeto e depois a respetiva betonagem com betão estrutural.

De notar que nesta fase também já estão presentes as armaduras para a construção do muro necessário ao desvio do rio.

Uma das principais diferenças, nesta fase inicial, é a materialização de um “dente” que serve de encastramento ao canal revestido. Este dente é armado e a sua fundação deve ser devidamente limpa e com material competente, Figuras 4.71 e 4.72.



Figura 4.71 – Limpeza e montagem da armadura de encastramento do canal revestido

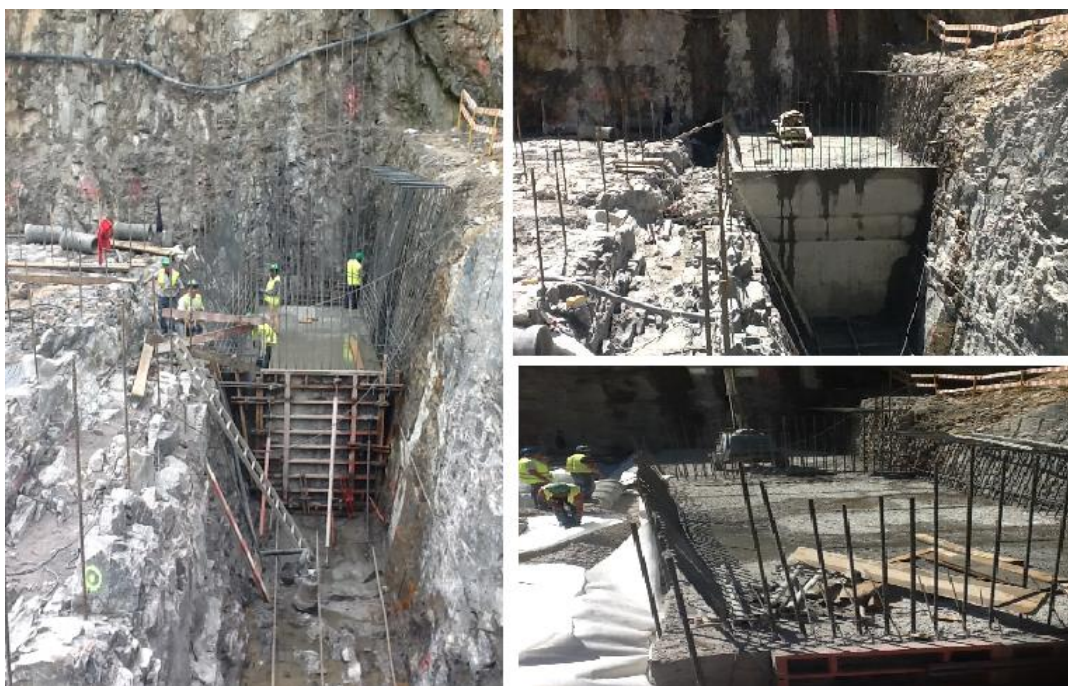


Figura 4.72 – Betonagem do dente do canal revestido

A betonagem ocorreu em duas fases de modo a não ultrapassar os limites de comprimento da betonagem. De seguida apresentam-se algumas imagens da construção do canal revestido, Figuras 4.73, 4.74 e 4.75.



Figura 4.73 - Rede de drenagem fechada. Pregagens



Figura 4.74 - Montagem da armadura



Figura 4.75 - Aplicação do geotêxtil para a cura de betão

Como se pode observar no plano de betonagens em baixo representado, Figura 4.76, as betonagens são dadas em 4 fases principais vistas em planta. Duas delas no bloco 8 e outras duas no bloco 9. Se no caso da proteção de jusante este plano não sofreu alterações, no caso do Roller Bucket este já não se aplica, pois a aplicação é dividida apenas em duas, correspondentes aos blocos em questão.

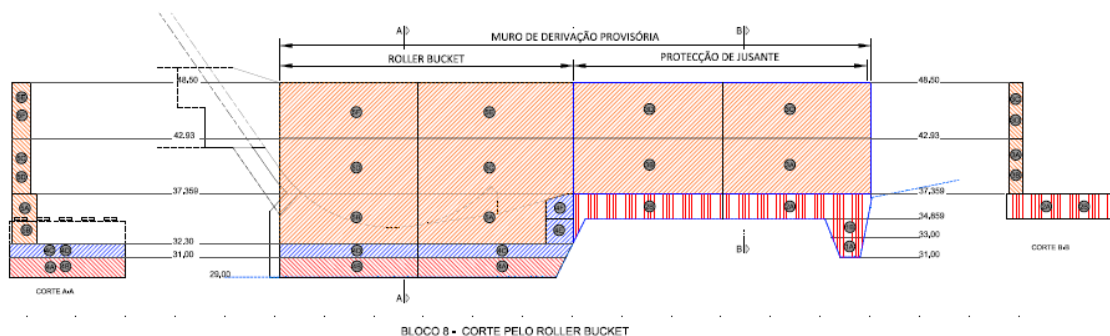


Figura 4.76 - Plano de betonagem. Corte pelo Roller Bucket.

Para finalizar, a Figura 4.77 apresenta a planta dos órgãos referidos, onde se nota as drenagens (a azul) e as pregagens (em cruz).

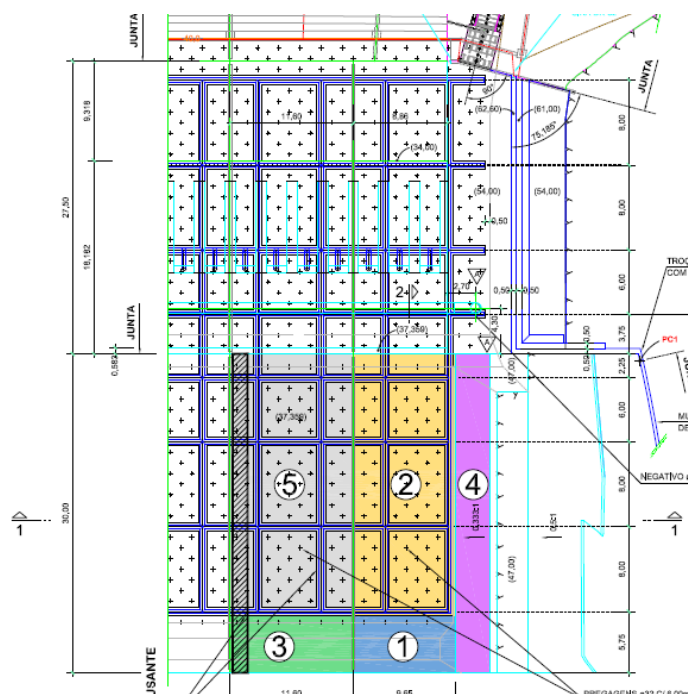


Figura 4.77 - Planta do sistema de drenagem do Roller Bucket

4.6.3.2 Central

Os trabalhos no poço da central, Figura 4.78, iniciam-se com as betonagens da soleira e de nível do poço de bombagem e, após a escavação completa do poço da central efetuam-se as betonagens das paredes e de todos os conjuntos de elementos estruturais nos diferentes níveis existentes, criando assim as estruturas de apoio aos tubos de aspiração.

As alturas das camadas no envolvimento e selagem dos equipamentos e peças fixas são fixados segundo os impulsos transmitidos às peças a embeber que poderão provocar deslocamento das mesmas e das amarrações existentes.

O envolvimento em betão da espiral da turbina é executado após o início da montagem do ante distribuidor, espiral e blindagem do poço da turbina.

De ressaltar que é necessário deixar caixas para selagem de peças fixas, caleiras e negativos de passagem de cabos e tubos.



Figura 4.78 - Poço da central de Ribeiradio.

Para materializar a transição não regular da saída dos grupos para a galeria utiliza-se um molde metálico feito á medida, Figura 4.79, de modo a garantir as corretas dimensões de projeto e suportar os impulsos decorrentes da elevada aplicação do betão.



Figura 4.79 - Molde metálico

4.6.3.3 Tomada de água

Uma vez escavada a zona de implantação, aplicada a camada de betão para a regularização da soleira nos tramos blindados e executado o revestimento na secção corrente desta galeria, inicia-se a obra inferior, até a boca da tomada de água. Com o recurso a cofragens trepantes, inicia-se a construção da torre de tomada. Uma vez finalizados estes trabalhos e alcançada a cota superior da torre (com uma altura de 52 m.), iniciar-se-á a montagem e a selagem das peças fixas das Grelhas e Comportas.

4.6.3.4 Adução

As figuras 4.80 e 4.81 mostram a secção transversal tipo de escavação e a secção transversal tipo de revestimento da galeria de adução. É de notar que existem mais, porém estas são as representativas do troço maior do desenvolvimento da galeria (entre o PK 49,500 e PK 197,277).

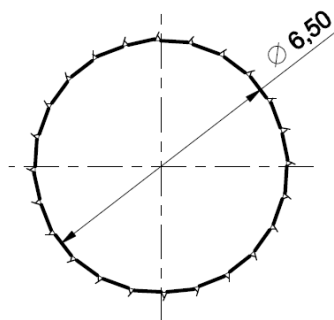


Figura 4.80 - Perfil transversal de escavação

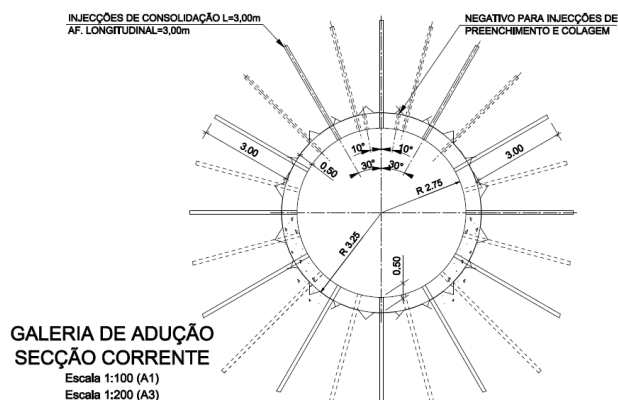


Figura 4.81 - Perfil transversal do revestimento da galeria de adução.

Como se pode verificar com o supracitado, o diâmetro teórico é de 6,50 metros e o de revestimento é de 5,50 metros, perfazendo então uma espessura de revestimento na ordem dos 0,50 metros.

No revestimento definitivo da galeria de adução utiliza-se um Manitou, um cilindro hidráulico de 19.5 ton, rede elétrica e de Iluminação e 12 vibradores pneumáticos exteriores SOMAI VP4000. Os elementos que fazem parte do processo de revestimento do túnel da adução são o betão armado, combustíveis, óleo descofrante e nervometal.

O processo de revestimento contempla as seguintes etapas-chave: cofragem, betonagem da galeria de adução, descofragem e avanços. Este é um processo repetível para todos os avanços efetuados, já que o molde da cofragem recorre a um sistema “Fullround” com um comprimento de 5 m tendo os troços betonados em cada fase 4,9 m de comprimento teórico. Prevê-se um total de 32 betonagens para completar o revestimento. Este molde é constituído por dois módulos metálicos similares e independentes funcionando como um conjunto, sendo constituídos por hasteal esquerdo e direito, quatro painéis, soleira e abóbada e movendo-se quer para trás quer para a frente por meios de cilindros hidráulicos.

Naturalmente, as cofragens deverão ser estanques, indeformáveis apresentando faces interiores limpas de escorrências de argamassa (húmidas na ocasião da betonagem), desempenadas, esquadriadas e escoradas antes de cada betonagem.

Como já foi referido, a betonagem é feita em troços de 4,9 m. Por isto mesmo, é necessário um tratamento das juntas devido à utilização de nervometal. A utilização desta solução é bastante benéfica pois resolve os problemas que a colocação dos taipais acarreta devido à colocação das armaduras e promovendo uma superfície rugosa e com boa aderência. Na figura 4.82 consegue-se perceber este problema. Se não se utilizasse o nervometal como cofragem lateral, mas sim um taipal tradicional, a colocação deste ia-se revelar de extrema complexidade já que não há espaço de manobra. Outra das vantagens da utilização do nervometal é o facto de se garantir uma superfície de interface rugosa possibilitando uma correta aderência a betões de idade diferentes. É de notar que estes elementos não devem ficar embebidos no betão. Na intersecção dos varões de aço com o nervometal deve-se utilizar um material para não deixar que o betão passe pelos orifícios circundantes do varão.

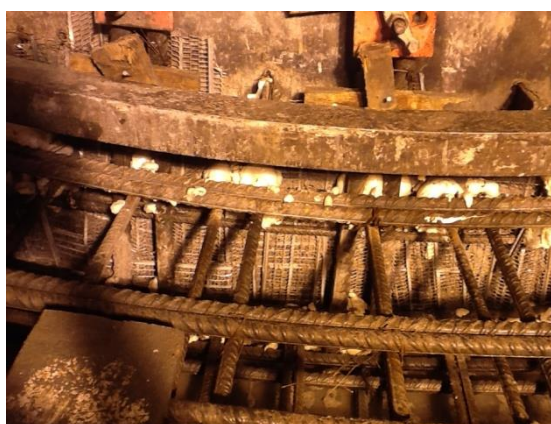


Figura 4.82 - Aplicação do nervometal

Como é natural, a montagem da armadura é realizada antes do molde metálico chegar ao troço a betonar. Ao ser montada, deixam-se uns negativos em madeira para a posterior colocação das caldas de injeção, Figura 4.83. A sua reparação será efetuada com recurso à aplicação de uma argamassa.



Figura 4.83 – Armaduras e negativos

A armadura utilizada é constituída por 2 tipos principais: tipo 1 e tipo 2. Na Figura 4.84 estão identificados cada tipo de armadura a aplicar.

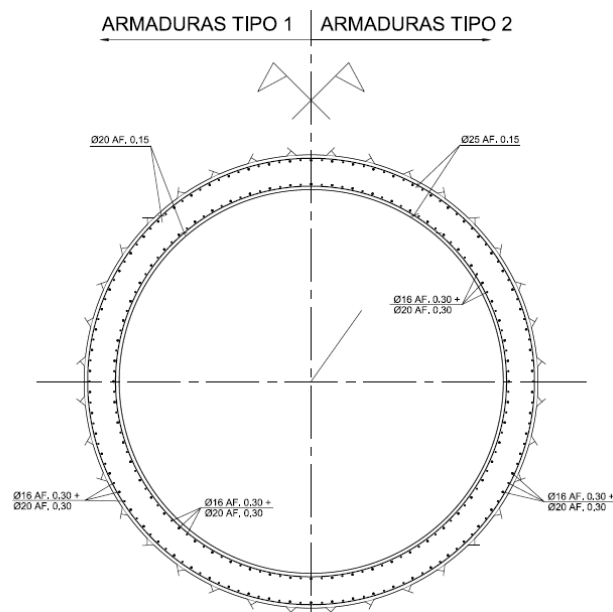


Figura 4.84 - Pormenor técnico das armaduras

A última etapa antes da betonagem é a verificação da topografia. Sem esta verificação não se poderá iniciar nova betonagem.

A betonagem é feita pelas janelas de alimentação colocadas em dois níveis diferentes, sendo alternada a sua colocação para promover o equilíbrio hidrostático do molde. Para garantir uma betonagem sem

vazios e com uma vibração eficiente do betão a compactação do betão é feita com recursos a 12 vibradores exteriores colocados estrategicamente. Para a betonagem da abóbada existem duas bocas de betonagem instaladas sobre o eixo do molde. Numa fase inicial decidiu-se colocar os vibradores em grupos de 3 em cada hasteal, na soleira e na abóboda. Esta posição foi-se alterando devido a problemas na conceção do betão a explicar posteriormente, Figura 4.85.



Figura 4.85 - Trabalhos de revestimento

As betonagens da galeria de adução têm que ter no mínimo dois dias de intervalo. Estes pressupostos são cumpridos já que se veio a verificar que as betonagens se realizavam nas madrugadas de quarta-feira e sábado. Depois de se betonar é necessário esperar em média 12 horas para iniciar o processo de descofragem e demora-se cerca de dois dias até o molde estar novamente pronto para receber betão.

Uma das principais dificuldades encontradas na realização dos trabalhos é a adaptação do molde metálico quando a galeria curva. Outra grande dificuldade é o conseguir um revestimento com qualidade, principalmente visual. Existem três patologias que se verificam constantemente.

- Uma delas materializa-se em bolhas, resultante do excesso de ar presente no betão. Para tentar resolver esta situação, os vibradores mudaram de posição assim como de frequência. Porém, os resultados foram idênticos aos anteriores. Esta patologia verifica-se quer na soleira, quer em ambos os hasteais, Figura 4.86 (parte superior).
- A segunda materializa-se em pequenas ranhuras no betão da soleira, formando-se teias, o que acontece devido ao excesso de água que se formava. Uma das soluções que se encontrou foi fazer uns furos na soleira do molde para a água sair, Figura 7.86 (parte inferior).

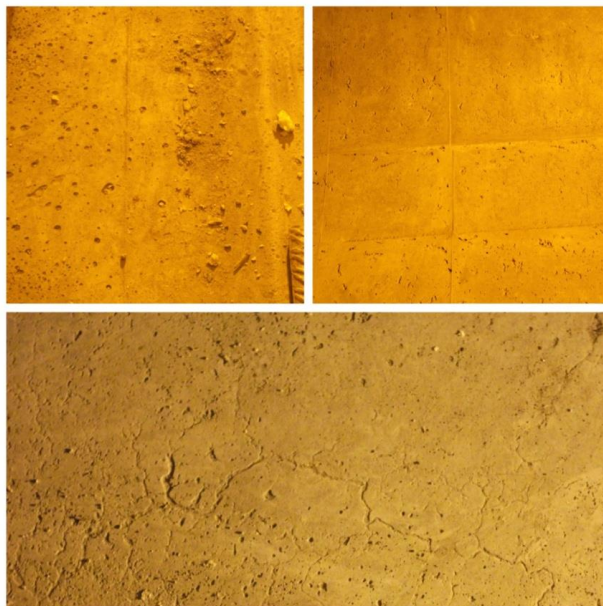


Figura 4.86 – Patologias.

- A terceira demonstra-se no conjunto de infiltrações que se localizam nas juntas de betonagem, Figura 4.87.



Figura 4.87 – Infiltrações nas juntas de betonagem.

- Por último, apresenta-se o resultado de uma má betonagem decorrente do mau acondicionamento do molde, Figura 4.88.



Figura 4.88 - Má execução da betonagem

4.6.3.5 Restituição

Uma vez executada a escavação da galeria e o revestimento da mesma inicia-se a execução das estruturas na boca de saída da restituição, com a construção de muros e soleiras. Com o apoio de pórtico e guincho são colocadas e seladas as peças fixas, Figuras 4.89, 4.90 e 4.91.



Figura 4.89 - Betonagem da Soleira da Galeria de Restituição



Figura 4.90 – Betonagem da saída da restituição



Figura 4.91 - Vista restituição.

4.6.4 ESCALÃO DE ERMIDA

Os trabalhos no escalão de Ermida são em tudo semelhantes aos realizados no escalão de Ribeiradio sendo a principal condicionante, a fraca qualidade do solo. Deste modo realizaram-se, à imagem de Ribeiradio, trabalhos de substituição dos solos fracos por betão armado interligado com as manilhas para a realização da rede de drenagem

Devido ao fato do solo ser em grande parte xistoso, este possui uma fracturação elevada e em contacto com a água fica como uma pasta, sendo de difícil limpeza. É necessário então efetuarem-se valas secundárias para se baixar o nível freático e assim, com a ajuda de ar comprimido e uma máquina de pequeno porte com um balde sem dentes, limpar a fundação, Figura 4.92.



Figura 4.92 - Valas secundárias para baixar o nível freático

Para a substituição de solo fraco por betão é imperativo realizar a respetiva escavação, como está representado na Figura 4.93.

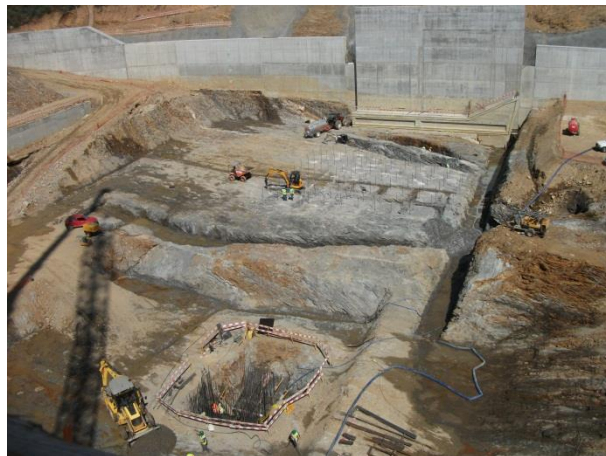


Figura 4.93 - Escavação das recravas

Na Figura 4.94 está presente a planta das recravas. Note-se que as realizadas foram as duas marcadas a azul do lado esquerdo.

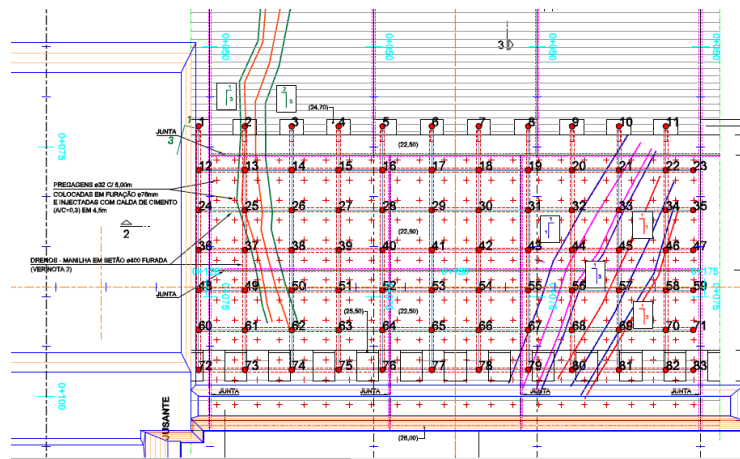


Figura 4.94 - Planta da localização das falhas

Com esta alteração de projeto, foi necessário ter cuidado redobrado na colocação das manilhas. Na Figura 4.95 está representada a interligação de uma recrava com o sistema de drenagem.



Figura 4.95 - Recrava e aplicação das manilhas de betão.

A Figura 4.96 mostra as recravas já betonadas e as valas para as manilhas já abertas.



Figura 4.96 – Recravas betonadas

4.7 TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO

Tendo em atenção as características geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas do maciço rochoso de fundação da barragem considera-se necessário recorrer ao tratamento dos terrenos visando o bom comportamento funcional da fundação da barragem. O tratamento visa a consolidação, a impermeabilização e a drenagem do maciço rochoso, tendo em conta o tipo e dimensões da barragem e as respetivas exigências de funcionalidade.

4.7.1 CONSOLIDAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

A consolidação prevista é composta essencialmente por dois conjuntos de leques de furos de injeção de caldas de cimento realizadas a partir do interior das galerias de drenagem no interior do corpo da barragem e, acima das cotas intermédias, a partir do pé de jusante. Estes tratamentos promovem uma diminuição da deformabilidade do maciço rochoso, através do preenchimento com caldas de cimento das descontinuidades existentes que apresentem abertura suficiente para permitirem tratamento e daquelas cujos preenchimentos apresentem natureza erosiva pela circulação de água e que se admite sejam facilmente removidos através dos processos executivos correntemente utilizados no tratamento de fundações rochosas, compatibilizando-se, tanto quanto possível, os módulos de deformabilidade do terreno de fundação e do betão. Este tratamento possibilitará ainda uma melhoria da estanqueidade na zona de interface barragem/maciço de fundação.

É importante destacar que uma vez escavados os apoios das fundações dos diferentes blocos e antes de iniciar a betonagem dos mesmos, será realizado um tratamento de regularização da superfície de apoio com betão.

No que se refere ao tratamento de impermeabilização o sistema adotado é a execução de uma cortina de injeções de caldas de cimento efetuada a partir da galeria principal de drenagem.

Tendo em atenção a escavação que será realizada para a fundação da barragem e que o tratamento é feito em furos executados a partir da galeria incorporada, a cortina de tratamento atinge cerca de 25 a 35 m abaixo da cota de fundação.

Foi também prevista a execução de duas cortinas de drenagem com o objetivo de controlar a percolação sob a fundação, após os tratamentos de consolidação e de impermeabilização, e de reduzir eventuais subpressões que possam vir a instalar-se na base da barragem. Essas cortinas de furos são executadas igualmente a partir das galerias incorporadas na barragem.

4.7.1.1 Furação

Os trabalhos deverão progredir desde as cotas inferiores para as superiores, devendo ser dada prioridade à realização do tratamento de consolidação do maciço rochoso. Salienta-se que só se dá início à abertura de furos da cortina de impermeabilização quando for possível garantir que as injeções de consolidação estejam concluídas num raio mínimo de 24 m (equivalente à distância de 2 furos primários exploratórios consecutivos).

No que refere à abertura dos furos da cortina de drenagem, deverá respeitar-se uma distância de segurança idêntica relativamente à conclusão das injeções da cortina de impermeabilização. A abertura de furos é executada à rotação, com amostragem contínua, e à roto-percussão, nos casos em que se prescinde da recolha de amostra.

A furação do maciço rochoso será executada utilizando meios roto-percutivos que permitam diâmetros interiores mínimos de furação de 2 ½ polegadas.

4.7.1.2 Lavagem

A lavagem compreende o conjunto de operações envolvendo vários furos e destina-se a remover materiais que preenchem descontinuidades nas imediações dos furos, pelo que esta deve ser efetuada de uma forma sistemática entre furos de um mesmo perfil e de perfis contíguos, utilizando-se uma técnica baseada na injeção alternada de jatos de água e ar segundo as regras seguintes:

- A lavagem será conduzida associando os furos reunidos em grupo, em princípio com 15 furos, podendo considerar-se agrupamentos menores para finalizar uma zona.
- As pressões máximas da água a injetar são, por princípio, iguais a 80% das pressões máximas fixadas para a injeção, podendo em casos especiais ser elevadas até 100%. A lavagem deverá ser realizada por troços sucessivos partindo do fundo de cada furo para a boca, os quais não deverão ultrapassar 12m de comprimento.
- O tempo mínimo de lavagem de um determinado troço não deverá ser inferior a 30 minutos; depois de concluído um troço desloca-se o obturador duplo para uma nova posição.
- Em cada troço de furo, a lavagem será conduzida pelo processo de “jetting”, fazendo em sequência a injeção de água durante 10 min e injeção de ar durante 5min, consequentemente cada troço compreende pelo menos duas operações de injeção de água e ar (duas lavagens).
- Em cada operação de lavagem de um troço de furo e a partir da última saída de material sólido deverá realizar-se, no mínimo, uma sequência de lavagem com água e ar.

O processo de “jetting” será abandonado num troço de furo que não absorva; neste caso não será utilizado ar, mas insistir-se-á na injeção de água durante o período de 30 min. Se, entretanto o furo passar a absorver de uma forma normal, isto é, passar a comunicar com outros furos, será tratado segundo a regra geral.

No caso anterior deverá proceder-se da seguinte forma: quando ao fim dos 10min o troço indiciar não estar a absorver, deverá parar-se a lavagem. Deverá então ser utilizado dispositivo adequado, previamente preparado, que permita a medição do caudal de saída.

A comparação dos valores dos caudais à entrada e saída (com erro máximo de 10%) permitirá avaliar se o furo está ou não a absorver.

No caso de um troço de furo absorver, mas se não for possível detetar as correspondentes ressurgências por outros grupos (designadas por “normais”), ou diretamente através da fundação (“anormais”) não será utilizada a lavagem com recurso à injeção de ar, sendo o período de tempo correspondente substituído por lavagem com água.

O aparecimento de ressurgências “anormais” determina a imediata suspensão da lavagem desse troço de furo; a ocorrência deste facto deverá ser rapidamente comunicada à Fiscalização para eventual decisão sobre medidas complementares a aplicar.

Só depois de concluída a lavagem de todos os troços de um furo se passa à lavagem de um furo seguinte.

Se a operação de lavagem tiver que ser interrompida por um período superior a 4 horas, o seu reinício deverá ser antecedido de uma limpeza suplementar por aplicação sucessiva de dois jatos alternados de água e ar, com uma duração total de 15 min a efetuar em todos os furos já tratados do grupo de lavagem.

Concluída a lavagem de um grupo de furos é feita a lavagem final por injeção à boca e simultânea dos furos pertencentes a um determinado perfil do grupo, seguindo-se da mesma forma para os furos pertencentes ao perfil intermédio e finalizando-se com os restantes furos do último perfil; cada uma destas operações deverá ter uma duração mínima de 30 min.

Durante as operações de lavagem deverá recolher-se cuidadosamente o material sólido extraído por lavagem, quer por colocação de anteparos (para lavagem a ar), quer por tamisagem da água de retorno; após secagem, o material recolhido deverá ser guardado e referenciado para eventuais análises.

A instalação de lavagem deverá permitir as seguintes características, consideradas como mínimas:

- Caudal de água da lavagem - 15 l/s;
- Caudal de ar comprimido - 7m³/min;
- Pressão de ar comprimido – 0,7MPa.

4.7.1.3 Injeção

O furo só estará preparado para receber a injeção quando estiver concluída a sua limpeza final posterior à lavagem do grupo ao qual pertence o furo em questão.

Por princípio, a injeção é efetuada pelo processo ascendente adotando-se troços com comprimento máximo de 5m. No entanto, em zonas particularmente conturbadas, será possível realizar injeções descendentes.

As injeções são realizadas com suspensão coloidal água-cimento com ou sem adjuvantes, ou argamassa de cimento ativadas mecanicamente em aparelhos de alta turbulência e os tipos de caldas de cimento serão definidos em função dos ensaios.

O critério para estabelecimento da sequência de engrossamento das caldas para cada troço está dependente da resposta do maciço, estando associada a paragem da injeção de uma determinada calda aos valores limites da pressão e volumes injetados.

A recomendação relativamente à pressão máxima poderá ser ajustada após os primeiros ensaios em função dos seguintes parâmetros:

- Abertura das diáclases em profundidade;
- Natureza do preenchimento das falhas e diáclases;
- Resultados das lavagens;
- Ressurgências;
- Movimentos do terreno.

Durante a injeção dever-se evitar que não haja variações de pressão significativas, não devendo esta atingir em momento algum, valores superiores à pressão máxima definida para um determinado troço. A pressão de injeção e o débito de injeção estão interligados pelo que, em condições normais, à subida da pressão corresponde um decréscimo do débito de injeção e a pressão máxima deverá ser atingida para débitos de injeção baixos.

Durante a realização das injeções sempre que um furo seja comunicado, o que poderá ser detetado pela chegada de calda à boca, passará imediatamente a ser injetado em simultâneo com a injeção em curso.

4.7.2 CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

4.7.2.1 Furação

A furação será executada utilizando meios rotativos com recuperação contínua de amostra que permitam diâmetros interiores mínimos de furação de 2 polegadas. Se durante a abertura do furo se detetar perda total ou parcial de água, este poderá ser interrompido e a zona de perda de água injetada antes de se prosseguir a perfuração.

4.7.2.2 Ensaios de absorção de água

Em todos os furos da cortina de impermeabilização serão realizados ensaios simplificados de absorção de água depois de terminada a limpeza do respetivo furo ou troço de furo. Estes devem ser executados à medida do avanço da furação.

As pressões a utilizar nestes ensaios de absorção serão, por esta ordem, $p/2$, p , $p/2$, onde p corresponde a 80% do valor máximo da pressão de injeção de calda de cimento definida para o troço de furo, com um valor máximo de 1MPa.

4.7.2.3 Injeção

As injeções executam-se da mesma forma que as da consolidação do maciço rochoso, descrito em 4.7.1.3.

4.7.3 PREENCHIMENTO DE VAZIOS DA CONSTRUÇÃO E INJEÇÃO DE LIGAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO NA ENVOLVENTE DA ESCAVAÇÃO

4.7.3.1 Tubos para injeção de preenchimento de vazios e de colagem

Os tubos para injeção deverão ser colocados de modo que a argamassa de colagem possa escorrer livremente para os vazios deixados no contacto betão-rocha.

Os rebaixes deixados na superfície interior do revestimento em betão deverão ser preenchidos com argamassa de selagem sem retração depois das operações de injeção terem terminado. O tamanho dos tubos de injeção e purga é dependente equipamento da furação e injeção a usar.

Os tubos devem ficar firmemente posicionados e protegidos de danos que possam ocorrer na colocação do betão. Serão utilizados obturadores ou outros dispositivos no extremo do tubo para impedir a entrada de betão ou materiais estranhos antes da injeção e para facilitar a localização dos tubos depois de terem sido retiradas as cofragens. Deverão ser tomadas precauções para impedir a obstrução dos tubos antes que se executem as injeções; no caso de obstrução os tubos, estes serão cuidadosamente limpos.

4.7.3.2 Furação para injeções de preenchimento de vazios e colagem

Onde forem necessárias as injeções de preenchimento dos vazios e de colagem e quando não tiverem sido previstos tubos embebidos no betão de revestimento, devem-se abrir-se furos no revestimento de betão, que são executados apenas até à superfície dos materiais intactos que envolvem o revestimento. O diâmetro da boca do furo não será inferior a 2". Tomar-se-ão precauções para evitar a obstrução dos furos antes de serem feitas as injeções; no caso de algum furo ficar obstruído, este será cuidadosamente limpo.

Os furos atravessam o betão de revestimento e penetraram pelo menos 0,5 m no terreno e as injeções de colagem devem assegurar o preenchimento de vazios relativamente importantes que possam ter ficado entre o betão do revestimento definitivo ou do revestimento primário e o terreno.

4.7.3.3 Composição da calda

A calda é composta por cimento e água (eventualmente bentonite) ou por cimento, areia, bentonite e água, sendo a que me injeções com areia utiliza-se 2% de bentonite por quilo de cimento. Esta deve ser limpa e com uma granulometria tal que:

- 100% passe num peneiro #8ASTM;
- Máximo de 5% num peneiro #16ASTM;
- Num peneiro #100ASTM deve passar entre 10% e 30%;
- Num peneiro #200ASTM deve deverá passar mais de 5%.

4.7.3.4 Operações de injeções

O equipamento para amassadura e colocação de argamassa de preenchimento e colagem, deverá ser capaz de efetivamente amassar e injetar a argamassa nos furos à pressão especificada não e são proibidas as injeções no revestimento até que o betão, na proximidade de 15 m, tenha sido colocado á menos de 7 dias.

Os furos adjacentes a um furo a ser injetado devem ficar abertos durante as operações de injeção para facilitar a purga de ar e água dos espaços que envolvem o revestimento. Quando a argamassa escorrer em furos adjacentes em quantidade tal que possa prejudicar seriamente as operações de injeção ou causar perda apreciável de argamassa, é providenciada a obstrução temporária dos furos por onde se produz a perda.

4.7.4 INJEÇÃO DE JUNTAS

Como já foi referido, de modo a limitar os efeitos de retração do betão no corpo da barragem, deve-se exigir que a temperatura do betão colocado na obra não supere os 25°C.

A injeção das juntas verticais entre os blocos que formam a barragem realiza-se uma vez concluída a betonagem da barragem, antes do começo do enchimento da albufeira e de preferência em época fria.

Os trabalhos de injeção de juntas podem-se resumir nas seguintes características principais:

- As areias a utilizar nos trabalhos devem satisfazer à especificação E-467-2007 do LNEC.
- Os cimentos têm que satisfazer todas as prescrições legais e regulamentares nomeadamente as respeitantes ao DL 159/2002 [4]. O cimento é do tipo CEM IV/A classe 32,5 com cinzas volantes siliciosas.
- A água é doce, limpa, isenta de impurezas e de substâncias prejudiciais aos fins em vista e deverá satisfazer as características constantes da norma NP EN 1008:2003,
- Os adjuvantes a utilizar no fabrico das caldas de injeção deverão satisfazer à classificação e às características da norma EN 934-4:2003 – “Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção -Parte 4: Adjuvantes para caldas de injeção para bainhas de pré-esforço - Definições, requisitos, conformidade, marcação e rotulagem”.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 ANÁLISE FINAL

Como se constatou durante esta dissertação, a construção de um aproveitamento hidroelétrico de grande potencial envolve um conjunto de fatores bastante numeroso. Para a sua projeção e futura construção são necessários estudos de viabilidade que, entre outras, contemplam análises hidrológicas e geomorfológicas que geralmente. Na fase de construção estão envolvidas diversas especialidades que em conjunto devem promover a qualidade de construção necessária ao correto funcionamento de um aproveitamento.

Contudo, na construção há um sem número de variáveis incontáveis, isto é, e apenas a título de exemplo, se durante as escavações se verificar que o solo de fundação não é como indicado na prévia caracterização geotécnica e se for necessário proceder a trabalhos não previstos uma correta, cooperante e transparente comunicação entre os agentes envolvidos pode resultar num processo com mais qualidade e com melhores resultados. Esta qualidade versa sobre a diminuição no tempo de atraso da obra, nos custos de mão-de-obra, materiais e meios dispensáveis.

O controlo a nível de qualidade estrutural é conseguido através da aplicação das normas vigentes de qualidade desde da escolha dos materiais naturais para a construção. Para que estas normas sejam corretamente cumpridas é necessário um conjunto de equipamentos essenciais ao controle da qualidade, como por exemplo, a instalação de laboratório de betão em obra e consequente realização de ensaios.

Na construção de aproveitamentos hidroelétricos, o betão assume um papel preponderante. Todos os procedimentos necessários à betonagem, isto é, as operações de controlo de qualidade dos seus constituintes, o seu fabrico, as operações preliminares de betonagem, a preparação das juntas de betonagem, o seu transporte, a sua colocação, a sua compactação e respetiva cura e desmoldagem devem ser devidamente executadas sob pena de provocar trabalhos a mais e custos e atrasos acrescidos.

Na análise aos trabalhos efetuados no AHRE documentados no Capítulo 4, constatou-se que a fase da escavação e preparação da fundação para a betonagem é a que se verifica mais critica. De facto, é nesta fase que muitas vezes se consegue perceber as reais características de deformabilidade e resistência do solo de fundação. Neste sentido, alerta-se para a importância deste facto pois semelhantes problemas podem causar a alteração do projeto inicial e muitas vezes acrescentar elevados valores na fatura.

Devido às exigências de funcionalidade, e tendo em conta o tipo e as dimensões do parâmetro é essencial que se proceda ao tratamento da fundação que garante o correto comportamento funcional da

fundação da barragem. Este tratamento envolve a consolidação do maciço rochoso, a implementação de uma cortina de impermeabilização, preenchimento de vazios da construção e injeção de caldas.

5.2 POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS

Este estudo centrou-se fundamentalmente nos aspetos gerias da construção do AHRE, com foco para o escalão principal por ser de maior dimensão e o principal.

No entanto, e sabendo, como se pode constatar com o desenvolvimento da dissertação, que tantas áreas científicas e tecnológicas estão envolvidas, para se realizar uma análise mais aprofundada sobre as incidências construtivas existentes num aproveitamento era necessário um maior acompanhamento, individual e num período de tempo mais alargado de modo a aferir a correta evolução dos trabalhos, os problemas encontrados, as alternativas discutidas e as soluções escolhidas. Deste modo é possível encontrar meios para otimizar, para produzir mais com menos dinheiro.

Se na construção de aproveitamentos hidroelétricos a experiência é fundamental, abordando-se detalhadamente cada área de ação em particular consegue desenvolver ferramentas para evoluir o know-how necessário a uma construção tão abrangente mas ao mesmo tempo tão específica como AHRE.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Laginha, J. S. *Arch Dams*. Proceedings of the International Workshop, Coimbra, 1987.
- [2] Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto -Lei n.º 11/90, de 6 de Janeiro.
- [3] Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
- [4] Quintela, A. *Hidráulica*. Fundação Calouste Gulbenkian, 12ª Edição, 2000.
- [5] LNEC Especificação E-467. *Guia para a utilização de agregados em betões de ligantes Hidráulicos*. Lisboa, 2006.
- [6] NP EN 196-1 Métodos de ensaio de cimento – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas (Ed.3), IPQ, 2006.
- [7] NP 4435 - Cimentos: Condições de fornecimento e receção. IPQ, 2004.
- [8] LNEC. Coutinho, A.S. *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa, 1973.
- [9] *Normas de Projeto de Barragens*. Portaria 846/93 de 10 de Setembro.
- [10] LNEC Especificação E-464. *Betões – Metodologia Prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face as ações ambientais*. Lisboa, 2007.
- [11] EN 934-4. *Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção - Parte 4: Adjuvantes para caldas de injeção para bainhas de pré-esforço - Definições, requisitos, conformidade, marcação e rotulagem*. Lisboa, 2003
- [12] AHRE. *Empreitada Geral de Construção. Volume III – Elementos de Projeto*. COBA, 2010

Outros documentos e sites consultados

AHRE. *Processo de Concurso Volume II – Caderno de Encargos, Toma A – Condições Gerais*

AHRE. *Processo de Concurso Volume II – Caderno de Encargos, Toma A – Condições Técnicas*

AHRE. *Processo de Concurso Volume III – Elementos de Projeto*

Conteúdos programáticos referentes ao Mestrado Integrado em Hidráulica, FEUP

Plano Nacional de Barragens

<http://www.adene.pt/politica-energetica>

https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779572580233/Bruno%20Sa_David%20Figueiredo_Estrategia%20energetica%20nacional.pdf

<http://pt.wikipedia.org/wiki/Barragem>

http://www.a-nossa-energia.edp.pt/mais_melhor_energia/programa_nacional_barragens.php

http://pt.wikipedia.org/wiki/Hidroel%C3%A9ctricas_em_Portugal

http://economico.sapo.pt/noticias/plano-nacional-de-barragens-reduzido-a-seis-projectos_140856.html

http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/empreendimento.php?item_id=88

ANEXO I - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DO ESCALÃO DE RIBEIRADIO

BACIA HIDROGRÁFICA	
Área total da bacia	945 km ²
Precipitação média anual na bacia (1954/55 a 2003/04)	1330 mm
Afluência média anual (1954/55 a 2003/04)	841 hm ³

ALBUFEIRA	
Nível de pleno armazenamento e de máxima cheia(NPA e NMC)	(110,0)
Nível máximo excepcional (NME)	(111,5)
Nível mínimo de exploração normal (NmEn)	(100,0)
Nível mínimo de exploração excepcional (NmEe)	(90,00)
Volume total no nível de pleno armazenamento	136,4 hm ³
Volume total no nível de máxima cheia	136,4 hm ³
Volume útil normal de exploração	49,0 hm ³
Volume útil total	84,6 hm ³
Volume de reserva excepcional (ou de emergência)	35,6 hm ³
Área inundada ao nível de pleno armazenamento	561 ha
Área inundada ao nível de máxima cheia	561 ha

ACESSOS E RESTABELECIMENTOS	
Extensão total de acessos definitivos a construir	2,9 km
Extensão total de estradas a restabelecer	1,6 km

BARRAGEM	
Tipo estrutural	Gravidade
Material	Betão Convencional
Características	
Cota do coroamento	(112,0)
Altura máxima acima da fundação	74 m
Desenvolvimento do coroamento	262,0 m
Largura no coroamento	9 m
Largura na base no fundo do rio	55,5 m
Espaçamento entre juntas	17 m
Número de vãos descarregadores	3
Inclinação do paramento de montante	0,05H:1V e vertical
Inclinação do paramento de jusante	0,70H:1V e vertical
Volume de betão	260 000 m ³

ÓRGÃOS HIDRÁULICOS DE SEGURANÇA	
DESCARREGADOR DE CHEIAS	(vazão máx.=2750 m ³ /s)
Tipo	Frontal, controlado por comportas, de lâmina aderente sobre a barragem; constituído por estrutura de entrada com três vãos
Cota da crista da soleira	(99,00)
Comportas de serviço	
Número	3
Tipo	Segmento
Dimensões (lxh)	13,0 m x 13,0 m
Raio de curvatura do segmento	14,0 m
Cota da soleira	(99,00)
Comportas ensecadeira	
Número	1
Tipo	Corrediça
Dimensões (lxh)	13,00 m x 11,55 m
DESCARGA DE FUNDO	(vazão máx.= 125 m ³ /s)
Tipo	Constituída uma estrutura de entrada, blindagem metálica atravessando a barragem, com uma secção de 2,5 m de diâmetro, descarregando na bacia de dissipação
Comporta de guarda	
Número	1
Tipo	Vagão
Dimensões da secção a obter (l x h)	2,0 m x 2,5 m
Cota da soleira	(52,00)
Comporta de serviço	
Número	1
Tipo	segmento
Dimensões da secção recta a obter (l x h)	
Cota da soleira	1,9 m x 2,4 m (53,75)

CIRCUITOS HIDRÁULICOS	
Tipo	Uma galeria de adução, na margem esquerda
Características	
Extensão da galeria em carga	
Troços não blindados	180,9 m
Troços blindados	24,2 m
Diâmetro interior	
Troços não blindados	5,5 m
Troços blindados	4,8 m

EQUIPAMENTO DA TOMADA DE ÁGUA E DA GALERIA DE ADUÇÃO		
Grades		
Número		2
Tipo		Vagão
Área de cada grade		4,7 m x 12,8 m
Cota da soleira		(74,5)
Comporta de serviço		
Número		1
Tipo		vagão
Dimensões da secção a obter (l x h)		4,3 m x 5,55 m
Cota da soleira		(63,05)
Comporta ensecadeira		
Número		1
Tipo		Corrediça
Dimensões da secção a obter (l x h)		4,3 m x 5,55 m
Cota da soleira		(63,35)
Blindagem		
Número		1
Diâmetro da secção corrente		4,8 m
Pressão interior máxima (estática)		71,5 m.c.a.
Comprimento total		24,2 m
Ponte rolante		
Número		1
Capacidade		60 t
Vão		10,5 m

EQUIPAMENTO DA RESTITUIÇÃO		
Comporta ensecadeira		
Número		1
Tipo		Corrediça
Dimensões da secção a obter (l x h)		6,5 m x 8,0 m
Cota da soleira		(34,27)

CENTRAL		
Tipo	Edifício de descarga e montagem e um poço na margem esquerda	
Características		
Cota da plataforma de descarga e montagem		(61,60)
Diâmetro interior do poço		22,5 m
Condições hidráulicas de exploração		
Níveis da albufeira superior		

Nível de pleno armazenamento (NPA)	(110,0)
Nível mínimo de exploração normal (NmEn)	(100,0)
Nível mínimo de exploração excepcional (NmEe)	(90,00)
Níveis da restituição	
Nível Máximo excepcional	(56,0)
Nível mínimo para Q = 125 m ³ /s	(42,5)
Quedas brutas	
Queda bruta máxima	67,5 m
Queda bruta mínima	47,5 m
Turbina	
Tipo	Tipo Francis de eixo vertical
Cota de calagem	(38,50)
Velocidade de rotação	187,5 r.p.m.
Características	
Caudal nominal	125 m ³ /s
Queda útil nominal	62,8
Potência nominal	71,6 MW
Potência máxima unitária	75,4 MW
Alternador	
Tipo	Directamente acoplado à turbina, síncrono, trifásico de eixo vertical
Potência aparente estipulada	82,0
Tensão estipulada	11 kV
Factor de potência	0,9
Velocidade síncrona	187,5 r.p.m.
Equipamentos de movimentação de cargas	
Tipo	Ponte rolante para movimentação de cargas dentro da central
Número	1
Capacidade nominal	230 t
Vão	19,5 m

SUBESTAÇÃO	
LIGAÇÃO À REDE	
Tipo	Plataforma exterior, adjacente ao edifício de apoio
Transformador	
Potência aparente estipulada	1 x 82 MVA
Razão de transformação	11 kV / 60 kV

ANEXO II - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DO ESCALÃO DE ERMIDA

BACIA HIDROGRÁFICA	
Área total da bacia	967 km ²
Precipitação média anual na bacia (1954/55 a 2003/2004)	1358 mm
Afluência média anual (1954/55 a 2003/2004)	860 hm ³

ALBUFEIRA	
Nível de pleno armazenamento (NPA)	(44,0)
Nível de Máxima Cheia (NMC)	(53,0)
Nível mínimo de exploração normal (NmEn)	(39,0)
Nível mínimo de exploração excepcional (NmEe)	(30,0)
Volume total no nível de pleno armazenamento	3,86 hm ³
Volume total no nível de máxima cheia	8,77 hm ³
Volume útil normal de exploração	1,93 hm ³
Volume útil total	3,70 hm ³
Volume de reserva excepcional (ou de emergência)	1,77 hm ³
Área inundada ao nível de pleno armazenamento	43,5 ha
Área inundada ao nível de máxima cheia	63,3 ha

ACESSOS E RESTABELECIMENTOS	
Extensão total de acessos definitivos a construir	0,1 km
Extensão total de estradas a restabelecer	2,4 km

BARRAGEM	
Tipo estrutural	Gravidade
Material	Betão Convencional
Características	
Cota do coroamento	(55,0)
Altura máxima acima da fundação	35,0 m
Desenvolvimento do coroamento	175,1 m
Largura no coroamento	4,0 m
Largura na base no fundo do rio	26,65 m
Espaçamento entre juntas	16,40 m
Número de vãos descarregadores	1
Inclinação do paramento de montante	0,1H:1V e vertical
Inclinação do paramento de jusante	0,7H:1V e vertical
Volume de betão	75 000 m ³

ÓRGÃOS HIDRÁULICOS DE SEGURANÇA	
DESCARREGADOR DE CHEIAS	(vazão 2750 m ³ /s)
Tipo	Lâmina livre sobre a barragem
DESCARGA DE FUNDO	(vazão 21 m ³ /s)
Tipo	Constituída por uma grade grossa na estrutura de entrada, blindagem metálica atravessando a barragem, com secção rectangular de 1,2 m de largura e 1,5 m de altura, descarregando lateralmente na bacia de dissipação do descarregador de cheias
Comporta de guarda	
Número	1
Tipo	Vagão
Dimensões da secção a obturar (l × h)	1,2 m x 1,5 m
Cota da soleira	(30,0)
Comporta de serviço	
Número	1
Tipo	Corrediça
Dimensões da secção a obturar (l × h)	1,10 m x 1,40 m
Cota da soleira	(30,0)

CIRCUITOS HIDRÁULICOS	
TOMADA DE ÁGUA E CONDUTA DE ADMISSÃO	
Grades	
Número	2
Tipo	Corrediça
Dimensão de cada grade	2,50 m x 5,70 m
Cota da soleira	(31,0)
Comporta ensecadeira	
Número	1
Tipo	Corrediça
Dimensões da secção a obturar (l × h)	2,70 m x 3,40 m
Cota da soleira	(31,0)
Comporta de segurança	
Número	2
Tipo	Vagão
Dimensões da secção a obturar (l × h)	2,70 m x 3,40 m
Cota da soleira	(31,0)

CIRCUITOS HIDRÁULICOS (Cont.)	
TOMADA DE ÁGUA E CONDUTA DE ADMISSÃO (Cont.)	
Blindagens / Conduta de admissão	
Número	2
Diâmetro da secção corrente	Ø3,40 m
Pressão interior máxima	31,8 m.c.a. (*)
Comprimento total	26 m
(*) Pressão estática	
EQUIPAMENTO DA RESTITUIÇÃO	
Comporta ensecadeira	
Número	2
Tipo	Corrediça
Dimensões da secção a obter (l × h)	4,80 m x 3,30 m
Cota da soleira	(19,55)

CENTRAL	
Tipo	Edifício que se desenvolve adossado aos blocos 2-3 e 3-4 da barragem na margem direita
Características	(19,20)
Cota da plataforma de descarga e montagem	24,9 m x 22,2 m
Dimensões em interiores	21,5 m
Altura útil	11,0 m
Distância entre eixos dos grupos	
Condições Hidráulicas de Exploração	
Níveis da albufera	(44,0)
Nível de Pleno Armazenamento (NPA)	(39,0)
Nível mínimo de exploração (Nme)	
Níveis a jusante	(26,7)
Nível (Q = 25 m³/s)	(27,0)
Nível (Q = 50 m³/s)	
Quedas brutas	17,3 m
Queda máxima	12,0 m
Queda mínima	

CENTRAL (cont.)		
Turbinas	Tipo Kaplan tubular, de eixo horizontal com S a montante	
Cota de calagem		(21,2)
Velocidade de rotação		300 r.p.m.
Características		
Caudal nominal		2 x 25 m ³ /s
Queda útil ao caudal nominal		14,5 m
Potência nominal		2 x 3,3 MW
Potência máxima unitária		2 x 3,9 MW
Alternadores	Directamente acoplados às turbinas, síncronos, trifásicos de eixo horizontal	
Potência aparente estipulada		2 x 4,1 MVA
Tensão estipulada		6 kV; 50 Hz
Factor de potência		0,9
Velocidade síncrona		300 r.p.m.
Equipamentos de movimentação de cargas	Ponte rolante	
Número		1
Capacidade nominal		60 t
Vão		21,6 m

LIGAÇÃO À REDE		
Tipo	Ligação à Rede Nacional de Distribuição à tensão de 15 kV	
Transformador		
Potência aparente estipulada		1 x 9 MVA
Razão de transformação		6 kV / 15 kV

ANEXO III - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA CENTRAL DE GELO

		FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA MÁQUINA						
		DENOMINAÇÃO: MÁQUINA DE FABRICO DE GELO EM ESCAMAS						
CARACTERÍSTICAS GERAIS		SEPARADOR DE ÓLEO			TANQUE DE REFRIGERANTE			
MARCA	SABROE	MARCA	SABROE		REGISTO TIPO	FAN-2071		
MODELO	61,6 t/dia	MODELO	OHU 6022 D		MOD. E SÉRIE	5042-01		
N.º DE SÉRIE	S/N.º	N.º DE SÉRIE	96089		CAPACIDADE	1000 l		
ANO DE FABRICO	1995	REFRIGERANTE	R-717 (NH3)		PRESSÃO TRAB.	21 bar		
MOTORES DE ACCIONAMENTO		PRESSÃO TRAB.	26 bar		FLUIDOS	R 12/22/502/717		
MECANISMO	kW	VOLUME	120 l		SELO	6-2-95 a 21 bar		
COMPRESSOR	200,00	GERADOR DE GELO			SILO DE GELO			
BOMBA DE CONDENSADOR	15,00	MARCA	ATLAS-SABROE		MARCA	SABROE		
VENTILAD. CONDENSADOR	1,10	MODELO	VE-1206-AFT		TIPO	HORIZONTAL		
CILINDROS GERAD. GELO	2 X 0,75	N.º DE SÉRIE	3295		MEDIDAS ARMAZ.	12,22x4,5x5,5 (m)		
BOMBAS GERAD. GELO	2 X 0,37	REFRIGERANTE	R-717 (NH3)		ARMAZ. ÚTIL	125 t		
ELEVADOR SILO GELO	4,00	PRODUÇÃO	61,6 t/dia		TEMPERATURA	-6 °C		
RASPADOR SILO GELO	0,18	ESPESS. ESCAMA	1,5 mm		REFRIGERADOR SILO			
COMPORTA SILO GELO	1,00	GRUPO ARREFECIMENTO ÁGUA			MARCA	FRÍO BLOCK IBÉRICA		
SEM-FIM SILO GELO	4,40	MARCA	FRÍO BLOCK IBÉ.		COMPRES.	DWM COPELAND		
MOTOR REFRIGER. SILO	11,00	MODELO	EI-2002-F		TIPO	D3DS4-1500-EWL-000		
VENTILADOR REFRIG. SILO	3 X 0,3	N.º DE SÉRIE	2968		CAUDAL	49,9 m3/h		
TANQUE DIÁRIO	7,5	REFRIGERANTE	R-22		TANQUE DIÁRIO			
COMPRES. REFRIG. ÁGUA	7,35	ALIMENTAÇÃO	2,7 m3/h		MARCA	SABROE		
BOMBA REFRIG. ÁGUA	3,00	SALTO TÉRMICO	25 ÷ 10 °C		CAPACIDADE	3 m3		
VENTILADOR REFR. ÁGUA	4 X 0,30	CONDENSADOR EVAPORATIVO			BÁSCULA			
SEM-FIM ELEVADOR	3,00	MARCA	BALTIMORE AIRCOIL INTERN.		CAP. PESAGEM	350 kg		
SEM-FIM DOSIFICADOR	3,00	MODELO	VCL-159-M		DIMENSÕES (m)			
TOTAL POTÊNCIA INSTAL.	265 kW	SÉRIE	95-7065-E		CONJUNTO	C	L	A
COMPRESSOR		REND. NOMINAL	585 918 kcal/h		COMPRESSOR	2,70	1,80	1,70
MARCA	SABROE	CAUDAL DE AR	52 560 m3/h		GERADOR GELO	1,96	1,26	3,70
MODELO	SAB-163 HF	SEPARADOR DE LÍQUIDO			GRUPO ÁGUA	3,10	1,10	2,10
N.º DE SÉRIE	101664	TIPO	APU-18195-B		CONDENSADOR	5,48	1,25	2,30
PRES. TRABALHO	18 bar	MOD. E SÉRIE	5042-02		TANQUE (Ø)	5,23	0,50	0,50
RENDIMENTO	264 966 kcal/h	PRESSÃO TRAB.	21 bar		TANQUE DIÁRIO	4,41	2,15	3,20
		CAPACIDADE	1000 l		PESOS (kg)			
OBSERVAÇÕES					COMPRESSOR		2 025	
					GERADOR GELO		4 700	
					GRUPO ÁGUA		900	
					CONDENSADOR		2 840	

ANEXO IV - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA CENTRAL DE FABRICO DE BETÃO

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DAS MÁQUINAS					
DENOMINAÇÃO: CENTRAL DE FABRICO DE BETAO					
CARACTERÍSTICAS GERAIS			CARACTERÍSTICAS DE EXPLORAÇÃO		
MARCA	CUIPLANOR		COJUNTO DE TREMONHAS PARA OS AGREGADOS		
MODELO	PHA-200 1414TE		NÚMERO DE TREMONHAS	4	
N.º DE SÉRIE			CAPACIDADE POR TREMONHA	30 m3	
ANO DE FABRICO			CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO	120 m3	
			Nº DE VIBRADORES	2	
ACCIONAMENTO			BALANÇA DE PESAGEM		
MOTORES ELECTRICOS			CAPACIDADE	6.000 kg	
MECANISMO		kW	COMPRIMENTO	16.000 mm	
CINTA DE PESAGEM		11	LARGURA	800 mm	
CINTA DE ELEVAÇÃO		22	REGULADORES DE ALTURA	SIM	
AMASSADORA		2 x 37	TIPO DE BANDA	LISA DE 4 LONAS	
SEM-FINS		4 x7,5	CINTA DE ELEVAÇÃO DOS AGREGADOS		
COMPRESSOR		7,5	MARCA	CINTASA	
VIBRADORES		2x1 + 1x0,32	COMPRIMENTO APROXIMADO	32.700 mm	
AR CONDICIONADO		1,00	LARGURA DA BANDA	800 mm	
TOTAL POTÊNCIA INSTALADA		147,82	CAPACIDADE (COM UMA DENSIDADE DE 1,5t/m3)	350 t/h	
			VELOCIDADE	1,5 m/s	
			INCLINAÇÃO	20º	
DIMENSÃO			TIPO DE BANDA	LISA EP 500/4-4+2	
COM AS TREMONHAS EM LINHA			AMASSADORA		
COMPRIMENTO		53.390 mm	MARCA	ELBA	
LARGURA		9.560 mm	TIPO	DUPLO EIXO HORIZONTAL	
SUPERFICIE MÍNIMA APROXIMADA (*)		510,4 m2	MODELO	EMS 2000 H	
COM AS TREMONHAS A 90º			CAPACIDADE DE MISTURA (BETÃO VIBRADO)	2.000 l	
COMPRIMENTO		37.790 mm	CAPACIDADE DE MISTURA (BETÃO NÃO VIBRADO)	2.500 l	
LARGURA		20.864 mm	CAPACIDADE DE ENCHIMENTO (VOLUME SECO)	3.000 l	
SUPERFICIE MÍNIMA APROXIMADA		788,45 m2	BALANÇAS		
(*) Nas superfícies indicadas, não se inclui o caminho de acesso para os camiões, nem o armazenamento dos agregados e tão-pouco a rampa para a carga das tremonhas dos agregados.			APLICAÇÃO		CAPACIDADE MÁXIMA
			PARA O CIMENTO		1.400 kg
			PARA A ÁGUA		750 l
			TRANSPORTE E DOSAGEM DO CIMENTO		
			Nº DE SEM-FINS		4
			DIÂMETRO DOS SEM-FINS		273 mm
			COMPRIMETO DOS SEM-FINS		5.000 mm
			PRODUÇÃO TEÓRICA DOS SEM-FINS		70 m3/h
CABINA DE COMANDOS (MONOBLOCO)			SILO DE CIMENTO		
COMPRIMENTO		4.000 mm	Nº DE SILOS DE CIMENTO	4	
LARGURA		2.440 mm	CAPACIDADE DE CADA SILO	100 t	
ALTURA		2.620 mm	FILTROS	SIM	
			SUPERFICIE FILTRANTE POR CADA SILO	18 m2	
			OUTROS DADOS		
			CAPACIDADE DA TREMONHA DE ESPERA	2 m3	
			EQUIPAMENTO MEDIDOR DE HUMIDADE	SIM	
			SISTEMA DE AUTOMATIZAÇÃO	ELECTROBETÓN	
			SOFTWARE DE PROGRAMAÇÃO	SCADA	
			RENDIMENTOS TEÓRICOS (CICLOS POR HORA)		
			Nº DE CICLOS POR HORA		RENDIMENTO TEÓRICO
			40		80 m3/h
			50		100 m3/h
			60		120 m3/h