



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil

TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO



Estudo de conceção e análise de viabilidade técnico-económica de um pequeno aproveitamento hidroelétrico

Diana Sofia Rodrigues Pinto

Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador: Doutora Sandra Maria Mendes de Carvalho Martins

Co-orientador: Mestre Elsa Cristina da Silva Faustino

Juri:

Presidente: Doutora Maria Helena Teixeira Cardoso Gamboa

Vogais:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Doutora Sandra Maria Mendes de Carvalho Martins

Novembro 2018

Agradecimentos

A elaboração deste trabalho constituiu um particular desafio para mim por diversos motivos académicos, profissionais e pessoais. Foi um processo que por um lado foi moroso e por outro lado extremamente gratificante. Ao longo deste período muitos foram os que me incentivaram e me apoiaram, aos quais não posso deixar de agradecer.

Em primeiro lugar, agradeço à minha orientadora Doutora Sandra Martins e à minha co-orientadora Mestre Elsa Faustino, às quais agradeço os conhecimentos transmitidos, orientação, organização e o tempo dispendido. Agradeço ainda à RP-Global pela disponibilização dos elementos que possibilitaram a elaboração deste trabalho.

Agradeço à minha irmã Ana Pinto que sempre me encorajou e apoiou mesmo a 10 000 kms de distância, cuja coragem, determinação e carácter eu admiro e é sem dúvida a minha primeira melhor amiga, o meu pilar e o meu modelo profissional e pessoal.

À Anabela Rodrigues quero agradecer a paciência, amizade, apoio e disponibilidade (até no que diz respeito aos meios informáticos) e por ter tornado os momentos difíceis um pouco mais suportáveis.

A todos os meus colegas e amigos da Hidroerg, empresa onde trabalhei nos últimos 6 anos, em particular ao Dr. Pedro Eira Leitão, o meu muito obrigada pelo voto de confiança, paciência, apoio (de diversas formas), oportunidades e investimento. Ao Eng.º A.Moisés e Eng.º Manuel Potra, agradeço todas as discussões e debates que me proporcionaram, com os quais aprendi sempre mais.

À Sandra Cruz e José Carlos Saraiva agradeço o companheirismo, amizade, suporte e o prazer de partilhar estes anos convosco (Sandra foste sem dúvida um pilar na minha vida).

Ao pessoal das 7 a.m. da Crossfit XXI agradeço o incentivo, as palavras de encorajamento e o companheirismo que me ofereceram durante este longo processo.

A todos os meus amigos, sobretudo à Cláudia Madureira e à Ema Ferreira, agradeço a paciência e a irrelevação do meu mau feitio nos dias de maior desespero.

A todos, o meu agradecimento mais sentido, sem vós nada disto teria sido possível! Este trabalho também é vosso!

Para ti pai que mesmo ausente, estarás sempre presente.

Resumo

Neste trabalho desenvolve-se a conceção e o dimensionamento de duas soluções técnicas para um pequeno aproveitamento hidroeléctrico no Rio Cieneguilla e no Rio Matadero (região del Maule), no Chile. Para o efeito foi desenvolvido um estudo hidrológico baseado nas séries hidrológicas de caudais médios diários registados em estações hidrométricas no rio Longavi, com vista à determinação dos caudais modulares, das curvas de duração do caudal médio diário e dos caudais máximos de cheia, nase secções em estudo no Cieneguilla e Matadero, por forma a ser possível o dimensionamento das estruturas e a estimativa do potencial hídrico do aproveitamento.

Desenvolveu-se a avaliação dos custos de construção, de operação e de manutenção de cada solução e das respectivas receitas, obtidas a partir das previsões da energia média anual produzível em cada solução.

Com base na previsão dos custos e dos benefícios associados a cada solução, foram avaliados os indicadores económicos orientadores da escolha da solução economicamente mais viável (ou atrativa), nomeadamente: a relação benefício/custo, o valor líquido actualizado, a taxa interna de rentabilidade e o período de recuperação do Investimento.

Palavras-chave: Pequena central hídrica; estudo de viabilidade técnico-económico; energia produzível; potência instalada; indicadores económicos.

Abstract

On this thesis the conception and design development of two technical solutions for a small hydropower plant, located on the Cieneguilla and the Matadero rivers (Maule region) in Chile, is carried out. With this purpose the hydrological study was performed, based on the daily mean flow data, collected from stream-gauging stations located on the Longavi river, in order to obtain the modular flow, the daily mean flow duration curves and the maximum flow rates of the Cieneguilla and Matadero watersheds. All this data was needed in order to enable the design of the hydropower plant structures and the evaluation of the mean annual energy production.

For each solution, the construction, operation, maintenance costs and revenues were estimated, through the evaluation of the mean annual energy production.

Based on the costs and revenues obtained for each of the proposed hydropower plant solutions, the financial and economic indicators were calculated, namely, Benefit-Cost ratio, Net Present Value; Internal Rate of Return and Payback Period, which helped in the selection of the most viable solution.

Key-words: small hydropower plant; technical and economic feasibility; produced energy; installed capacity; economic indicators.

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento geral.....	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Metodologias	2
1.4. Estrutura do trabalho	3
2. Descrição geral das soluções selecionadas para o aproveitamento hidroelétrico	5
2.1 Solução 1	5
2.1.1. Açudes	5
2.1.2. Tomadas de água	6
2.1.3. Túneis e canais de adução	7
2.1.4. Câmara de carga	8
2.1.5. Conduta forçada	8
2.1.6. Edifício da central	8
2.2 Solução 2	9
2.2.1. Açudes	9
2.2.2. Tomadas de água	10
2.2.3. Conduta de adução em baixa pressão	10
2.2.4. Chaminé de equilíbrio	11
2.2.5. Conduta forçada	12
2.2.6. Edifício da central	12
3. Estudo hidrológico.....	13
3.1. Enquadramento justificativo.....	13
3.1.1. Características das bacias hidrográficas	13
3.1.2. Séries hidrológicas	14
3.1.3. Caudal modular e curva de duração do caudal médio diário.....	16
3.1.4. Estudo de cheias	16
3.2. Características das bacias hidrográficas	17
3.2.1. Localização.....	17
3.2.1. Características fisiográficas.....	19
3.3. Séries hidrológicas	20
3.3.1. Análise da qualidade dos dados recolhidos	20
3.3.2. Preenchimento de falhas nos registos.....	20
3.3.3. Transposição dos dados para a secção em estudo	22

3.4.	Caudal modular e curva de duração do caudal médio diário.....	24
3.5.	Caudais a reservar	25
3.6.	Previsão dos caudais de ponta de cheia na secção dos açudes	26
4.	Dimensionamento dos circuitos hidráulicos.....	29
4.1.	Enquadramento justificativo.....	29
4.1.1.	Caudal de projecto.....	29
4.1.2.	Açudes	29
4.1.3.	Tomadas de água	36
4.1.4.	Túneis e canais	38
4.1.5.	Conduta de adução de baixa pressão	39
4.1.6.	Chaminé de equilíbrio	41
4.1.7.	Câmara de carga	43
4.1.8.	Conduta forçada	44
4.1.9.	Central hidroelétrica	48
4.2.	Solução 1	51
4.2.1.	Determinação do caudal de projeto	51
4.2.2.	Açudes	53
4.2.3.	Tomadas de água	68
4.2.3.	Canais e túneis.....	69
4.2.4.	Câmara de carga	72
4.2.5.	Conduta forçada	74
4.2.6.	Central	80
4.3.	Solução 2.....	83
4.3.1.	Determinação do caudal de projeto	83
4.3.2.	Açudes	85
4.3.3.	Tomadas de água	85
4.3.4.	Conduas em baixa pressão	87
4.3.5.	Chaminé de equilíbrio	90
4.3.6.	Conduta forçada	92
4.3.7.	Central	97
5.	Avaliação da energia elétrica produzível	101
5.1.	Enquadramento justificativo.....	101
5.1.1.	Determinação da energia do aproveitamento	101
5.1.3.	Potência instalada	104
5.2.	Solução 1	105

5.2.1. Caudal turbinado	105
5.2.2. Rendimento dos equipamentos.....	105
5.2.3. Perdas de carga e queda útil nominal	107
5.2.4. Potência instalada	111
5.2.5. Determinação da energia elétrica produzível	111
5.3. Solução 2.....	116
5.3.1. Caudal turbinado	116
5.3.2. Rendimento dos equipamentos.....	116
5.3.3. Perdas de carga.....	116
5.3.4. Potência instalada	121
5.3.5. Determinação da energia elétrica produzível	121
6. Avaliação económica das soluções estudadas.....	125
6.1. Enquadramento justificativo.....	125
6.1.1. Conceitos de matemática financeira	125
6.1.2. Indicadores económicos	126
6.1.3. Indicadores de avaliação de investimento	127
6.1.4. Estimativas de custo	129
6.2. Solução 1	133
6.2.1. Custos das componentes.....	133
6.2.2. Análise económica	135
6.3. Solução 2.....	139
6.3.1. Custos das componentes.....	139
6.3.2. Análise económica	140
7. Conclusões.....	143
PEÇAS DESENHADAS.....	145
Desenho 1 – Solução 1: Circuito hidráulico. Planta geral, perfil longitudinal e corte.....	147
Desenho 2 – Solução 1: Açudes. Alçados e cortes.	149
Desenho 3 – Solução 1: Edifício da central. Planta e corte.	151
Desenho 4 – Solução 2: Circuito hidráulico. Planta geral, perfil longitudinal e corte.....	153
Desenho 5 – Solução 2: Açudes. Alçados e corte.....	155
Desenho 6 – Solução 2: Edifício da central. Planta e corte.	157
Bibliografia	159
ANEXOS	

ANEXOS

A.4.1. Influência da profundidade a montante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007)

A.4.2. Influência da carga hidráulica no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Adaptado de BUREC, 1987)

A.4.3. Influência da inclinação do paramento de montante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Adaptado de BUREC, 1987)

A.4.4. Influência do nível e da cota da soleirava jusante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Extraído de BUREC, 1987)

A.4.5. Coeficientes de contracção relativos aos encontros de soleiras descarregadoras espessas tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007).

A.4.6. Coeficientes de contracção de pilares em soleiras espessas tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007).

A.4.7 Constantes de K e n da expressão geral de definição do perfil da soleira descarregadora espessa tipo WES a jusante da crista (extraído de BUREC, 1987).

A.4.8 Parâmetros de definição do perfil de montante da soleira descarregadora espessa tipo WES (extraído de BUREC, 1987).

A.4.9 Definição geométrica das conchas de rolo propostas por BUREC (a) sem blocos; (b) com blocos (extraído de Pinheiro, 2006).

A.4.10 Ábacos de dimensionamento das conchas de rolo propostas por BUREC (extraído de Pinheiro, 2006).

A.4.11 Definição geométrica das bacias de dissipação por ressalto Tipo III proposta por BUREC e respectivos ábacos de dimensionamento (Extraído de BUREC, 1976)

A.4.12 Número de Strouhal em função da secção transversal das barras das grelhas (Ramos et. al, 2000).

A.4.13 Factor de majoração do número de Strouhal das barras das grelhas (Pinheiro, 2006).

A.4.14 Coeficientes típicos de rugosidade de Gauckler-Manning-Strickler (ESHA. 2004).

A.4.15 Dimensões exteriores e espessura dos tubos aço circulares sem costura e soldados (EN 10220-2002)

A.4.16 Tensão de vaporização da água em função da altitude e da temperatura (Ramos et al., 2000)

A.4.17 Dimensões da roda da turbina Francis (adaptado de Ramos et. al, 2000)

A.4.18 Dimensões do difusor de restituição da turbina Francis (Adaptado de Ramos et al., 2000)

A4.19. Ações estáticas no açude Cieneguilla para a condição de carregamento extrema e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

A4.20. Ações estáticas no açude Cieneguilla para a condição de carregamento usual e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

A4.21. Ações estáticas no açude Matadero para a condição de carregamento extrema e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

A4.22. Ações estáticas no açude Matadero para a condição de carregamento usual e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

A.5.1. Coeficiente de perda de carga em estreitamentos bruscos (Ramos et al., 2000)

A.5.2. Coeficiente de perda de carga em curvas $r/D=1.5$ (Quintela, 2014)

A.5.3. Coeficiente de perda de carga em válvulas borboleta em total abertura (Catálogo da ERHARD)

A.5.4. Coeficiente de perda de carga em grelhas (Inversin, 1986)

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Características dos açudes.	6
Quadro 2.2 – Características das tomadas de água – solução 1.	6
Quadro 2.3 – Características do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.	7
Quadro 2.4 – Características do circuito hidráulico entre o açude Matadero e a câmara de carga – solução 1.	7
Quadro 2.5 – Características da conduta forçada – solução 1.	8
Quadro 2.6 – Características dos equipamentos da central – solução 1.	9
Quadro 2.7 – Características das tomadas de água – solução 2.	10
Quadro 2.8 – Principais características da conduta em baixa pressão – solução 2.	11
Quadro 2.9 – Características da conduta forçada – solução 2.	12
Quadro 2.10 – Características dos equipamentos da central – solução 2.	12
Quadro 3.1 – Características geométricas das bacias hidrográficas.	19
Quadro 3.2 – Altitude e altura média das bacias hidrográficas.	19
Quadro 3.3 – Tempos de concentração na bacia hidrográfica do Cieneguilla e do Matadero.	20
Quadro 3.4 – Síntese informativa das estações hidrométricas – La Quiriquina e El Castillo.	20
Quadro 3.5 – Média e desvio padrão da relação entre os caudais diários das EH da La Quiriquina e de El Castillo.	21
Quadro 3.6 – Média mensal da relação entre os caudais médios diários das estações hidrométricas de El Castillo e La Quiquina.	21
Quadro 3.7 – Caudais médios diários na EH El Castillo.	22
Quadro 3.8 – Caudais médios diários em Matadero.	23
Quadro 3.9 – Caudais médios diários em Cieneguilla.	24
Quadro 3.10 – Áreas das bacias hidrográficas e caudais modulares.	24
Quadro 3.11 – Caudais mensais a reservar (Q_r).	26
Quadro 3.12 – Série hidrológica de caudais máximos instantâneos anuais na EH El Castillo.	27
Quadro 3.13 – Caudais máximos de cheia para as secções em estudo.	28
Quadro 4.1 – Caudais admitidos para determinação do caudal de projecto.	29
Quadro 4.2 – Condições de utilização das bacias de concha de rolo propostas por BUREC (1987). ...	31
Quadro 4.3 – Condições de utilização das bacias de dissipação por ressalto propostas por BUREC (extraído de Pinheiro, 2006).	32
Quadro 4.4 – Cenários de carga considerados na verificação estrutural dos açudes.	33

Quadro 4.5 – Valores mínimos dos coeficientes de segurança ao deslizamento (USACE,1995).	35
Quadro 4.6 – Critérios de verificação da segurança ao derrubamento (USACE,1995).	35
Quadro 4.7 – Critérios de verificação das tensões na fundação (USACE,1995).	35
Quadro 4.8 – Critérios de verificação das tensões máximas admitidas no betão (USACE,1995).	36
Quadro 4.9 – Espaçamento de barras das grelhas para diferentes tipos de turbina (Ramos et al., 2000).	37
Quadro 4.10 – Velocidades de escoamento nas condutas em função da queda.	39
Quadro 4.11 – Critérios de verificação da segurança ao deslizamento, derrubamento e tensões na fundação dos maciços da conduta forçada.	47
Quadro 4.12 – Estimativa preliminar da energia e potência nominal para os caudais em estudo – solução 1.....	52
Quadro 4.13 – Custos de investimento diretos – solução 1.....	52
Quadro 4.14 – Análise B/C e custo por unidade de energia para os caudais em estudo – solução 1...	53
Quadro 4.15 – Coeficientes de vazão para uma soleira com paramento inclinado com $M=2/3$ sem influência da profundidade de montante.	55
Quadro 4.16 – Determinação do nível de máxima cheia do açude Cieneguilla.	55
Quadro 4.17 – Parâmetros de definição geométrica do perfil da soleira descarregadora do açude Cieneguilla (BUREC, 1987).....	56
Quadro 4.18 – Condições de escoamento à entrada da bacia (açude Cieneguilla).....	57
Quadro 4.19 – Raio e submersões mínimas e máxima de definição da concha de rolo.....	57
Quadro 4.20 – Características de entrada na bacia.....	57
Quadro 4.21 – Quantificação das forças atuantes e dos respectivos momentos em relação ao centro de massa da fundação – açude Cieneguilla.	60
Quadro 4.22 – Verificação da segurança ao deslizamento – açude Cieneguilla.	60
Quadro 4.23 – Verificação da segurança ao derrubamento – açude Cieneguilla.	60
Quadro 4.24 – Verificação das tensões na fundação – açude Cieneguilla.	60
Quadro 4.25 – Verificação das tensões no betão – açude Cieneguilla.	61
Quadro 4.26 – Largura efetiva da soleira descarregadora do açude Matadero.	64
Quadro 4.27 – Coeficiente de vazão da soleira descarregadora do açude Matadero.	64
Quadro 4.28 – Determinação do nível de máxima cheia do açude Matadero.	64
Quadro 4.29 – Parâmetros de definição geométrica do perfil da soleira descarregadora do açude Matadero.....	65

Quadro 4.30 – Quantificação das forças atuantes e dos respectivos momentos em relação ao centro de massa da fundação – açude Matadero.	67
Quadro 4.31 – Verificação da segurança ao deslizamento – açude Matadero.	67
Quadro 4.32 – Verificação da segurança ao derrubamento – açude Matadero.	67
Quadro 4.33 – Verificação das tensões na fundação – açude Matadero.	67
Quadro 4.34 – Verificação das tensões no betão – açude Matadero.	68
Quadro 4.35 – Dimensionamento do túnel em superfície livre entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero–solução 1.	70
Quadro 4.36 – Dimensionamento do canal e túnel em superfície livre entre o açude Matadero e a câmara de carga (solução económica) – solução 1.	71
Quadro 4.37 – Verificação da estabilidade das barras da grelha da câmara de carga – solução 1.	73
Quadro 4.38 – Determinação da espessura e velocidade da conduta forçada – solução 1.	75
Quadro 4.39 – Determinação da secção económica da conduta forçada – solução 1.	75
Quadro 4.40 – Determinação aproximada da variação da carga hidráulica devida ao golpe de Aríete, para tempo de fecho de 6s e de 10s – solução 1.	76
Quadro 4.41 – Determinação do diâmetro do tubo de arejamento – solução 1.	76
Quadro 4.42 – Características gerais de base para o dimensionamento dos maciços – solução 1.	78
Quadro 4.43 – Peso próprio dos maciços – solução 1.	78
Quadro 4.44 – Impulso hidráulico nas curvas – solução 1.	79
Quadro 4.45 – Forças exercida de escorregamento exercida pela conduta forçada em cada maciço – solução 1.	79
Quadro 4.46 – Verificação da segurança à flutuação – solução 1.	79
Quadro 4.47 – Verificação da segurança ao deslizamento dos maciços da conduta forçada – solução 1.	79
Quadro 4.48 – Verificação da segurança ao derrubamento dos maciços – solução 1.	80
Quadro 4.49 – Verificação da tensão na fundação dos maciços – solução 1.	80
Quadro 4.50 – Velocidade específica e velocidade de rotação das turbinas - solução 1.	80
Quadro 4.51 – Altura de aspiração das turbinas – solução 1.	81
Quadro 4.52 – Estimativa preliminar da energia e potência nominal para os caudais em estudo – solução 2.	83
Quadro 4.53 – Custos de investimento diretos para cada um dos caudais – solução 2.	84
Quadro 4.54 – Análise B/C e custo por unidade de energia para os caudais estudados – solução 2. ...	84

Quadro 4.55 – Verificação da estabilidade das barras da grelha da tomada de água no açude Cieneguilla – solução 2.	86
Quadro 4.56 – Verificação da estabilidade das barras da grelha na tomada de água do açude Matadero – solução 2.....	87
Quadro 4.57 – Diâmetros económicos dos troços 1, 2 e 3 da conduta de baixa pressão – solução 2. ..	88
Quadro 4.58 – Determinação da espessura e velocidade do troço 3 da conduta de baixa pressão – solução 2.....	88
Quadro 4.59 – Determinação da secção económica do troço 3 da conduta – solução 2.	88
Quadro 4.60 – Espessura e velocidade do troço 2 e determinação do diâmetro do troço 1 da conduta de baixa pressão – solução 2.	89
Quadro 4.61 – Determinação da secção económica da conduta de baixa pressão – solução 2.	89
Quadro 4.62 – Determinação do diâmetro do tubo de arejamento do troço 1 e do troço 2 – solução 2.. ..	90
Quadro 4.63 – Dimensões da chaminé de equilíbrio – solução 2.....	91
Quadro 4.64 – Determinação da espessura e velocidade da conduta forçada – solução 2.	92
Quadro 4.65 – Determinação da secção económica da conduta forçada – solução 2.	93
Quadro 4.66 – Determinação aproximada da variação da carga hidráulica devida ao golpe de Aríete, para tempos de fecho de 6s e de 10s – solução 2.	93
Quadro 4.67 – Características gerais de base para o dimensionamento dos maciços~- solução 2.....	95
Quadro 4.68 – Peso próprio dos maciços – solução 2.	95
Quadro 4.69 – Impulso hidráulico nas curvas – solução 2.	95
Quadro 4.70 – Forças de deslizamento da conduta forçada – solução 2.	96
Quadro 4.71 – Verificação da segurança à flutuação – solução 2.	96
Quadro 4.72 – Verificação da segurança ao deslizamento dos maciços da conduta forçada – solução 2.	96
Quadro 4.73 – Verificação da segurança ao derrubamento dos maciços – solução 2.	96
Quadro 4.74 – Verificação da tensão na fundação dos maciços – solução 2.	97
Quadro 4.75 – Velocidade específica e velocidade de rotação das turbinas – solução 2.	97
Quadro 4.76 – Altura de aspiração das turbinas – solução 2.....	97
Quadro 5.1 – Limites de funcionamento da turbina Francis.	101
Quadro 5.2 – Parâmetros de definição da turbina Francis para o cálculo do rendimento.	103
Quadro 5.3 – Limites de funcionamento das turbinas.	105
Quadro 5.4 – Parâmetros de definição da turbina Francis para o cálculo do rendimento.	106

Quadro 5.5 – Coeficiente de perda de carga nas curvas da conduta forçada (para $r/D=1.5$) – solução 1.	108
Quadro 5.6 – Total das perdas de carga entre a câmara de carga e a central – solução 1.	110
Quadro 5.7 – Total das perdas de carga nas turbinas – solução 1.	110
Quadro 5.8 – Potência instalada – solução 1.	111
Quadro 5.9 – Caudais médios afluentes ao aproveitamento.	112
Quadro 5.10 – Caudais médios disponíveis no aproveitamento.	113
Quadro 5.11 – Caudais médios turbinados.	114
Quadro 5.12 – Energia elétrica produzível – solução 1.	115
Quadro 5.13 – Energia elétrica produzível (resumo) – solução 1.	115
Quadro 5.14 – Perdas de carga totais no troço 1 (Cieneguilla) e no troço 2 (Matadero) – solução 2.	118
Quadro 5.15 – Coeficiente de perda de carga nas curvas da conduta forçada (para $r/D=1.5$) – solução 2.	119
Quadro 5.16 – Total das perdas de carga entre a câmara de carga e a central – solução 2.	120
Quadro 5.17 – Potência instalada – solução 2.	121
Quadro 5.18 – Energia elétrica produzível – solução 2.	123
Quadro 5.19 – Energia elétrica produzível (resumo) – solução 2.	123
Quadro 6.1 – Verbas admitidas para os custos de investimento.	129
Quadro 6.2 – Verbas admitidas para os custos de exploração.	129
Quadro 6.3 – Custos unitários adotados para os trabalhos nos açudes.	130
Quadro 6.4 – Custos unitários adotados para o canal de adução.	130
Quadro 6.5 – Custos unitários adotados para os túneis.	130
Quadro 6.6 – Custos unitários adotados para a câmara de carga e para a chaminé de equilíbrio.	131
Quadro 6.7 – Custos unitários adotados para o as condutas.	131
Quadro 6.8 – Coeficiente k da equação do custo da central (Agüidis et al., 2010).	131
Quadro 6.9 – Custos adotados para as comportas, grelhas e limpa-grelhas.	132
Quadro 6.10 – Custos unitários adotados para os acessos, ligação à rede elétrica e aquisição de terrenos.	133
Quadro 6.11 – Custo do açude Cieneguilla.	133
Quadro 6.12 – Custo do açude Matadero.	133
Quadro 6.13 – Custo do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.	134
Quadro 6.14 – Custo do túnel e canal entre o açude Matadero e a câmara de carga – solução 1.	134

Quadro 6.15 – Custo da câmara de carga – solução 1.....	134
Quadro 6.16 – Custo da conduta forçada – solução 1.....	134
Quadro 6.17 – Análise económica – solução 1.....	137
Quadro 6.18 – Custo da tomada de água do açude Cieneguilla – solução 2.....	139
Quadro 6.19 – Custo da tomada de água do açude Matadero – solução 2.....	139
Quadro 6.20 – Custo da conduta em baixa pressão – solução 2.....	139
Quadro 6.21 – Custo da chaminé de equilíbrio - solução 2.....	139
Quadro 6.22 – Custo da conduta forçada – solução 2.....	139
Quadro 6.23 – Análise económica – solução 2.....	141

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Aproveitamento hidroelétrico: esquema da solução 1.	5
Figura 2.2 – Aproveitamento hidroelétrico: esquema da solução 2.	9
Figura 3.1 – Localização do aproveitamento (PCH) e das estações hidrométricas de La Quiriquina e El Castillo.	18
Figura 3.2 – Bacias hidrográficas da EH La Quiriquina, da EH El Castillo, do açude Cieneguilla e do açude Matadero.	18
Figura 3.3 – Curvas hipsométricas das bacias hidrográficas do Cieneguilla e do Matadero.	19
Figura 3.4 – Curva de duração do caudal médio diário adimensionalizada.	25
Figura 3.5 – Curva de duração do caudal médio diário do Cieneguilla e do Matadero	25
Figura 3.6 – Gráficos dos ajustamentos das leis de distribuição extremas à série hidrológica.	28
Figura 4.1 – Geometria da soleira descarregadora (BUREC, 1987).	30
Figura 4.2 – Representação das forças geralmente consideradas na verificação da segurança estrutural de perfis gravidade.	32
Figura 4.3 – Submersão mínima numa tomada de água para uma conduta (extraído de ESHA, 2004).36	
Figura 4.4 – Forças atuantes nos maciços da conduta forçada em curvas côncavas e convexas..	46
Figura 4.5 – Gráfico de seleção da turbina que relaciona os parâmetros: queda, caudal e potência (Penche, 1998).....	48
Figura 4.6 – Representação esquemática da altura de sucção da turbina.	50
Figura 4.7 – Dimensões da roda da turbina.	51
Figura 4.8 – Implantação do açude Cieneguilla.	53
Figura 4.9 – Perfis transversais da soleira descarregadora (perfil 1) e dos encontros (perfil 2) no açude Cieneguilla.	54
Figura 4.10 – Perfil do curso de água natural do rio Cieneguilla em cheia centenária ($Q_{T=100\text{anos}}=303.5 \text{ m}^3/\text{s}$).....	54
Figura 4.11 – Perfil do curso de água do rio Cieneguilla em cheia centenária após a introdução do açude com soleira à cota 829.5 ($Q_{T=100 \text{ anos}}=303.5 \text{ m}^3/\text{s}$).	55
Figura 4.12 – Geometria da soleira descarregadora.	56
Figura 4.13 – Geometria da concha de rolo: açude Cieneguilla (Solução 1).	58
Figura 4.14 – Perfis simplificados e ações na condição de carregamento extrema e na condição de carregamento usual do açude do Cieneguilla.	59

Figura 4.15 – Perfil da soleira descarregadora e perfil dos encontros, com indicação das secções de estudo das tensões no betão– açude Cieneguilla.	61
Figura 4.16 – Implantação do açude Matadero.	62
Figura 4.17 – Perfis transversais da soleira descarregadora (perfil 1) e dos encontros (perfil 2) no açude Matadero.	62
Figura 4.18 – Perfil do curso de água natural do rio Matadero em cheia centenária ($Q_{T=100\text{anos}}=692.0 \text{ m}^3/\text{s}$).	63
Figura 4.19 – Perfil do curso de água do rio Matadero em cheia centenária após a introdução do açude dotado de comportas com crista da soleira à cota 825.30 e NPA 829.00 ($Q_{T=100\text{anos}}=692.0 \text{ m}^3/\text{s}$).....	63
Figura 4.20 – Geometria da soleira descarregadora do Matadero.	65
Figura 4.21 – Perfis simplificados e ações na condição de carregamento extrema e na condição de carregamento usual do açude Matadero.	66
Figura 4.22 – Perfil da soleira descarregadora e perfil dos encontros, com indicação das secções de estudo das tensões no betão – açude Matadero.	68
Figura 4.23 – Túnel de adução entre o rio Cieneguilla e o Matadero – solução 1.	69
Figura 4.24 – Perfil longitudinal esquemático do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.....	70
Figura 4.25 – Definição do túnel de adução entre o açude Matadero e o canal de adução – solução 1.70	
Figura 4.26 – Secção do canal e plataforma de escavação – solução 1.....	71
Figura 4.27- Perfil longitudinal esquemático do túnel e canal entre o açude Matadero e a câmara de carga.	72
Figura 4.28 – Dimensões da câmara de carga – solução 1.....	74
Figura 4.29 – Perfil longitudinal da conduta forçada – solução 1.....	77
Figura 4.30 – Dimensões A e B dos maciços de amarração – solução 1.	77
Figura 4.31 – Dimensões das rodas das turbinas – solução 1.	81
Figura 4.32 – Dimensões das evolutas das turbinas – solução 1.....	82
Figura 4.33 – Dimensões dos tubos de sucção das turbinas – solução 1.....	82
Figura 4.34 – Planta do edifício da central - solução 1.	82
Figura 4.35 – Corte 1 do edifício da central - solução 1.	83
Figura 4.36 – Alçado e corte da tomada de água no açude Cieneguilla – solução 2.....	86
Figura 4.37 – Alçado e corte da tomada de água no açude Matadero – solução 2.....	87
Figura 4.38 – Planta esquemática da conduta em baixa pressão – solução 2.....	87
Figura 4.39 – Perfil esquemático do troço 1 da conduta ($D=1.4 \text{ m}$) – solução 2.	89

Figura 4.40 – Perfil esquemático do troço 2 da conduta (D=1.8 m) – solução 2.	90
Figura 4.41 – Perfil esquemático do troço 3 da conduta (D=2.4 m) – solução 2.	90
Figura 4.42 – Corte da chaminé de equilíbrio – solução 2.	92
Figura 4.43 – Perfil longitudinal da conduta forçada – solução 2.	94
Figura 4.44 – Dimensões A e B dos maciços de amarração – solução 2.	94
Figura 4.45 – Dimensões das rodas das turbinas – solução 2.	98
Figura 4.46 – Dimensões das caixas espiral das turbinas – solução 2.	98
Figura 4.47 – Dimensões dos tubos de sucção das turbinas – solução 2.	98
Figura 4.48 – Planta do edifício da central – solução 2.	99
Figura 4.49 – Corte 1 do edifício da central – solução 2.	99
Figura 5.1 – Curva de rendimento de uma turbina Francis da Voith.	102
Figura 5.2 – Curvas de rendimento das turbinas com base em diferentes fontes.	106
Figura 5.3 – Gráfico da energia mensal média produzível e da energia mensal média produzível acumulada – solução 1.	111
Figura 5.4 – Gráfico da energia mensal média produzível e da energia mensal média produzível acumulada – solução 2.	122
Figura 6.1 – Planeamento simplificado dos trabalhos e distribuição dos custos – solução 1.	136
Figura 6.2 – Planeamento simplificado dos trabalhos e distribuição dos custos – solução 2.	140

Simbologia

a – afastamento das barras

α – ângulo da conduta a montante do maciço com o plano horizontal

A – área

A_C – área da bacia hidrográfica da EH El Castillo

A_{CA} – área do tubo de arejamento

A_{Cb} – área da secção transversal da conduta adutora de baixa pressão

A_{Cie} – área da bacia hidrográfica de Cieneguilla

A_{EH} – área da bacia hidrográfica da estação hidrométrica

A_{PCH} – área da bacia hidrográfica secção em estudo

A_{Mat} – área da bacia hidrográfica de Matadero

A_{ch} – área da secção transversal da chaminé de equilíbrio

$A_{v,s}$ – área vertical submersa

β – ângulo da conduta a jusante do maciço com o plano horizontal

b_p – largura dos pilares

B – rasto do canal ou túnel

B – comprimento da base da fundação

B_t – benefícios gerados

c – celeridade

C – coeficiente de descarga

C – coeficiente de aproximação do escoamento

C_E – custo por unidade de energia produzida atualizada

C_{EC} – custo do edifício da central

C_{EM} – custo dos equipamentos eletro-mecânicos na central

C_{EP} – custo da energia perdida

C_{E0} – custo por unidade de energia produzida

C_m – custo médio anual

C_P – influência da profundidade a montante no coeficiente de vazão

C_P – custo por unidade de potência instalada

$\frac{C_w}{C_P}$ – influência da carga hidráulica no coeficiente de vazão

$\frac{C_{wi}}{C_{wv}}$ – influência da inclinação do paramento de montante no coeficiente de vazão

C_t – custo da turbina

d – diâmetro do tubo de arejamento

D – diâmetro

D_a – custos anuais de operação e manutenção

D_{at} – despesas de operação e manutenção atualizadas

D_{Cb} – diâmetro interno da conduta de baixa pressão

D_{CF} – diâmetro interno da conduta forçada

D_e – diâmetro económico

e – excentricidade

e – espessura das barras

e_c – espessura de corrosão

e_{calc} – espessura de cálculo

e_{com} – espessura de comercial

e_{CF} – espessura da conduta forçada

e_{Cb} – espessura da conduta de baixa pressão

e_L – espessura da laje

e_{min} – espessura mínima da conduta

e_p – espessura das paredes do canal

e_t – espessura das paredes e da laje do túnel

E_p – energia perdida

E_a – energia anual eléctrica produzível

E_N – energia anual produzida para turbina à potência nominal

E_s – módulo de elasticidade do aço

f – influência do nível a jusante no coeficiente de vazão

f – frequência da rede alimentada

f – folga em relação à altura do regime uniforme ou ao nível de máxima cheia

f_b – frequência das barras

f_{ck} – tensão característica do betão à compressão

f_v – frequência dos vórtices que são gerados pela introdução da grelha

F_a – fator de atualização

F_H – forças horizontais actuantes
 F_M – Força de escorregamento a montante
 F_J – Força de escorregamento a jusante
 F_V – forças verticais
 $F_{V,e}$ – forças verticais estabilizadoras
 $F_{V,d}$ – forças verticais desestabilizadoras
 Fr – número de Froude
 $F(x_i)$ – função de distribuição empírica de probabilidade
 g – aceleração da gravidade
 G_b – peso próprio do betão
 h_a – carga cinética de aproximação do escoamento
 h_{anual} – número de horas anuais de funcionamento da central
 h_c – altura do canal
 h_E – altura de solo sobre a conduta
 h_j – altura da água a jusante
 h_M – altura da água a montante
 h_{pt} – altura interior da parede do túnel
 h_p – altura da parede do canal
 h_s – altura do solo
 h_t – altura interior do túnel
 h_u – altura da água em regime uniforme
 h_w – altura de água
 H – carga hidráulica
 H_b – queda bruta
 H'_B – carga máxima da conduta para a condição de ensaio
 H_{Ch} – altura da chaminé de equilíbrio
 H_{eq} – queda equivalente
 H_{max} – carga hidráulica máxima
 H_M – carga hidráulica máxima transitória
 H_N – queda nominal
 H_s – altura de aspiração

H_u – queda útil

H_0 – carga hidráulica de definição da soleira descarregadora

H_0 – carga hidroestática

\bar{H} – altura média

i – taxa da atualização

i – inclinação aa soleira do canal ou do túnel

I – impulso hidráulico

I_t – investimento total atualizado

I_0 – investimento total

J – perda de carga unitária

k – módulo de elasticidade volumétrica da água

k_c – coeficiente de compacidade ou índice de Gravelius.

k_f – fator de forma

k_f – fator de eficiência das soldaduras

k_n –relação média mensal entre os caudais médios diários de El Castillo e La Quiriquina

K_e – coeficiente de contração dos encontros

K_p – coeficiente de contração dos pilares

K_s – coeficiente de rugosidade de Strickler

K_T – fator que depende do tipo de turbina e operação

K_0 – relação entre a perda de carga e a oscilação na chaminé de equilíbrio

K_1 – coeficiente relacionado com a colmatação das grelhas

L – comprimento da soleira descarregadora

L – comprimento do rio principal da bacia hidrográfica

L_C – comprimento do canal

L_{CC} – largura da câmara de carga

L_{CF} – comprimento da conduta forçada

L_{Cb} – comprimento da conduta adutora de baixa pressão

L_M – comprimento da conduta entre o maciço e o maciço imediatamente a montante

L_m – largura do maciço

L_J – comprimento da conduta entre o maciço e o maciço imediatamente a jusante

L_{pl} – largura da plataforma

L_t – comprimento do túnel
 L' – largura efectiva da soleira descarregadora
 l – largura média da bacia hidrográfica
 M – momento da força
 N – número de anos da série hidrológica
 n – número total da amostra
 n_s – velocidade de rotação específica
 n_o – velocidade de rotação da turbina
 p – número de pares de polos do gerador.
 p_{div} – perdas eléctricas diversas
 P – altura de aproximação à soleira descarregadora
 P – perímetro
 P_N – potência nominal ou potência instalada
 P_{atm} – pressão atmosférica
 P_c – pressão de colapso
 P_d – pressão hidroestática máxima na conduta
 P_e – pressão de ensaio da conduta forçada
 P_0 – pressão hidrostática
 Q – caudal
 Q_{mod} – caudal modular
 Q_C – caudal médio diário em El Castillo
 Q_{eq} – caudal equivalente
 Q'_i – caudal disponível
 Q_i – caudal na estação i
 Q_i – caudal afluente no dia i
 Q_{i_k} – caudal médio do dia k do ano i
 $Q_{i_k,EH}$ – caudal médio do dia k no ano i na secção da estação hidrométrica
 $Q_{i_k,PCH}$ – caudal médio do dia k no ano i , na secção em estudo
 Q_{min} – caudal mínimo
 Q_{max} – caudal máximo
 Q_{Cie} – caudal médio diário na secção de Cieneguilla

Q_{Mat} – caudal médio diário na secção de Matadero
 Q_N – caudal nominal
 Q_Q – caudal médio diário em La Quiriquina
 Q_r – caudal a reservar
 Q_T – caudal turbinado
 Q_x – caudal de preenchimento de falha
 q – caudal por metro de comprimento
 r – raio do arco superior do túnel
 R – raio hidráulico
 R_t – receitas geradas pelo projeto durante a exploração
 S – subpressão
 S – submersão mínima requerida
 S_t – número de Strouhal
 t_a – tempo de anulação de caudal
 t_c – tempo de concentração
 t_h – tempo de inércia hidráulica
 t_v – pressão do vapor da água
 T – período de retorno
 T – número de horas de um ano de produção
 T_c – tempo crítico
 T^* – período da oscilação extrema do nível da chaminé de equilíbrio
 V – velocidade
 V_a – velocidade de atravessamento das grelhas
 V_C – velocidade inicial do escoamento no canal de adução
 V_{Cb} – velocidade inicial do escoamento na conduta adutora de baixa pressão
 V_{CF} – velocidade inicial do escoamento na conduta forçada
 V_t – valor financeiro do ano t
 V_0 – valor financeiro do ano 0
 W – peso da água
 Z – cota de referência
 \bar{Z} – altitude média

α – ângulo da grelha com a horizontal

α_1 – limite mínimo de funcionamento da turbina

α_2 – limite máximo de funcionamento da turbina

γ_a – peso volúmico do material das barras

γ_b – peso volúmico do betão

γ_E – peso volúmico do solo

γ_s – peso volúmico do aço

γ_w – peso volúmico da água

Δh – perdas de carga

Δh_L – perdas de carga localizadas

Δh_{cb} – a perda de carga na conduta de adutora de baixa pressão

Δh_{eq} – perda de carga equivalente

Δh_N – perda de carga total para o caudal de dimensionamento da conduta

ΔH – oscilação máxima transitória da carga hidráulica

ΔP – diferença de pressão

ΔV – variação da velocidade

ΔZ – desnível no canal de adução

ΔZ_{max}^* – oscilação extrema no nível da chaminé de equilíbrio sem perdas de carga

ΔZ_{max} – oscilação extrema no nível da chaminé de equilíbrio considerando perdas de carga

ΔZ_{min} – oscilação mínima no nível da chaminé de equilíbrio considerando perdas de carga

ξ – coeficiente de perda de carga localizada

\emptyset – ângulo de atrito

η – rendimento total

η_G – rendimento do gerador

η_m – rendimento ponderado

η_N – rendimento para o caudal nominal

η_t – rendimento da turbina

η_T – rendimento do transformador

μ – coeficiente de vazão

ρ – massa volúmica da água

σ – coeficiente de cavitação (coeficiente de Thoma)

σ_{adm} – tensão máxima admissível

σ_i – tensão na base da fundação

σ_f – tensão máxima admissível para o aço

V – volume médio anual turbinado

V_{ec} – volume de eclusagem

V_b – volume de betão

Acrónimos

CSD – coeficiente mínimo de segurança ao deslizamento

CSF – coeficiente mínimo de segurança à flutuação

B/C – benefício-custo

EH – estação hidrométrica

HEC-RAS – River Analysis System of Hydrologic Engineering Center

NCC – nível da regulação na câmara de carga

NE – nível estático

Nleito – cota do leito

NMC – nível máximo de cheia

Nj – cota a jusante

NPA – nível de pleno armazenamento

Nr – cota na restituição

O&M – operação e manutenção

PCH – pequenas centrais hidroelétricas

PR – período de retorno

R – receitas

TIR – taxa interna de rentabilidade

VLA – valor líquido actualizado

WES – waterway experimental station

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

Os pequenos aproveitamentos hidroelétricos ou pequenas centrais hídricas (PCH), visam a produção de energia eléctrica, a partir da energia potencial dos caudais fluviais em regime natural. Estas centrais produzem uma das formas de energia renovável – hidroeletricidade - uma vez que utilizam um recurso natural e renovável (a água dos rios) e apresentam um impacto ambiental relativamente baixo.

A geração de energia a partir de fontes renováveis é um passo muito importante na redução das emissões de CO₂, sendo a hidroenergia uma das fontes renováveis mais relevante. Trata-se de uma energia limpa com impactos ambientais mínimos (não utiliza energias fósseis e portanto não apresenta os inconvenientes associados), devolvendo a matéria-prima ao seu curso natural e contribuindo para o desenvolvimento da região onde se insere.

A produção de energia hidroelétrica baseia-se no aproveitamento de desníveis naturais de um curso de água ou de desníveis criados artificialmente com a construção de barragens. Os caudais a turbinar, são desviados do curso de água ou da albufeira e encaminhados para as turbinas através dos circuitos hidráulicos do aproveitamento.

A grande maioria das pequenas centrais hidroeléctricas são aproveitamentos a fio de água, no caso, sem retenção ou com muito baixa capacidade de retenção ou armazenamento. As turbinas só produzem energia quando há caudal disponível no rio, pois quando o escoamento no rio é inferior a um valor predeterminado, a geração cessa. Alguns sistemas, são sistemas autónomos em sítios isolados, mas em grande maioria dos casos, a electricidade produzida é ligada à rede.

A escolha da localização do aproveitamento hidroeléctrico, bem como da implantação das suas diversas estruturas, está condicionada a factores técnicos (recursos naturais, condições geológicas e características topográficas locais) e a factores económicos. O objectivo é, portanto, construir a melhor solução técnica ao menor custo possível. Os estudos de concepção e análise de viabilidade técnico-económica visam a selecção de soluções tecnicamente viáveis, a análise dos seus custos e dos benefícios financeiros gerados pela aproveitamento, avaliando a sua rentabilidade e viabilidade, por forma a permitir inferir a solução óptima ou se o projecto de aproveitamento hidroeléctrico revela ou não interesse.

1.2. Objetivos

O desenvolvimento do estudo de concepção e de viabilidade técnico-económica de duas soluções para um pequeno aproveitamento hidroeléctrico no rio Matadero e no rio Cieneguilla (região del Maule), no Chile, constitui o objectivo principal deste trabalho. Esse estudo compreende como objectivos secundários:

- i. o dimensionamento hidráulico e estrutural dos principais elementos que constituem as soluções propostas para o pequeno aproveitamento hidroeléctrico, nomeadamente; açudes e descarregadores de cheia; canais de adução; câmara de carga; condutas de baixa pressão; chaminé de equilíbrio, condutas forçadas, central e restituição;
- ii. a avaliação do potencial hídrico para o aproveitamento, nas secções dos rios Cieneguilla e Matadero;
- iii. a escolha e o dimensionamento das turbinas a instalar na central;
- iv. a previsão da energia produzível;
- v. a estimativa global dos custos de construção, de operação e manutenção de cada uma das soluções equacionadas e a avaliação das respectivas receitas do aproveitamento;
- vi. a avaliação de indicadores económicos e de investimento relativos a cada solução.

1.3. Metodologias

A concepção das soluções técnicas possíveis para o aproveitamento hidroeléctrico baseou-se na definição de dois “*layouts*” diferenciados para o sistema de transporte, nomeadamente através de canais (solução 1) e através de condutas de baixa pressão (solução 2).

A definição dos açudes (ou estruturas de retenção) a construir nos cursos de água de Cieneguilla e Matadero foi orientada no sentido da minimização de impactos nas respectivas linhas de água. Essa avaliação foi desenvolvida com base nos resultados das simulações computacionais do regime permanente em trechos representativos daqueles cursos de água, através ao software HEC-RAS (River Analysis System of Hydrologic Engineering Center).

O estudo hidrológico, baseado nas séries hidrológicas de caudais médios diários registados em duas estações hidrométricas no rio Longavi (disponíveis na plataforma digital da “Dirección General de Aguas”, organismo dependente do Ministério de Obras Publicas de Chile (<http://snia.dga.cl/BNAConsultas/reportes>)), forneceu a estimativa do potencial hídrico para o aproveitamento, nas duas secções dos rios Cieneguilla e Matadero e a previsão dos caudais de ponta de cheia ou de dimensionamento dos descarregadores de cheia.

As estruturas hidráulicas previstas em cada solução, seguiram, sempre que disponíveis, as especificações dimensionais das estruturas normalizadas pelo Bureau of Reclamation. Relativamente à definição do equipamento electromecânico, foram seguidas as orientações da ESHA, utilizando dados disponibilizados pelos fabricantes e conteúdos de algumas fontes bibliográficas existentes.

A análise económica comparativa entre as duas soluções estudadas foi baseada na estimativa global dos custos de construção dos sistemas (diretos e indiretos), dos respectivos custos de operação e manutenção e na avaliação das receitas obtidas a partir da previsão das energias produzíveis. A

avaliação de indicadores económicos e de investimento relativos a cada solução, orientaram a definição da solução mais favorável.

1.4. Estrutura do trabalho

O presente documento foi organizado em 7 capítulos cujos conteúdos são seguidamente descritos:

- Capítulo 1, com uma introdução ao tema, uma referência às metodologias aplicadas e a descrição da estrutura de organização do trabalho;
- Capítulo 2, desenvolve uma caracterização das soluções concebidas e avaliadas técnica e economicamente;
- Capítulo 3, respeita ao estudo hidrológico desenvolvido para obtenção da curva de duração de caudais médios diários, do caudal modular e do caudal ecológico a reservar. Inclui ainda a previsão dos caudais de ponta de cheia na secção dos açudes;
- Capítulo 4, apresenta o dimensionamento hidráulico e estrutural dos principais elementos/componentes integrantes do aproveitamento hidroelétrico concebido;
- Capítulo 5, inclui a avaliação da energia anual média produzível;
- Capítulo 6, apresenta a avaliação económica das soluções estudadas;
- Por fim, o capítulo 7 inclui as principais conclusões do trabalho.

2. Descrição geral das soluções selecionadas para o aproveitamento hidroelétrico

2.1 Solução 1

A solução 1 para o aproveitamento hidroelétrico (ver **Desenhos 1 a 3**) integra: dois açudes (um instalado no rio Cieneguilla e o outro no rio Matadero); um túnel de ligação entre os dois açudes, desviando os caudais de Cieneguilla para Matadero; um sistema adutor em canal entre o açude Matadero e a câmara de carga, com um trecho inicial em túnel; uma câmara de carga; uma conduta forçada e um edifício da central (com dois grupos turbina-gerador). Na **Figura 2.1** é esquematicamente apresentada a solução adotada.

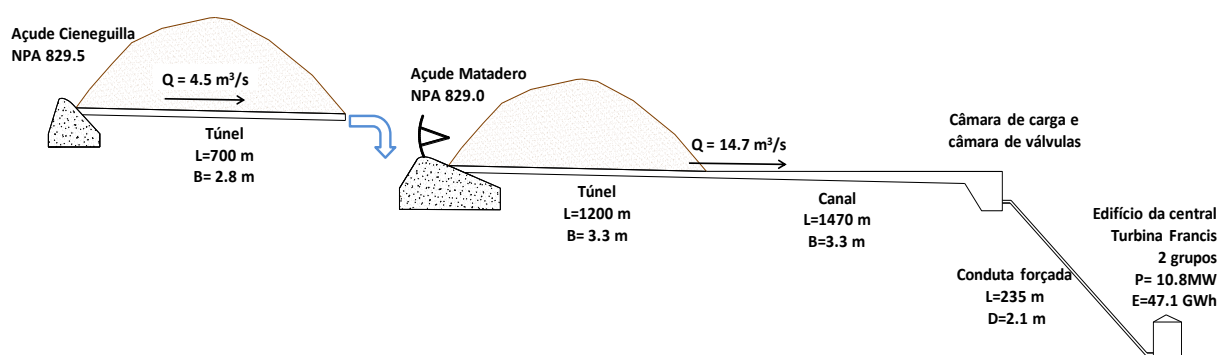


Figura 2.1 – Aproveitamento hidroelétrico: esquema da solução 1.

2.1.1. Açudes

O **açude no rio Cieneguilla**, em betão gravidade, com soleira descarregadora em superfície livre do tipo WES, com crista à cota 829.5 m correspondente ao NPA, possui um desenvolvimento total de 67.0 m. A soleira descarregadora foi dimensionada para o caudal $303.5 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente à cheia centenária. O nível de máxima cheia (NMC) atinge uma cota de 831.0 m.

No encontro da margem direita considera-se a instalação de uma descarga de fundo com dimensões de 2.0 m x 2.0 m, obturada por uma comporta plana com as mesmas dimensões, que permitirá colocar a albufeira e o circuito hidráulico a seco em época de menores caudais, bem como proceder à limpeza dos sedimentos depositados a montante do açude.

Considerou-se a construção de um acesso rodoviário ao açude pela margem esquerda do rio Cieneguilla, através do alargamento e prolongamento do acesso já existente. Na margem direita será executado igualmente um acesso rodoviário, que permitirá aceder à comporta da descarga de fundo.

O **açude no rio Matadero**, em betão gravidade, tem soleira do tipo WES com crista à cota 825.3 m e 31.0 m de desenvolvimento. Sobre a soleira serão instaladas três comportas, apoiadas em pilares para um nível de pleno armazenamento (NPA) de 829.0 m, cuja abertura será regulada por medidores de nível. As comportas serão completamente abertas para o $\text{NMC} = 830.3 \text{ m}$. A soleira descarregadora foi dimensionada para o caudal de $692.0 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente ao caudal à cheia centenária.

Na margem esquerda, será ainda instalada uma descarga de fundo, com dimensões 3.0 m x 3.0 m, que permitirá colocar a albufeira e o circuito hidráulico a seco, em época de menores caudais, bem como proceder à limpeza dos sedimentos depositados a montante do açude.

O acesso ao açude será efetuado pela margem esquerda através de um acesso a construir, que incluirá uma ponte sobre o rio Cieneguilla. Sobre o açude Matadero será construída uma passagem superior pedonal em betão armado, apoiado nos pilares de apoio às comportas, que permitirá aceder à comporta de descarga de fundo.

No quadro seguinte apresenta-se o resumo da caracterização das condições nos açudes.

Quadro 2.1 – Características dos açudes.

		Cieneguilla	Matadero
Área da Bacia (km ²)		57.7	131.5
Caudal máximo de cheia centenária (m ³ /s)		303.5	692.0
Cota do leito do rio (m)		823.6	821.6
Cota do topo dos encontros (m)		832.0	831.3
Cota da base da fundação (m)		823.1	819.1
Altura total do açude (m)		8.9	12.2
NMC (m)		831.0	830.3
NPA (m)		829.5	829.0
Soleira descarregadora	Cota da crista (m)	829.5	825.3
	Comprimento (m)	67.0	31.0
Descarga de fundo	Dimensões (m x m)	2.0 x 2.0	3.0 x 3.0
	Cota da soleira (m)	823.6	821.6

2.1.2. Tomadas de água

No rio **Cieneguilla**, o caudal máximo derivado de 4.5 m³/s, é captado através de uma tomada de água, não obturada ou protegida, instalada a montante do açude, na margem direita do rio Cieneguilla, com secção igual à do túnel em superfície livre que lhe segue, que descarregará os caudais aduzidos para montante do açude Matadero. A soleira da tomada de água será instalada à cota 827.2 m

No rio **Matadero**, a tomada de água será feita, na margem direita do rio Matadero, diretamente para o troço inicial em túnel do circuito de adução dimensionado para um caudal de 14.7 m³/s. Na secção inicial do túnel considera-se a instalação de uma comporta plana de dimensões 2.9 x 4.5 m, que uma vez fechada permitirá colocar a seco o sistema adutor a jusante do açude Matadero.

No quadro seguinte apresenta-se o resumo das características das tomadas de água.

Quadro 2.2 – Características das tomadas de água – solução 1.

		Cieneguilla	Matadero
Tomada de água	Caudal captado (m ³ /s)	4.5	14.7
	Cota da soleira (m)	827.2	826.5

2.1.3. Túneis e canais de adução

O caudal captado no açude **Cieneguilla** será derivado para a albufeira do açude Matadero através de um túnel em superfície livre, que será escavado em rocha e não revestido, dimensionado para o caudal máximo de 4.5 m³/s. O túnel terá um comprimento de 700 m e será composto por uma secção rectangular com um rasto de 2.8 m e uma altura vertical de 2.4 m, sendo o topo em arco com um raio de 1.4 m, resultando numa área total de 9.8 m². A soleira do túnel prevê-se, na sua secção inicial, à cota 827.2 m e, na secção final, à cota 826.7 m, que corresponde a uma inclinação de fundo de 0.07%. Na secção final do túnel, a cota da superfície livre do escoamento em regime uniforme para o caudal máximo captado (4.5 m³/s) prevê-se igual à cota do NPA da albufeira no rio Matadero (829.0 m). As características do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero apresentam-se no **Quadro 2.3**.

Quadro 2.3 – Características do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.

Caudal de dimensionamento (m ³ /s)	4.5
Rasto (m)	2.8
Altura útil em regime uniforme (m)	2.3
Altura do túnel na secção rectangular (m)	2.4
Altura do arco superior (m)	1.4
Inclinação da laje de soleira (%)	0.07
Comprimento (m)	700

O circuito hidráulico a jusante do açude **Matadero (Quadro 2.4)**;, tem 2670 m de desenvolvimento total, fundo com inclinação de 0.1%, rasto constante de 2.7 m e altura da água em regime uniforme de 2.5 m, para o caudal máximo de dimensionamento de (14.7 m³/s). Será composto por um troço inicial em túnel e outro troço em canal, ambos em superfície livre, dividido da seguinte forma:

Túnel com desenvolvimento de 1200 m, com uma secção rectangular escavada constante com 2.9 m de largura e 3.1 m de altura e um topo em arco com raio de 1.5 m, resultando numa área total de escavação de 12.3 m². A laje desenvolve-se entre a cota 826.5 m no início do túnel e 825.3 m no final. O túnel será executado em betão armado na sua secção rectangular, resultando no rasto de 2.7 m e uma altura útil de 3.0 m.

Canal de adução em superfície livre (entre a saída do túnel e a câmara de carga) com desenvolvimento de 1470 m. O canal terá uma secção rectangular e paredes de topo horizontal, com uma altura interior de 3.0 m à saída do túnel e de 4.5 m na chegada à câmara de carga. Previu-se a construção de uma plataforma lateral para circulação de veículos, com uma largura de 3.5 m.

Quadro 2.4 – Características do circuito hidráulico entre o açude Matadero e a câmara de carga – solução 1.

Troço	Rasto (m)	Comprimento (m)	Altura interior das paredes (m)		Altura da água em regime uniforme (m)	Cota da laje (m)		Cota do topo das paredes (m)	
			Secção inicial	Secção final		Secção inicial	Secção final	Secção inicial	Secção final
Túnel	2.7	1200	3.0	3.0	2.5	826.5	825.3	829.5	828.3
Canal		1470	3.0	4.5		825.3	823.8	828.3	828.3

2.1.4. Câmara de carga

A **câmara de carga** assegura a transição do escoamento em superfície livre do canal para o escoamento em pressão na conduta forçada. Considerou-se uma área em planta de 160 m² (8.0 m x 20.0 m) e uma altura máxima de 8.3 m na zona da tomada de água para a conduta forçada. A montante da tomada de água para a conduta forçada, será instalada uma grelha, com uma área total de 36.0 m² e uma inclinação de 80° com a horizontal, por forma a facilitar a colocação de um limpagrelhas automático, que impedirá a entrada de detritos que poderão danificar os equipamentos a jusante. A montante da grelha, será instalada uma pequena bacia com fundo fortemente inclinado terminando numa parede vertical, que permitirá a sedimentação dos detritos.

Anexa à câmara de carga será instalada uma **câmara de válvulas**, para alojamento dos equipamentos de manutenção e proteção da conduta forçada (válvula borboleta; junta de desmontagem e contrapeso), bem como os equipamentos elétricos de comunicação com a central.

2.1.5. Conduta forçada

A **conduta forçada (Quadro 2.5)**, em aço helicoidal com um diâmetro de 2100 mm e com um comprimento total de 235 m, foi dimensionada para o caudal máximo de 14.7 m³/s, desenvolvendo-se entre as cotas (ao eixo) de 821.5 m na tomada de água e de 732.9 m na chegada à central. No seu troço inicial será instalada uma válvula borboleta.

A conduta forçada será enterrada, sendo apoiada diretamente no solo nos seus troços retos, e nas suas sete curvas será envolvida ou apoiada em maciços em betão armado, tratando-se de curvas convexas ou côncavas, respetivamente.

Quadro 2.5 – Características da conduta forçada – solução 1.

Caudal de dimensionamento (m ³ /s)	14.7
Comprimento (m)	235
Diâmetro interno (mm)	2100
Espessura (mm)	11
Cota do eixo da conduta na secção inicial (m)	821.5
Cota do eixo da conduta na secção final (m)	732.9

2.1.6. Edifício da central

O edifício da central, a céu aberto, será instalado na margem direita do rio Cieneguilla, com piso superior à cota 744.1 m e área em planta de 324.0 m² (27.0 m x 12.0 m). O troço final da conduta forçada bifurca, no exterior da central nas duas condutas de alimentação às turbinas. A central aloja as turbinas, as respetivas válvulas borboleta, dois grupos turbina-gerador, com turbinas Francis e geradores síncronos, quadros elétricos de comando e controlo, bem como toda a instalação elétrica e de comunicação. O posto de transformação será instalado em plataforma exterior à central.

O edifício desenvolver-se-á em dois níveis: o primeiro nível será a entrada do edifício da central, à cota 744.1 m, onde serão instalados os equipamentos elétricos e quadros de comando; o segundo nível corresponde à cota de instalação das turbinas, sendo a turbina 1 instalada à cota 731.6 m e a turbina 2 à cota 732.1 m. As principais características dos equipamentos apresentam-se no **Quadro 2.6**.

Quadro 2.6 – Características dos equipamentos da central – solução 1.

	Turbina 1	Turbina 2
Caudal nominal (m ³ /s)	4.3	10.4
Cota mínima da restituição (m)	736.8	
Cota da restituição em cheia centenária (m)	743.1	
Potência instalada (kW)	3138	7640
	10778	
Queda útil (m)	86.3	86.6
Volume anual médio turbinado (hm ³)	57.0	174.8
	231.7	
Energia anual média (GWh)	11.6	35.6
	47.1	
	Turbina Francis de eixo horizontal	
Potência no veio (kW)	3382	8208
Cota do eixo da turbina (m)	733.1	734.3
	Gerador síncrono	
nº pares de polos	3	5
Velocidade de rotação (r.p.s)	16.7	10.0
Velocidade específica	0.22	0.21

2.2 Solução 2

A solução 2 (**desenhos 4 a 6** em anexo) é constituída por: dois açudes, com as mesmas características da solução 1; três troços de conduta de adução em baixa pressão; uma chaminé de equilíbrio; uma conduta forçada e um edifício da central (constituído por dois grupos turbina-gerador). Na **Figura 2.2** apresenta-se esquematicamente a solução adotada.

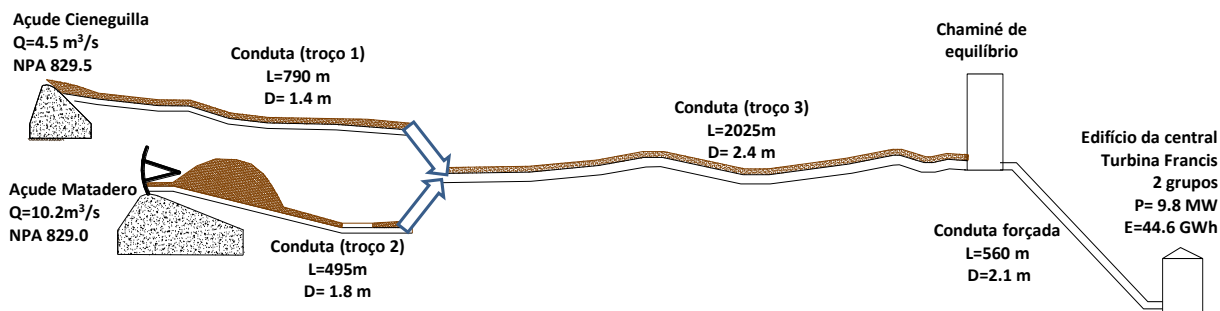


Figura 2.2 – Aproveitamento hidroelétrico: esquema da solução 2.

2.2.1. Açudes

Os açudes terão as características apresentadas na solução 1.

2.2.2. Tomadas de água

No rio **Cieneguilla**, a tomada de água frontal e submersa, dimensionada para o caudal de 4.5 m³/s, , será instalada no encontro esquerdo do açude e ligará a uma conduta com diâmetro 1.4 m, com eixo à cota 826.3 m. A tomada de água será protegida a montante por uma grelha com área total de 6.35 m² (com uma largura de 2.5 m e altura total de 2.55 m) e uma inclinação com a horizontal de 80 °, para a instalação do dispositivo limpa-grelhas automático. A soleira da tomada de água será instalada à cota 825.6 m, ou seja, 3.9 m abaixo do NPA (829.5 m) por forma a garantir as condições de submersão mínima requeridas para a conduta em baixa pressão que se lhe segue. Entre a conduta e a grelha será instalada uma comporta de correr com área total de 6.25 m² (2.5 m x 2.5 m), que permitirá pôr a seco a conduta que se encontra a jusante. Serão ainda instaladas sondas de nível para controlo do limpa-grelhas e para possibilitar a regulação da turbina a partir da tomada de água.

No rio **Matadero**, a tomada de água frontal e submersa, dimensionada para um caudal de 10.2 m³/s, será instalada no encontro esquerdo do açude e ligará a uma conduta com diâmetro 1.8 m, com eixo à cota 824.6 m. Imediatamente a montante será instalada uma grelha para proteção dos equipamentos com uma área total de 16.2 m² (com uma largura de 4 m e altura total de 4.05 m) e uma inclinação com a horizontal de 80 °, para instalação do dispositivo limpa-grelhas automático. A soleira da tomada de água estará à cota 823.7 m, ou seja, 5.8 m abaixo do NPA (829.5 m). Entre a conduta e a grelha será instalada uma comporta de correr com área total de 16.0 m² (4.0 m x 4.0 m), que permitirá por a seco a conduta que se encontra a jusante. Será dotada de sondas de nível para controlo do limpa-grelhas e para a regulação da turbina.

No quadro seguinte apresenta-se o resumo das características das tomadas de água.

Quadro 2.7 – Características das tomadas de água – solução 2.

	Cieneguilla	Matadero
Caudal captado (m ³ /s)	4.5	10.2
Cota da soleira (m)	825.6	823.7
Área da grelha (m ²)	6.35	16.2
Área da comporta de isolamento (m ²)	6.25	16.0
Diâmetro da conduta a jusante (mm)	1400	1800
Cota do eixo da conduta a jusante (m)	826.3	824.6

2.2.3. Conduta de adução em baixa pressão

A conduta de adução em baixa pressão que liga os açudes à chaminé de equilíbrio, executada em aço soldado, está dividida em três troços (**Quadro 2.8**):

Troço 1: conduta que fará a ligação entre o açude Cieneguilla (eixo à cota 826.3 m) e a ligação ao troço 3 (eixo à cota 797.3 m), dimensionada para o caudal máximo de 4.5 m³/s, será executada em vala enterrada, com uma altura média de solo sobre a conduta de 1.5 m, para possibilitar que o

acesso rodoviário seja efetuado sobre a conduta. Este troço tem um comprimento total de 790 m e um diâmetro de 1400 mm.

Troço 2: conduta que fará a ligação entre o açude Matadero (eixo à cota 824.6 m) e ao troço 3 (eixo à cota 797.3 m), foi dimensionada para o caudal máximo de 10.2 m³/s. Este troço tem um comprimento total de 495 m, um diâmetro de 1800 mm, sendo dividido da seguinte forma:

- **Troço 2.1:** a jusante da tomada de água, num comprimento total de 50 m, a conduta será instalada em vala enterrada com uma altura média de solo sobre a conduta de 1.5 m, para permitir que o acesso rodoviário seja efectuado sobre esta.
- **Troço 2.2:** a jusante do troço 2.1, instalada à vista no interior de um túnel, num comprimento total de 210 m. O túnel terá uma largura total de 4.8 m, para possibilitar a instalação da conduta e de uma plataforma lateral com 3.0 m de largura, para acesso rodoviário.
- **Troço 2.3:** a jusante do troço 2.2, a conduta será novamente instalada em vala enterrada, num comprimento de 70 m, nas condições indicadas para o troço 2.1.
- **Troço 2.4:** a conduta será fixada ao tabuleiro da ponte a executar sobre o rio Cieneguilla, num comprimento total de 45 m;
- **Troço 2.5:** com o seu início à saída da ponte a conduta volta a ser instalada em vala enterrada, nas condições indicadas para o troço 2.1, num comprimento total de 120 m.

Troço 3: entre a secção de confluência dos troços 1 e 2 (eixo à cota 797.3 m) e a chaminé de equilíbrio (eixo à cota 818.2 m). Dimensionado para o caudal máximo de 14.7 m³/s, terá um comprimento total de 2025 m e um diâmetro de 2400 mm em toda a sua extensão. A conduta será instalada em vala enterrada com a profundidade média de 1.5 m, permitindo assim que o acesso rodoviário seja efectuado sobre a mesma. Nas cotas mais baixas será dotada de válvulas de descarga que permitam o esvaziamento da conduta e nas cotas mais elevadas será dotada de ventosas.

Quadro 2.8 – Principais características da conduta em baixa pressão – solução 2.

Troço	Diâmetro (m)	Caudal de dimensionamento (m ³ /s)	Comprimento (m)	Cota do eixo da conduta (m)		
				Secção inicial	Secção final	
1	Vala enterrada	1.4	4.5	790	826.3	797.3
2	Vala enterrada	1.8	10.2	50	824.6	797.3
	Túnel			210		
	Vala enterrada			70		
	Ponte			45		
	Vala enterrada			120		
3	Vala enterrada	2.4	14.7	2025	797.3	818.2

2.2.4. Chaminé de equilíbrio

A chaminé de equilíbrio, constituindo a fronteira jusante da conduta de baixa pressão e a fronteira montante da conduta forçada terá um diâmetro de 15.5 m (área da sua secção transversal de 188.7 m²).

A laje de soleira estará instalada à cota 817.0 m e o topo das paredes à cota 834.8 m, o que resulta numa altura total de 17.8 m.

2.2.5. Conduta forçada

A **conduta forçada (Quadro 2.9)**, em aço helicoidal com um diâmetro de 2100 mm, foi dimensionada para o caudal de 14.7 m³/s, terá um comprimento total de 560 m, desenvolvendo-se entre as cotas (ao eixo) 818.2 m na chaminé de equilíbrio e 732.8 m na chegada à central. No seu troço inicial será instalada uma válvula borboleta. A conduta forçada será enterrada, sendo nos seus troços retos apoiada diretamente no solo e nas suas oito curvas será envolvida ou apoiada em maciços em betão armado, tratando-se de curvas convexas ou côncavas, respectivamente.

Quadro 2.9 – Características da conduta forçada – solução 2.

Caudal de dimensionamento (m³/s)	14.7
Comprimento (m)	560
Diâmetro interno (mm)	2100
Espessura (mm)	11
Cota do eixo da conduta na secção inicial (m)	818.2
Cota do eixo da conduta na secção final (m)	732.8

2.2.6. Edifício da central

A solução do edifício é semelhante à da solução1, sendo contudo as características dos equipamentos diferentes, de acordo com o apresentado no **Quadro 2.10**.

Quadro 2.10 – Características dos equipamentos da central – solução 2.

	Turbina 1	Turbina 2
Caudal nominal (m³/s)	4.3	10.4
Cota mínima da restituição (m)	736.8	
Cota da restituição em cheia centenária (m)	743.1	
Potência instalada (kW)	2842	6922
	9764	
Queda útil (m)	78.2	78.4
Volume anual médio turbinado (hm₃)	57.0	174.8
	231.7	
Energia anual média (GWh)	11.0	33.6
	44.6	
Turbina	Francis de eixo horizontal	
Potência no veio (kW)	3065	7431
Cota do eixo da turbina (m)	733.0	734.2
Gerador	síncrono	
nº pares de polos	3	5
Velocidade de rotação (r.p.s)	16.7	10.0
Velocidade específica	0.24	0.22

3. Estudo hidrológico

3.1. Enquadramento justificativo

No contexto deste trabalho, o estudo hidrológico têm como objetivos a determinação dos caudais médios afluentes às secções em estudo, bem como os caudais de ponta de cheia para um dado período de retorno.

A determinação dos caudais médios nas secções dos cursos de água de Cieneguilla e Matadero, permite, por um lado, o cálculo da produção média de energia (potencial energético do aproveitamento em estudo), por outro lado, o dimensionamento das estruturas hidráulicas constituintes do aproveitamento, nomeadamente as tomadas de água, os circuitos hidráulicos, o edifício da central, bem como dos equipamentos a instalar.

Os descarregadores de cheias incorporados nos açudes são dimensionados para os caudais de ponta de cheia para um período de retorno de 100 anos. Também a definição da central teve em conta os caudais de ponta de cheia, por forma a que os equipamentos elétricos sejam instalados a uma cota superior à máxima prevista em cheia.

3.1.1. Características das bacias hidrográficas

Para a caracterização das bacias hidrográficas nas secções dos açudes, nos cursos de água de Cieneguilla e Matadero, foram determinados os seguintes coeficientes (Lencastre, 1992):

- **Coefficiente de compacidade ou índice de Gravelius** (k_c) é a relação entre o perímetro da bacia (P), e o perímetro de uma bacia com igual área (A) mas com forma circular:

$$k_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad [3.1]$$

Para uma bacia circular $k_c = 1$ (valor mínimo). Baixos valores de k_c traduzem bacias sujeitas a grandes picos de cheia.

- **Fator de forma** (k_f) é a relação entre a largura média (l) e o comprimento do rio principal da bacia (L):

$$k_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2} \quad [3.2]$$

Baixos valores de k_f indicam uma bacia menos sujeita a cheias.

- **Curva hipsométrica** representa a área da bacia (A) que fica acima da cota de referência (Z) ao nível médio do mar.
- **Altitude média** (\bar{Z}) é dada por:

$$\bar{Z} = \frac{\sum Z_i A_i}{A} \quad [3.3]$$

em que:

Z_i – altitude média entre duas curvas de nível;

A_i – área entre duas curvas de nível;

A – área total da bacia.

- **Altura média** (\bar{H}) traduz a altura média acima da secção em estudo

$$\bar{H} = \frac{\sum H_i A_i}{A} \quad [3.4]$$

em que H_i é altura média entre duas curvas de nível.

- **Tempo de concentração** é o tempo necessário para que toda a sua área contribua para o escoamento superficial na secção de saída, podendo ser estimado pela equação empírica de Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.80\sqrt{\bar{H}}} \quad [3.5]$$

em que:

A – área total da bacia (km^2);

L – comprimento do rio principal da bacia (km);

\bar{H} – altura média da bacia acima da secção em estudo (m).

3.1.2. Séries hidrológicas

Interessa, ao desenvolvimento do estudo, a série de caudais médios diários registados em estação hidrométrica, por um período suficientemente grande para representar, em média, o regime natural do curso de água. Considera-se que um período entre 30 a 40 anos de dados é suficientemente representativo, devendo ser no mínimo 20 anos (Ramos et al., 2000). Para a previsão estatística dos caudais máximos de cheia para um determinado período de retorno, são necessárias as séries de caudais instantâneos máximos.

Frequentemente as estações hidrométricas (EH) não se encontram na secção que se pretende estudar. A série hidrológica na secção em estudo, nomeadamente os caudais, têm, portanto, que ser obtidos por métodos indiretos, através do estabelecimento de correlações entre o caudais e as áreas das respetivas bacias (secção de referência e secção em estudo).

Para a transposição de dados é necessário que as condições relativas à bacia da estação hidrométrica selecionada sejam semelhantes às da bacia da secção que se pretende estudar, nomeadamente, no que diz respeito à área, ao clima, à geologia, à cobertura vegetal e à sua ocupação. Também a semelhança hidrológica, no que diz respeito aos valores da precipitação média anual ou de escoamento, é requirida para a transposição de dados (Ramos et. al, 2000).

Análise da qualidade das séries

As séries hidrológicas devem ser testadas quanto à sua consistência e homogeneidade. “A série hidrológica diz-se consistente se, ao longo do respetivo período de observação, não existe alteração do erro sistemático da medição da grandeza” e a série diz-se homogénea “quando, ao longo do período de observação, não existirem alterações nos factores que condicionam o fenómeno traduzido por essa grandeza” (Quintela, 1996).

Para a análise da consistência dos dados pode aplicar-se o método da acumulação simples, a determinação das médias móveis e o ensaio dos valores duplamente acumulados (ou método da dupla massa). Os referidos testes são válidos para todas as escalas temporais (ano, mês, dia, hora, etc.).

Preenchimento de falhas nos registos

Para o preenchimento de falhas nos registos de uma estação hidrométrica, é possível aplicar o método da correlação. Este método consiste em estabelecer-se uma relação entre os dados da estação incompleta e as n estações da região. Uma vez que o estudo dispõe de registos de duas EH situadas na mesma bacia hidrográfica e, portanto, as características geológicas, de cobertura vegetal e de ocupação, são semelhantes, a transposição dos caudais poderá ser efectuada através da seguinte equação (Quintela, 1996):

$$Q_x = \sum_{i=1}^n k_{xi} Q_i \quad [3.6]$$

em que:

Q_x – caudal de preenchimento de falha (m^3/s);

Q_i – caudal na estação i no mesmo dia e ano da falha que se pretende preencher (m^3/s);

k_{xi} – coeficiente de correlação entre as estações x e i , das n estações vizinhas;

n – número de estações usadas para o cálculo.

Transposição dos dados para a secção em estudo

A transposição dos dados dos caudais médios diários da EH para as secções em estudo, poderá ser efectuada (pela ordem cronológica da EH de referência) através da seguinte equação (Ramos et al., 2000):

$$Q_{i,k,PCH} = Q_{i,k,EH} \frac{A_{PCH}}{A_{EH}} \quad [3.7]$$

em que:

$Q_{i,k,PCH}$ – caudal médio do dia k no ano i , na secção em estudo (m^3/s);

$Q_{i,k,EH}$ – caudal médio do dia k no ano i na secção da EH (m^3/s);

A_{EH} – área da bacia hidrográfica da EH (m^2);

A_{PCH} – área da bacia hidrográfica secção em estudo (m^2).

3.1.3. Caudal modular e curva de duração do caudal médio diário

O caudal modular (Q_{mod}) representa a média aritmética dos caudais médios diários (Ramos et al., 2000):

$$Q_{mod} = \frac{\sum_{i=1}^N (\sum_{k=1}^{365} Qi_k)}{365 N} \quad [3.8]$$

em que:

Qi_k – caudal médio do dia k do ano i (m^3/s);

N – número de anos da série hidrológica.

A curva de duração do caudal médio diário obtém-se por ordenação monotonicamente decrescente da série cronológica de caudais médios diários na secção pretendida, traduzindo cada valor do eixo em ordenadas o caudal médio que em ano médio é igualado ou excedido no número de dias indicado em abcissa. Quando os valores dos caudais da série cronológica (Qi_k) são divididos pelo caudal modular (\bar{Q}), obtém-se a curva adimensionalizada, o que a torna generalizável a outras bacias na zona em referência que se pretenda estudar.

Em análises simplificadas ou preliminares (fase de ante-projeto) a curva de duração do caudal médio diário serve de base à previsão do cálculo da energia eléctrica produzível em ano médio.

A curva adimensionalizada, poderá ser multiplicada pelo caudal modular da secção em estudo, tornando-se uma curva exclusivamente representativa da secção à qual o módulo se refere. Este método é usado tradicionalmente para a transposição de curvas regionais padrão, para locais sem dados disponíveis. Contudo, este método não permite analisar a variação da produção de energia devido às variações das condições naturais da secção em estudo e a avaliação da energia por este método é apenas razoável no caso de aproveitamentos a “fio-de-água” (Ramos et al, 2000)

3.1.4. Estudo de cheias

O estudo de cheias pretende estimar os caudais de ponta de cheia associados aos períodos de retorno de projecto, ou a determinadas probabilidades de não excedência.

O cálculo do caudal de ponta de cheia associado a um dado período de retorno, pode ser determinado através de fórmulas empíricas ou através da aplicação de métodos estatísticos de distribuição de extremos.

“Admitir um modelo probabilístico para o estudo das cheias equivale a aceitar a ideia de que as cheias observadas constituem uma amostra gerada por uma lei de probabilidade, estabelecida pela natureza (...)” (Ribeiro, 1987). O objetivo é determinar uma lei de distribuição de extremos que mais se

aproxime dos valores observados, ou seja, aquela que melhor se adapte por ajuste dos seus parâmetros à nossa amostra.

Assim, para o estudo das cheias será necessário identificar a função de distribuição que represente a série amostral a analisar.

A cada valor amostral pode associar-se uma frequência de observação empírica, através da relação (Quintela, 1996):

$$F(x_i) = \frac{i}{n+1} \quad [3.9]$$

em que:

$F(x_i)$ – função de distribuição empírica de probabilidade;

i – número de vezes que o valor foi excedido;

n – número total da amostra.

A probabilidade de que o acontecimento ocorra pelo menos uma vez em N anos (probabilidade de excedência) é de (Quintela, 1996):

$$1 - F(x_i)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad [3.10]$$

representando T o período de retorno (número de anos que em média separa a ocorrência de cheias com caudais máximos superiores a x_i).

Esta probabilidade de excedência corresponde ao risco hidrológico e aumenta com a duração N do período considerado e diminui com o retorno.

O Período de Retorno (T) está associado a uma probabilidade de não excedência ($F(x_i)$), traduzindo $(1 - F(x_i))$ a probabilidade de excedência, nomeadamente através da relação (Quintela, 1996):

$$T = \frac{1}{1 - F(x_i)} \quad [3.11]$$

As leis de distribuição teórica de extremos, vulgarmente utilizadas para obter caudais máximos associados a períodos de retorno de projecto são as de Gumbel e Pearson III. Os parâmetros característicos das distribuições são calculados com base nos valores amostrais.

3.2. Características das bacias hidrográficas

3.2.1. Localização

As bacias hidrográficas nas secções de implantação dos açudes (nomeadamente Cieneguilla e Matadero) são sub-bacias da bacia hidrográfica do rio Loncomilla (sub-bacia do rio Maule), no município de Longavi, província de Linares, na região de Maule e no Chile (**Figura 3.1**). As estações hidrométricas (EH) de La Quiriquina e El Castillo estão dentro desta grande bacia hidrográfica, a

jusante do local de implantação do aproveitamento hidroelétrico (PCH), nomeadamente das secções de implantação dos açudes de Cieneguilla e Matadero (**Figura 3.2**).

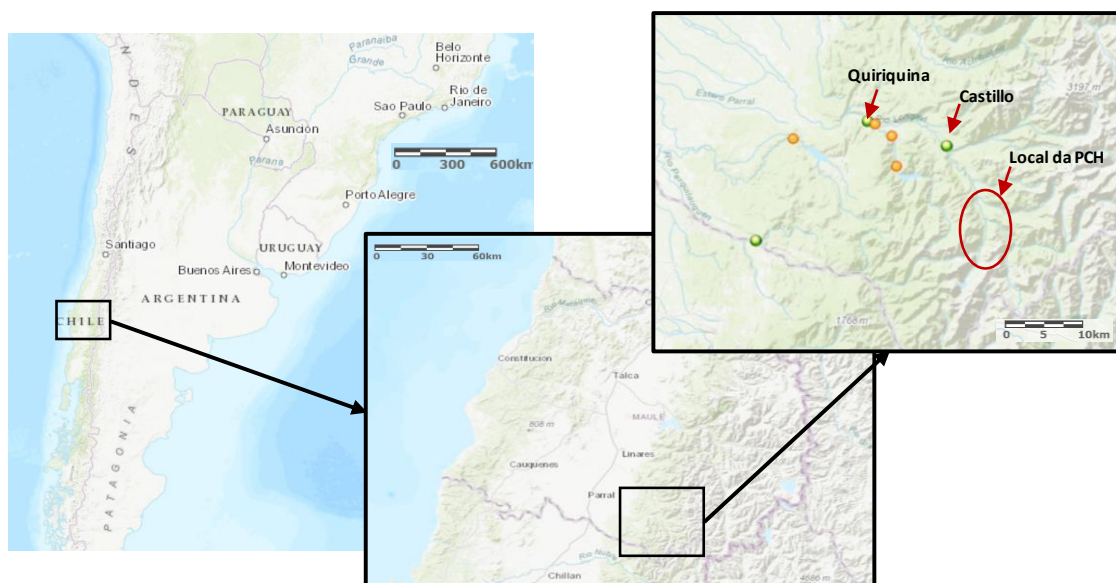


Figura 3.1 – Localização do aproveitamento (PCH) e das estações hidrométricas de La Quiriquina e El Castillo.

A bacia hidrográfica da EH de El Castillo é uma sub-bacia da bacia na secção da estação hidrométrica hidrográfica da EH de La Quiriquina (**Figura 3.2**).

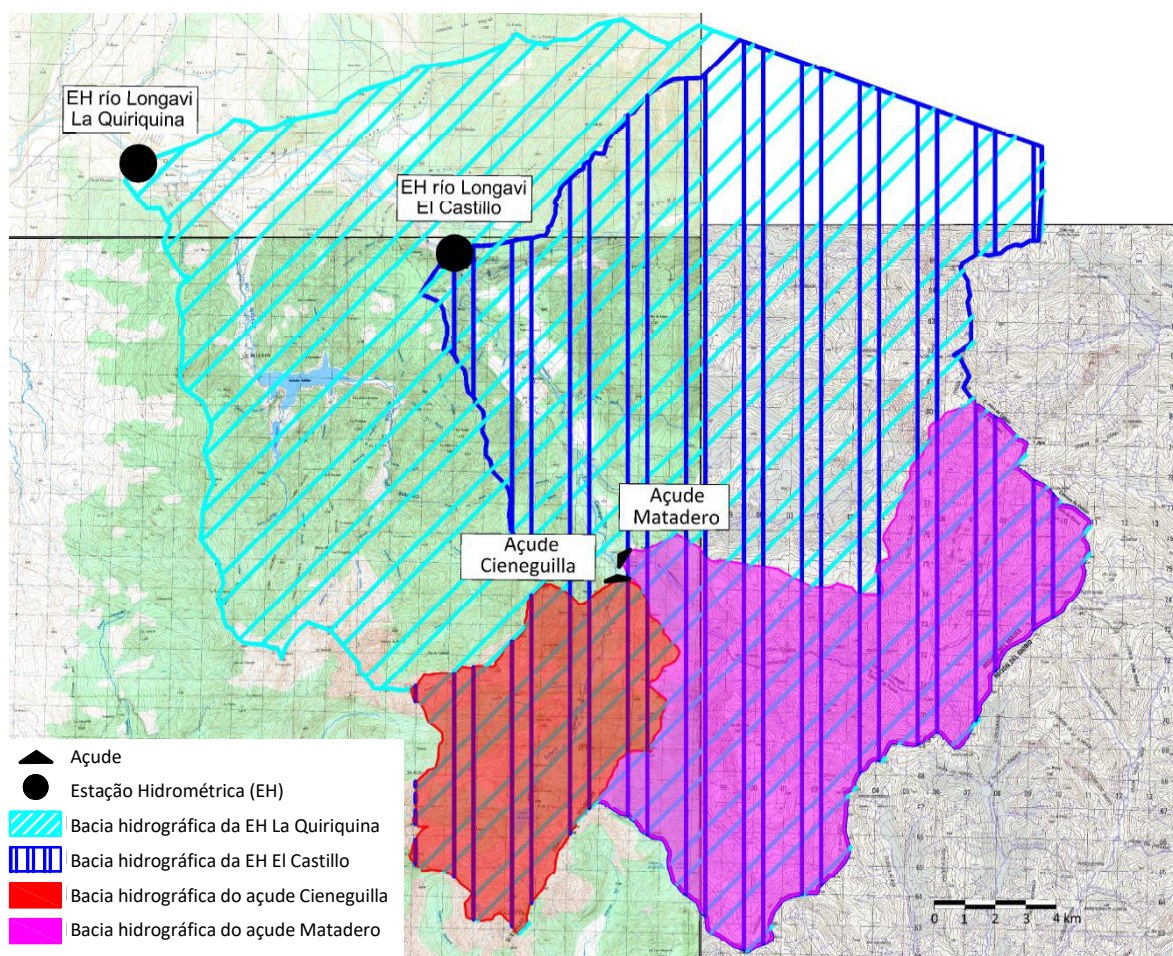


Figura 3.2 – Bacias hidrográficas da EH La Quiriquina, da EH El Castillo, do açude Cieneguilla e do açude Matadero.

3.2.1. Características fisiográficas

Com recurso ao Autocad mediu-se a área e o perímetro da bacia, bem como o comprimento do seu rio principal, por forma a possibilitar a determinação do índice de Gravelius (k_c) e do fator forma (k_f) (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Características geométricas das bacias hidrográficas.

Características fisiográficas	Bacia hidrográfica	
	Cieneguilla	Matadero
Área - A (km ²)	57.67	131.49
Perímetro - P (km)	37.67	64
Comprimento - L (km)	14.08	20.28
Índice de Gravelius - k_c	1.39	1.56
Fator forma - k_f	0.29	0.32

Da análise do quadro observa-se que as bacias apresentam uma tendência a grandes cheias, uma vez que os índices de Gravelius não são muito superiores à unidade e os fatores de forma são relativamente reduzidos.

A curva hipsométrica da bacia hidrográfica do Cieneguilla e do Matadero, é apresentada na Figura 3.3.

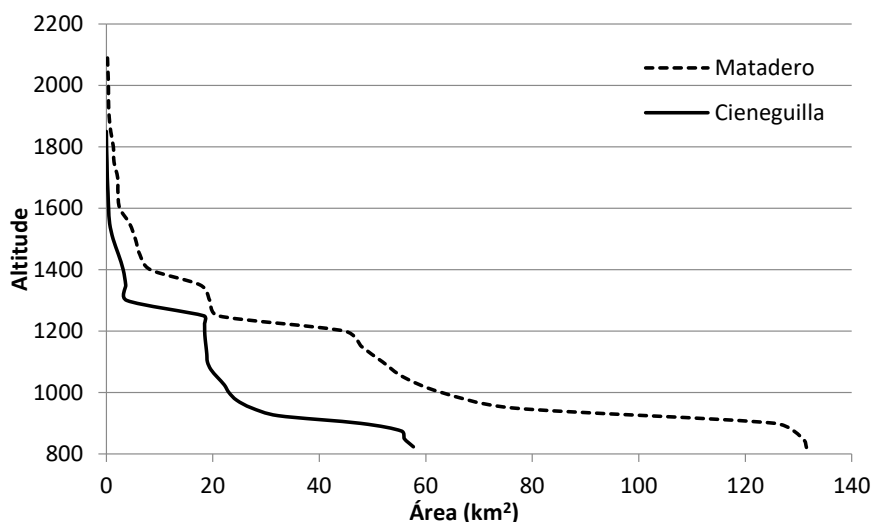


Figura 3.3 – Curvas hipsométricas das bacias hidrográficas do Cieneguilla e do Matadero.

No Quadro 3.2 apresentam-se os valores da altitude média e a altura média.

Quadro 3.2 – Altitude e altura média das bacias hidrográficas.

Bacia Hidrográfica	Cota na secção dos açudes (m)	Altitude média (m) (\bar{Z})	Altura média (m) (\bar{H})
Cieneguilla	823.6	1054	231
Matadero	821.6	1086	265

Para a avaliação do tempo de concentração das bacias hidrográficas aplicou-se a relação de Giandotti (equação [3.5]). No Quadro 3.3 apresentam-se os tempos de concentração avaliados para ambas as bacias do estudo.

Quadro 3.3 – Tempos de concentração na bacia hidrográfica do Cieneguilla e do Matadero.

	A (km²)	L (km)	\bar{H} (m)	tc (h)
Cieneguilla	57.7	14.1	231	4.2
Matadero	131.5	20.3	265	5.9

3.3. Séries hidrológicas

No **Quadro 3.4** inclui-se uma síntese informativa das EH de La Quiriquina e El Castillo, com a indicação do número de registos de caudais médios diários.

Quadro 3.4 – Síntese informativa das estações hidrométricas – La Quiriquina e El Castillo.

EH	La Quiriquina	El Castillo
Bacia	Rio Maule	Rio Maule
Sub-Bacia	Rio Loncomilla	Rio Loncomilla
Cota (m)	449	598
Coordenadas	71° 27' 25"W 36° 13' 49"S	71°20'15"W 36°15'21"S
Início de funcionamento	Abril de 1937	Maio de 1964
Área da Bacia (km²)	641	460
Nº de anos de registos	76	51
Nº de anos de registos completos	17	10

Foram recolhidos dados de registo dos caudais médios diários e dos caudais máximos anuais, removendo os dados do dia 29 de fevereiro dos anos bissextos, e organizados por ano hidrológico (na América do Sul é de abril a março do ano seguinte).

3.3.1. Análise da qualidade dos dados recolhidos

A consistência e homogeneidade dos dados foram testadas e confirmadas aplicando o método da acumulação simples e o método das duplas acumulações, aplicados aos caudais médios diários, bem como aos caudais médios anuais, considerando apenas os caudais existentes em simultâneo nas duas estações hidrométricas.

3.3.2. Preenchimento de falhas nos registos

As estações hidrométricas de base (La Quiriquina e El Castillo) têm falhas nos seus registos hidrológicos. Por essa razão houve necessidade de se proceder ao preenchimento das falhas de uma destas estações, por forma a posteriormente se efectuar a transposição de dados para a secção em estudo.

Optou-se por se preencher as falhas da EH El Castillo, pois esta tem uma maior proximidade espacial e em área às secções.

Este preenchimento foi efetuado com recurso ao estabelecimento de uma relação linear (Método da correlação) entre os caudais médios diários de ambas as estações hidrométricas.

Ao estabelecer-se a relação linear entre os caudais, verificou-se a obtenção de alguns valores díspares, que foram eliminados, por serem inconsistentes com o valor médio obtido. Para a determinação dos valores a eliminar, foram calculadas a média (\bar{x}) e o desvio padrão (s) da relação entre os caudais médios diários da EH El Castillo e da EH La Quiriquina, e posteriormente eliminados todos os valores que se encontrassem fora do intervalo $\bar{x} - s \leq V_i \leq \bar{x} + s$.

Tendo-se obtido os valores apresentados no quadro seguinte.

Quadro 3.5 – Média e desvio padrão da relação entre os caudais diários das EH da La Quiriquina e de El Castillo.

Média \bar{x}	0.76
Desvio padrão s	0.69

Analisando os valores obtidos, foram eliminados todos os valores em que a relação $Q_{cast}/Q_{qui} > 1.5$. Tendo em consideração que apenas em 1987 constavam valores inferiores a $\bar{x} - s$ (sendo o mínimo obtido de 0.03, optou-se por não se eliminar os referidos valores). Foram eliminados por este procedimento um total de 36 registos de caudal médio diário.

Após os valores terem sido eliminados, o valor médio da relação entre os caudais da EH de El Castillo e a EH de La Quiriquina, resultou em 0.73, ou seja, em média, os caudais de El Castillo representam 73% dos caudais registados em La Quiriquina. A relação das áreas das referidas bacias é de 0.72, logo:

$$\frac{A_{Cast}}{A_{Quir}} \approx \frac{Q_{Cast}}{Q_{Quir}} \quad [3.12]$$

Observando-se a existência de uma variação nos valores desta relação ao longo do ano, o preenchimento de falhas foi efectuado através da relação mensal (k_n) entre os caudais médios diários das duas estações hidrométricas (**Quadro 3.6**).

Quadro 3.6 – Média mensal da relação entre os caudais médios diários das estações hidrométricas de El Castillo e La Quiriquina.

Mês	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.
Média da relação mensal (k_n)	0.76	0.85	0.83	0.77	0.74	0.76	0.82	0.76	0.82	0.61	0.44	0.53

O preenchimento de falhas nos caudais da EH El Castillo foi efectuado através da multiplicação direta do caudal pela relação mensal estabelecida:

$$Q_c = k_n \cdot Q_q \quad [3.13]$$

em que:

Q_c – caudal médio diário em El Castillo (m^3/s);

Q_q – caudal médio diário em La Quiriquina (m^3/s);

k_n – relação média mensal entre os caudais médios diários de El Castillo e La Quiriquina.

Do preenchimento de dados na EH El Castillo, foi obtida uma amostra de 36 anos com registos completos de caudais médios diários, o que se considerou ser suficientemente grande para se proceder para a transposição de dados para a secção em estudo. A série hidrológica dos caudais na EH de El Castillo é apresentada no **Quadro 3.7**.

Quadro 3.7 – Caudais médios diários na EH El Castillo.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	350.8	708.2	2157.3	2382.3	997.5	1254.0	1683.6	1624.4	2220.4	981.1	439.7	257.9	15057.0
1968	146.1	126.3	154.2	237.4	503.3	499.1	535.0	678.9	546.1	370.0	178.9	144.5	4119.8
1970	141.2	421.4	1256.4	1259.6	1389.6	1032.3	1424.1	1332.5	1251.7	576.2	305.5	200.7	10591.2
1975	638.7	2533.9	3469.3	2401.4	619.6	1035.5	1360.6	1282.4	1186.4	593.5	322.5	239.0	15682.9
1976	147.9	234.9	2350.6	814.0	773.2	987.3	1836.6	1457.0	764.5	452.6	248.4	181.5	10248.5
1977	154.9	1047.8	1495.4	3346.8	1730.3	1869.9	2205.0	2147.9	1349.6	597.5	333.0	238.8	16516.8
1978	163.2	788.1	1355.8	4987.3	1043.5	1858.8	3379.6	2200.9	1054.3	546.7	289.4	199.2	17866.7
1979	154.5	850.6	409.1	3503.4	4685.1	2437.8	1080.6	1307.2	1209.5	541.2	474.7	530.2	17183.8
1980	3297.2	3796.7	3904.2	2351.8	1494.4	722.5	786.4	662.1	636.6	396.5	246.5	196.2	18491.0
1981	302.7	6334.0	1796.1	1325.0	1642.2	1008.2	898.1	647.8	393.4	291.3	236.3	195.7	15070.8
1982	185.0	1401.2	3101.7	4063.3	1949.3	3159.3	2456.5	1471.1	1316.2	842.1	461.0	277.4	20684.1
1983	265.0	516.6	2429.7	1552.8	1362.2	978.7	1381.6	1114.0	617.0	340.1	207.1	165.4	10930.2
1984	155.4	866.4	1058.0	2705.3	1055.0	2071.9	2553.2	1869.3	1571.6	906.4	385.9	267.8	15466.1
1985	388.4	1573.2	1186.6	2323.3	634.7	1054.4	1543.7	1222.4	553.7	285.8	193.7	159.7	11119.5
1986	717.8	3830.2	6334.0	1309.6	1723.8	753.2	925.3	1719.0	910.6	436.6	262.9	223.0	19145.9
1988	167.8	322.6	1741.5	1411.6	2234.1	936.0	1056.8	990.7	634.1	325.6	176.1	133.4	10130.4
1989	107.9	114.9	583.7	719.8	1588.1	1009.3	990.2	816.7	490.7	275.4	141.2	308.8	7146.6
1990	724.8	1127.7	583.3	439.5	917.9	2080.9	837.1	493.1	293.9	180.7	125.7	116.7	7921.3
1992	702.4	3969.5	2518.2	1350.9	763.7	1145.7	1502.2	1197.8	788.6	510.1	267.2	186.8	14903.1
1995	501.8	307.8	2828.8	2495.7	1445.8	2036.3	1468.7	1224.3	781.7	363.5	210.8	186.1	13851.2
1996	284.5	251.3	1391.9	639.0	828.8	674.3	499.7	382.4	221.3	168.6	141.3	115.5	5598.6
1997	1064.0	1213.3	4050.7	2209.7	2464.5	2546.6	2206.0	1399.3	936.3	495.5	303.4	234.3	19123.5
1998	397.5	520.7	650.3	628.8	497.3	513.4	413.6	284.1	193.8	140.3	110.6	119.2	4469.5
1999	82.6	349.5	1238.2	830.5	1571.8	2355.4	1293.1	975.7	547.8	287.9	546.4	699.6	10778.5
2000	558.2	627.9	5878.7	2731.3	1763.5	2218.3	1438.7	981.1	755.0	630.9	307.9	242.2	18133.6
2001	184.8	3177.2	2317.9	5034.4	3297.1	1250.6	845.1	647.2	557.3	323.1	273.6	964.9	18873.1
2002	409.5	1426.6	1626.4	1408.9	5721.1	1719.8	2718.3	1402.5	1001.4	654.4	291.0	218.2	18598.0
2003	113.1	259.4	3696.0	1137.6	555.9	863.0	931.8	697.9	373.1	236.3	147.3	138.1	9149.3
2006	461.6	1052.2	3958.8	4438.3	2180.2	1890.3	1809.2	1093.6	729.1	502.8	320.2	220.9	18657.1
2007	190.1	156.7	307.2	1625.0	648.2	956.7	1216.7	865.8	435.4	225.0	131.0	94.4	6852.2
2008	120.0	6034.9	1823.6	1603.8	2968.2	1090.1	669.1	559.3	348.9	212.7	140.1	131.1	15701.9
2009	123.1	1100.9	1506.6	1894.0	2109.3	1857.9	1393.1	919.0	571.4	361.6	205.2	205.8	12247.9
2010	157.6	188.8	864.4	799.9	1274.4	940.8	1078.6	925.6	507.4	258.4	139.7	139.4	7274.9
2011	427.3	435.6	1470.4	1168.1	2603.4	1831.3	1491.4	1101.5	676.8	341.4	256.5	206.4	12010.1
2013	113.7	373.6	1056.1	1893.8	1085.3	1756.8	998.3	664.3	445.3	229.6	137.8	120.4	8874.9
2014	115.2	595.7	1351.3	1828.8	3165.6	1784.2	1257.5	769.1	521.7	333.9	195.0	152.8	12070.7
Média	13.2	43.6	68.4	63.5	54.9	48.3	45.0	36.2	24.5	13.6	9.1	7.5	35.8
desvio padrão	18.3	51.7	48.7	40.0	37.2	21.8	21.4	15.4	13.6	6.6	3.9	5.5	12.9

3.3.3. Transposição dos dados para a secção em estudo

Após a obtenção da série hidrológica de 36 anos completos na EH El Castillo foi necessário transpor os dados para as secções em estudo, nomeadamente as secções onde serão construídos os açudes, no rio Matadero e no rio Cieneguilla. Os caudais nessas secções foram obtidos através da relação entre as áreas das bacias.

$$Q_{Mat} = Q_c \frac{A_{Mat}}{A_c} \quad [3.14]$$

$$Q_{Cie} = Q_c \frac{A_{Cie}}{A_c} \quad [3.15]_{16}$$

em que:

Q_{Mat} – caudal médio diário na secção de Matadero (m^3/s);

Q_{Cie} – caudal médio diário na secção de Cieneguilla (m^3/s);

Q_C – caudal médio diário na EH El Castillo (m^3/s);

A_{Mat} – área da bacia hidrográfica de Matadero;

A_{Cie} – área da bacia hidrográfica de Cieneguilla;

A_C – área da bacia hidrográfica da EH El Castillo.

As séries hidrológicas dos caudais nas secções dos açudes de Cieneguilla e de Matadero, apresentam-se nos **Quadros 3.8 e 3.9**.

Quadro 3.8 – Caudais médios diários em Matadero.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	3.3	6.5	20.6	22.0	9.2	11.9	15.5	15.5	20.5	9.0	4.5	2.4	11.8
1968	1.4	1.2	1.5	2.2	4.6	4.8	4.9	6.5	5.0	3.4	1.8	1.3	3.2
1970	1.3	3.9	12.0	11.6	12.8	9.8	13.1	12.7	11.5	5.3	3.1	1.9	8.3
1975	6.1	23.4	33.1	22.1	5.7	9.9	12.5	12.2	10.9	5.5	3.3	2.2	12.3
1976	1.4	2.2	22.4	7.5	7.1	9.4	16.9	13.9	7.0	4.2	2.5	1.7	8.0
1977	1.5	9.7	14.2	30.9	16.0	17.8	20.3	20.5	12.4	5.5	3.4	2.2	12.9
1978	1.6	7.3	12.9	46.0	9.6	17.7	31.2	21.0	9.7	5.0	3.0	1.8	14.0
1979	1.5	7.8	3.9	32.3	43.2	23.2	10.0	12.5	11.2	5.0	4.8	4.9	13.5
1980	31.4	35.0	37.2	21.7	13.8	6.9	7.3	6.3	5.9	3.7	2.5	1.8	14.5
1981	2.9	58.4	17.1	12.2	15.1	9.6	8.3	6.2	3.6	2.7	2.4	1.8	11.8
1982	1.8	12.9	29.6	37.5	18.0	30.1	22.7	14.0	12.1	7.8	4.7	2.6	16.2
1983	2.5	4.8	23.2	14.3	12.6	9.3	12.7	10.6	5.7	3.1	2.1	1.5	8.6
1984	1.5	8.0	10.1	24.9	9.7	19.7	23.5	17.8	14.5	8.4	3.9	2.5	12.1
1985	3.7	14.5	11.3	21.4	5.9	10.0	14.2	11.6	5.1	2.6	2.0	1.5	8.7
1986	6.8	35.3	60.4	12.1	15.9	7.2	8.5	16.4	8.4	4.0	2.7	2.1	15.0
1988	1.6	3.0	16.6	13.0	20.6	8.9	9.7	9.4	5.8	3.0	1.8	1.2	7.9
1989	1.0	1.1	5.6	6.6	14.6	9.6	9.1	7.8	4.5	2.5	1.4	2.8	5.6
1990	6.9	10.4	5.6	4.1	8.5	19.8	7.7	4.7	2.7	1.7	1.3	1.1	6.2
1992	6.7	36.6	24.0	12.5	7.0	10.9	13.9	11.4	7.3	4.7	2.7	1.7	11.7
1995	4.8	2.8	27.0	23.0	13.3	19.4	13.5	11.7	7.2	3.4	2.2	1.7	10.8
1996	2.7	2.3	13.3	5.9	7.6	6.4	4.6	3.6	2.0	1.6	1.4	1.1	4.4
1997	10.1	11.2	38.6	20.4	22.7	24.3	20.3	13.3	8.6	4.6	3.1	2.2	15.0
1998	3.8	4.8	6.2	5.8	4.6	4.9	3.8	2.7	1.8	1.3	1.1	1.1	3.5
1999	0.8	3.2	11.8	7.7	14.5	22.4	11.9	9.3	5.1	2.7	5.6	6.5	8.4
2000	5.3	5.8	56.0	25.2	16.3	21.1	13.3	9.3	7.0	5.8	3.1	2.2	14.2
2001	1.8	29.3	22.1	46.4	30.4	11.9	7.8	6.2	5.1	3.0	2.8	8.9	14.8
2002	3.9	13.2	15.5	13.0	52.8	16.4	25.1	13.4	9.2	6.0	3.0	2.0	14.6
2003	1.1	2.4	35.2	10.5	5.1	8.2	8.6	6.6	3.4	2.2	1.5	1.3	7.2
2006	4.4	9.7	37.7	40.9	20.1	18.0	16.7	10.4	6.7	4.6	3.3	2.0	14.6
2007	1.8	1.4	2.9	15.0	6.0	9.1	11.2	8.2	4.0	2.1	1.3	0.9	5.4
2008	1.1	55.6	17.4	14.8	27.4	10.4	6.2	5.3	3.2	2.0	1.4	1.2	12.3
2009	1.2	10.2	14.4	17.5	19.4	17.7	12.8	8.8	5.3	3.3	2.1	1.9	9.6
2010	1.5	1.7	8.2	7.4	11.8	9.0	9.9	8.8	4.7	2.4	1.4	1.3	5.7
2011	4.1	4.0	14.0	10.8	24.0	17.4	13.8	10.5	6.2	3.1	2.6	1.9	9.4
2013	1.1	3.4	10.1	17.5	10.0	16.7	9.2	6.3	4.1	2.1	1.4	1.1	7.0
2014	1.1	5.5	12.9	16.9	29.2	17.0	11.6	7.3	4.8	3.1	2.0	1.4	9.5
Média	3.8	12.5	19.6	18.1	15.7	13.8	12.8	10.4	7.0	3.9	2.6	2.2	10.2
desvio padrão	5.2	14.8	13.9	11.4	10.6	6.2	6.1	4.4	3.9	1.9	1.1	1.6	3.7

Quadro 3.9 – Caudais médios diários em Cieneguilla.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	1.5	2.9	9.0	9.6	4.0	5.2	6.8	6.8	9.0	4.0	2.0	1.0	5.2
1968	0.6	0.5	0.6	1.0	2.0	2.1	2.2	2.8	2.2	1.5	0.8	0.6	1.4
1970	0.6	1.7	5.3	5.1	5.6	4.3	5.8	5.6	5.1	2.3	1.4	0.8	3.6
1975	2.7	10.2	14.5	9.7	2.5	4.3	5.5	5.4	4.8	2.4	1.4	1.0	5.4
1976	0.6	0.9	9.8	3.3	3.1	4.1	7.4	6.1	3.1	1.8	1.1	0.7	3.5
1977	0.6	4.2	6.2	13.5	7.0	7.8	8.9	9.0	5.5	2.4	1.5	1.0	5.7
1978	0.7	3.2	5.7	20.2	4.2	7.8	13.7	9.2	4.3	2.2	1.3	0.8	6.1
1979	0.6	3.4	1.7	14.2	18.9	10.2	4.4	5.5	4.9	2.2	2.1	2.1	5.9
1980	13.8	15.4	16.3	9.5	6.0	3.0	3.2	2.8	2.6	1.6	1.1	0.8	6.4
1981	1.3	25.6	7.5	5.4	6.6	4.2	3.6	2.7	1.6	1.2	1.1	0.8	5.2
1982	0.8	5.7	13.0	16.4	7.9	13.2	9.9	6.1	5.3	3.4	2.1	1.1	7.1
1983	1.1	2.1	10.2	6.3	5.5	4.1	5.6	4.7	2.5	1.4	0.9	0.7	3.8
1984	0.6	3.5	4.4	10.9	4.3	8.7	10.3	7.8	6.4	3.7	1.7	1.1	5.3
1985	1.6	6.4	5.0	9.4	2.6	4.4	6.2	5.1	2.2	1.2	0.9	0.6	3.8
1986	3.0	15.5	26.5	5.3	7.0	3.1	3.7	7.2	3.7	1.8	1.2	0.9	6.6
1988	0.7	1.3	7.3	5.7	9.0	3.9	4.3	4.1	2.6	1.3	0.8	0.5	3.5
1989	0.5	0.5	2.4	2.9	6.4	4.2	4.0	3.4	2.0	1.1	0.6	1.2	2.5
1990	3.0	4.6	2.4	1.8	3.7	8.7	3.4	2.1	1.2	0.7	0.6	0.5	2.7
1992	2.9	16.1	10.5	5.5	3.1	4.8	6.1	5.0	3.2	2.1	1.2	0.8	5.1
1995	2.1	1.2	11.8	10.1	5.8	8.5	5.9	5.1	3.2	1.5	0.9	0.8	4.8
1996	1.2	1.0	5.8	2.6	3.4	2.8	2.0	1.6	0.9	0.7	0.6	0.5	1.9
1997	4.4	4.9	16.9	8.9	10.0	10.6	8.9	5.8	3.8	2.0	1.4	0.9	6.6
1998	1.7	2.1	2.7	2.5	2.0	2.1	1.7	1.2	0.8	0.6	0.5	0.5	1.5
1999	0.3	1.4	5.2	3.4	6.4	9.8	5.2	4.1	2.2	1.2	2.4	2.8	3.7
2000	2.3	2.5	24.6	11.0	7.1	9.3	5.8	4.1	3.1	2.6	1.4	1.0	6.2
2001	0.8	12.8	9.7	20.4	13.3	5.2	3.4	2.7	2.3	1.3	1.2	3.9	6.5
2002	1.7	5.8	6.8	5.7	23.1	7.2	11.0	5.9	4.0	2.6	1.3	0.9	6.4
2003	0.5	1.0	15.4	4.6	2.2	3.6	3.8	2.9	1.5	1.0	0.7	0.6	3.1
2006	1.9	4.3	16.5	17.9	8.8	7.9	7.3	4.6	2.9	2.0	1.4	0.9	6.4
2007	0.8	0.6	1.3	6.6	2.6	4.0	4.9	3.6	1.8	0.9	0.6	0.4	2.4
2008	0.5	24.4	7.6	6.5	12.0	4.6	2.7	2.3	1.4	0.9	0.6	0.5	5.4
2009	0.5	4.5	6.3	7.7	8.5	7.8	5.6	3.8	2.3	1.5	0.9	0.8	4.2
2010	0.7	0.8	3.6	3.2	5.2	3.9	4.4	3.9	2.1	1.0	0.6	0.6	2.5
2011	1.8	1.8	6.1	4.7	10.5	7.7	6.0	4.6	2.7	1.4	1.1	0.8	4.1
2013	0.5	1.5	4.4	7.7	4.4	7.3	4.0	2.8	1.8	0.9	0.6	0.5	3.0
2014	0.5	2.4	5.6	7.4	12.8	7.5	5.1	3.2	2.1	1.4	0.9	0.6	4.1
Média	1.7	5.5	8.6	8.0	6.9	6.1	5.6	4.5	3.1	1.7	1.1	0.9	4.5
desvio padrão	2.3	6.5	6.1	5.0	4.7	2.7	2.7	1.9	1.7	0.8	0.5	0.7	1.6

3.4. Caudal modular e curva de duração do caudal médio diário

Na tabela seguinte, podem ser observadas as áreas das bacias hidrográficas e os caudais modulares obtidos para a EH, para as secções em estudo e para o total do aproveitamento, que foram calculados através da equação [3. 8].

Quadro 3.10 – Áreas das bacias hidrográficas e caudais modulares.

	El Castillo EH	Cieneguilla CH _{Cie}	Matadero CH _{Mat}	Total PCH CH _T
Área da bacia hidrográfica (km ²)	460	57.7	131.5	189.2
Caudal modular (m ³ /s)	35.8	4.5	10.2	14.7

A determinação das curvas de duração do caudal médio diário foi efetuada tendo por base a curva adimensional estabelecida com base nos dados obtidos de El Castillo (**Figura 3.4**).

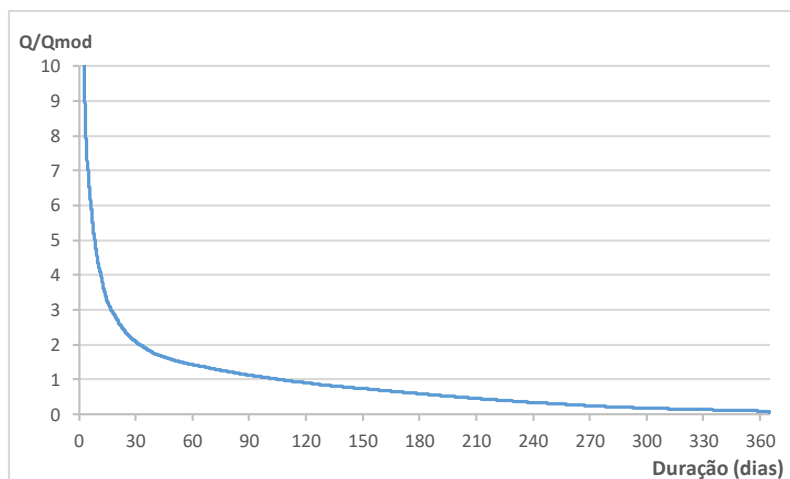


Figura 3.4 – Curva de duração do caudal médio diário adimensionalizada.

As curvas de duração nas secções em estudo (Figura 3.5) foram determinadas através da multiplicação dos respectivos caudais modulares pela curva adimensional (Figura 3.4).

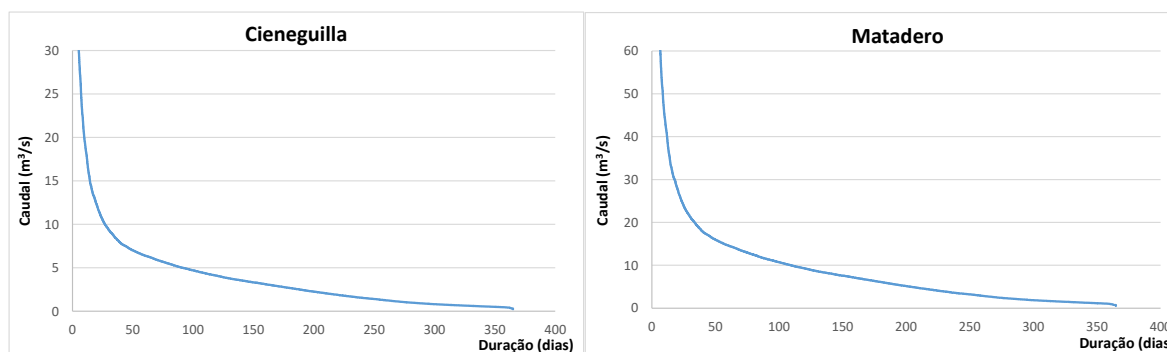


Figura 3.5 – Curva de duração do caudal médio diário do Cieneguilla e do Matadero

3.5. Caudais a reservar

Os caudais a reservar poderão ser exigidos por diversos motivos, como por exemplo, reserva para rega a jusante do açude. Contudo, é usual estes caudais se prenderem a questões ambientais, nomeadamente o caudal ecológico mensal.

Em certas secções do rio, entre a tomada de água e a restituição da central, o curso de água poderá ficar praticamente seco. Assim, por forma a garantir as condições de sobrevivência de espécies aquáticas locais e minimizar impactos ambientais, é usual constar em legislação nacional o caudal mínimo a garantir no curso de água. No caso do Chile, é indicado o seguinte em relação ao caudal ecológico mensal:

"i. Para aqueles meses, nos quais cinquenta por cento do caudal com noventa e cinco por cento de probabilidade de excedência, é menor que vinte por cento do caudal médio anual, o caudal ecológico

mínimo será de cinquenta por cento do caudal com probabilidade de excedência de noventa e cinco por cento.

ii. Para aqueles meses, nos quais cinquenta por cento do caudal com noventa e cinco por cento de probabilidade de excedência é maior que vinte por cento do caudal médio anual, o caudal ecológico mínimo, será de vinte por cento do caudal médio anual.”

Conclui-se assim que o caudal ecológico mensal corresponde a 50% do caudal mensal com 95% de probabilidade de excedência, com o valor máximo de 20% do caudal modular.

Os caudais reservados (Q_r) mensais para o aproveitamento em estudo apresentam-se no **Quadro 3.11**.

Quadro 3.11 – Caudais mensais a reservar (Q_r).

Mês	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.
20% Q_{mod} (m^3/s)	2.95											
Nº dias	1080	1116	1080	1116	1116	1080	1116	1080	1116	1116	1008	1116
$Q_{95\%}$ (m^3/s)	1.20	1.58	2.22	4.55	5.87	7.03	6.19	5.39	3.22	2.26	1.74	1.46
50% $Q_{95\%}$ (m^3/s)	0.60	0.79	1.11	2.28	2.94	3.52	3.09	2.69	1.61	1.13	0.87	0.73
Q_r (m^3/s)	0.60	0.79	1.11	2.28	2.94	2.95	2.95	2.69	1.61	1.13	0.87	0.73

3.6. Previsão dos caudais de ponta de cheia na secção dos açudes

O estudo de cheias, nomeadamente a determinação dos caudais máximos em cheia, para períodos de retorno de projeto, foram determinados através de métodos estatísticos, tendo em consideração que os caudais instantâneos na EH de El Castillo são conhecidos, podendo, portanto, ser determinados os caudais instantâneos máximos anuais na referida secção. Os caudais máximos anuais instantâneos obtidos, apresentam-se no **Quadro 3.12**.

Com base nos dados recolhidos, foi determinada a lei de distribuição de extremos que melhor se ajusta aos valores observados, resultando na lei Log-Pearson III, uma vez que é nesta lei que os pontos melhor se ajustam à reta, como se pode ver nos gráficos da **Figura 3.6**.

Quadro 3.12 – Série hidrológica de caudais máximos instantâneos anuais na EH El Castillo.

Nº valores (n): 49	
Data	Caudal instantâneo máximo anual X_i (m ³ /s)
1964	262.00
1966	578.00
1967	526.00
1968	82.50
1969	1362.00
1970	393.00
1971	665.00
1974	347.40
1975	946.50
1976	942.50
1977	1024.00
1978	1609.80
1979	1149.40
1980	1612.60
1981	1504.80
1982	1208.00
1983	1502.00
1984	420.00
1985	1030.00
1986	1713.00
1987	684.50
1988	713.00
1989	477.08
1990	474.80
1991	2877.90
1992	1635.70
1993	606.80
1994	1558.70
1995	406.80
1996	624.00
1997	1526.50
1998	189.20
1999	739.00
2000	2054.88
2001	1368.00
2002	1353.31
2003	1607.77
2004	909.82
2005	1377.70
2006	1967.80
2007	536.54
2008	2116.00
2009	809.42
2010	327.52
2011	499.08
2012	1318.97
2013	435.39
2014	1005.75
2015	1074.91
Média (X_{medio})	1861.04
Desvio padrão (s')	1950.26
Coefficiente de assimetria (ca)	2067.03
Coefficiente de assimetria corrigido (ca*)	2247.66

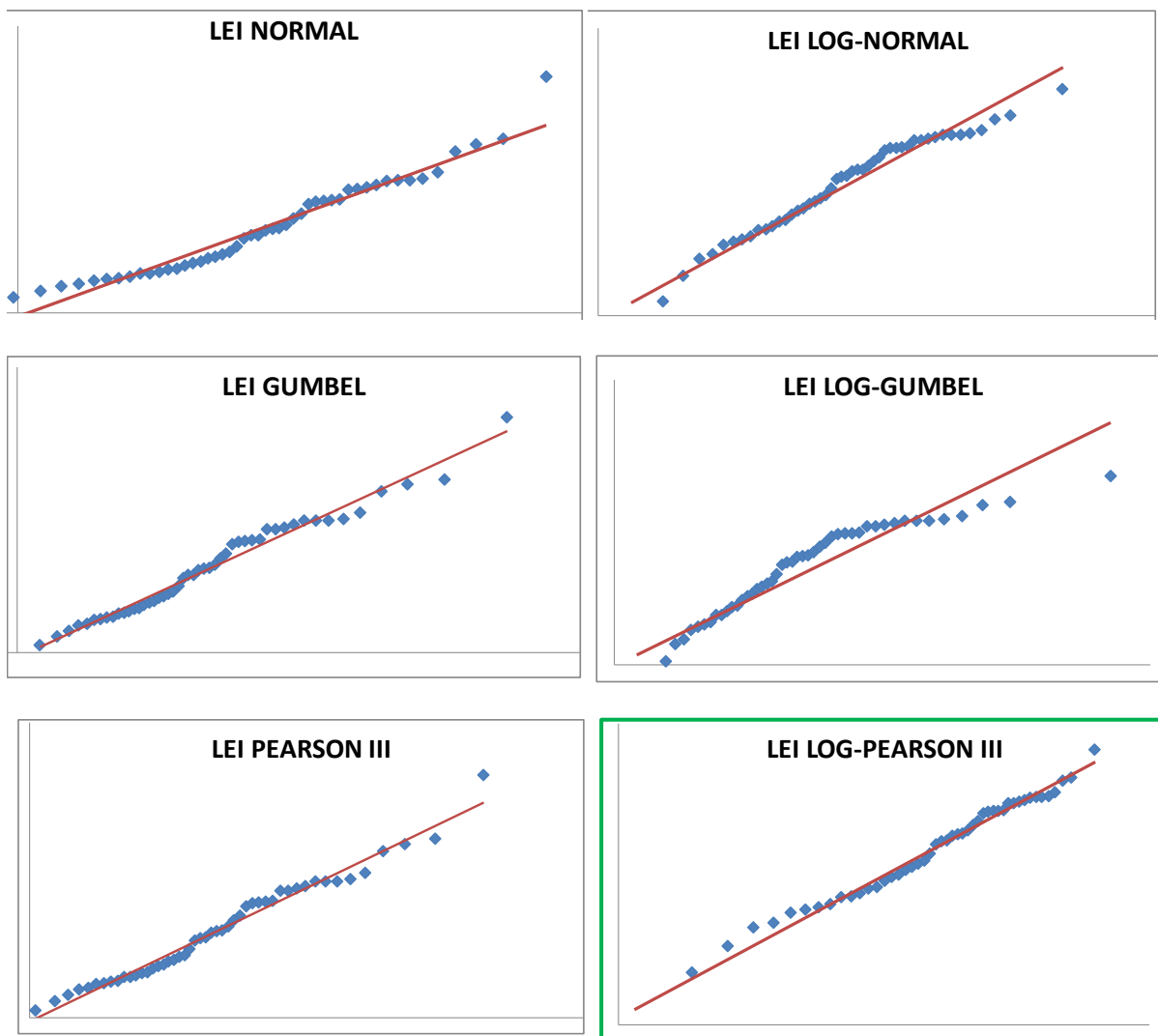


Figura 3.6 – Gráficos dos ajustamentos das leis de distribuição extremas à série hidrológica.

Após a determinação da lei estatística, são estimados os caudais máximos de cheia para a bacia hidrográfica de El Castillo, para os diversos períodos de retorno. Os caudais de cheia das secções que se pretendem estudar, são obtidos através da transposição de dados com base na relação das áreas das bacias (**Quadro 3.13**).

Quadro 3.13 – Caudais máximos de cheia para as secções em estudo.

Ti (anos)	Caudais máximos de cheia (m ³ /s)		
	El Castillo (A _c = 460 km ²)	Matadero (A _{Mat} =131.5 km ²)	Cieneguilla (A _{Cien} =57.7 km ²)
50	2274.1	650.1	285.1
100	2420.7	692.0	303.5
500	2666.3	762.2	334.3
1000	2741.9	783.8	343.8
5000	2869.9	820.4	359.8

4. Dimensionamento dos circuitos hidráulicos

4.1. Enquadramento justificativo

4.1.1. Caudal de projecto

A definição do caudal de projecto foi baseada nos resultados de uma análise económica preliminar para diferentes valores do caudal na vizinhança do caudal modular (**Quadro 4.1**), envolvendo a avaliação dos custos das respectivas estruturas e da energia produzida (**Capítulo 6**).

Quadro 4.1 – Caudais admitidos para determinação do caudal de projecto.

	90% Q_{mod}	95% Q_{mod}	Q_{mod}	105% Q_{mod}	110% Q_{mod}
Q (m ³ /s)	13.3	14.0	14.7	15.5	16.2

Os indicadores económicos “Benefício/Custo” e “Custo por unidade de energia produzida”, associados aos diferentes valores do caudal, permitiu seleccionar, por comparação, o caudal de projeto.

4.1.2. Açudes

Descarregador de cheias

No âmbito deste trabalho foram adotadas soleiras descarregadoras espessas tipo WES, cuja lei de vazão é traduzida na seguinte equação (Quintela, 2014):

$$Q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \quad [4.1]$$

em que:

Q – caudal descarregado (m³/s);

μ - coeficiente de vazão (**anexo A.4.1 a A.4.4**);

L - largura do descarregador (m);

g - aceleração da gravidade (9.81 m/s²);

H – carga hidráulica sobre a crista (m).

O coeficiente de vazão, fortemente influenciado pela profundidade a montante, pela inclinação do paramento a montante e, também, pelo nível da água a jusante, é avaliado pelo produto dos seguintes coeficientes (Pinheiro, 2007):

$$\mu = C_P \cdot \frac{C_w}{C_P} \cdot \frac{C_{wi}}{C_{wv}} \cdot f \quad [4.2]$$

traduzindo:

C_P – influência da profundidade a montante no coeficiente de vazão (**anexo A.4.1**);

$\frac{C_w}{C_P}$ – influência da carga hidráulica no coeficiente de vazão (**anexo A.4.2**);

$\frac{C_{wi}}{C_{wv}}$ – influência da inclinação do paramento de montante no coeficiente de vazão (**anexo A.4.3**);

A.4.3);

f – influência do nível a jusante no coeficiente de vazão (**anexo A.4.4**).

Na presença pilares, a largura efectiva da soleira descarregadora (L') não corresponde à largura total livre do descarregador, sendo influenciada nomeadamente pelo número e pela geometria dos pilares e dos encontros, e é dada por (Pinheiro, 2007):

$$L' = L - \sum_{i=1}^n b_p - 2(nK_p + K_e) \cdot H \quad [4.3]$$

em que:

b_p – largura dos pilares (m);

n – número de pilares;

K_p – coeficiente de contração dos pilares (**anexo A.4.6**);

K_e - coeficiente de contração dos encontros(**anexo A.4.5**).

Geometria das soleiras descarregadoras

A definição geométrica das soleiras descarregadoras seguiu as especificações das soleiras normalizadas WES (BUREC, 1987), apresentando-se na **Figura 4.1**. O perfil a montante da crista é definido pela inclinação do paramento de montante (1:M) e por dois arcos de circunferência tangentes entre si. Os raios dos arcos R_1 e R_2 e as coordenadas (X_c , Y_c) da aresta de transição do paramento de montante para o trecho curvilíneo da soleira de raio R_2 (**Figura 4.1**), são obtidos a partir dos parâmetros q , V_0 e h_a , (**Anexo A.4.8**) e representam, respectivamente, o caudal unitário por comprimento da crista, a velocidade de aproximação do escoamento à soleira e a correspondente altura cinética.

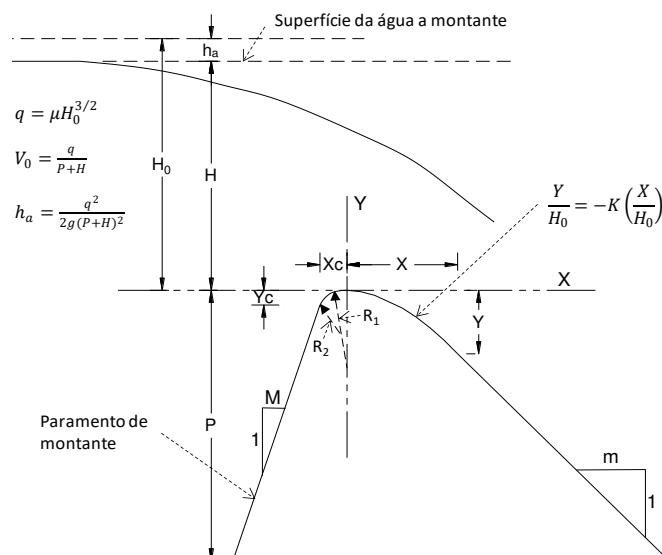


Figura 4.1 – Geometria da soleira descarregadora (BUREC, 1987).

O perfil a jusante da crista obedece à seguinte equação exponencial:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad [4.4]$$

em que H_0 é a carga de definição e K e n são constantes dependentes da inclinação do paramento de montante (1:M) e da velocidade relativa de aproximação (h_d/H_0), de acordo com o **Anexo A.4.7**.

Obras de dissipação de energia

Para a dissipação de energia em excesso do escoamento a jusante do açude descarregador (do tipo cinético), considera-se a construção de obras de dissipação. Estas estruturas asseguram uma dissipação localizada evitando que a elevada intensidade de turbulência, causada pelo excesso de energia dos escoamentos, resultado da introdução dos açudes, provoque danos e erosões inaceitáveis no leito a jusante.

No âmbito deste trabalho foram consideradas as soluções de dissipação por ressalto e por concha de rolo, seguindo-se as especificações dimensionais das bacias WES normalizadas pelo BUREC (**Anexos A.4.9, A.4.10 e A.4.11**).

As características do escoamento à entrada das bacias de dissipação (v_1 , h_1 e Fr_1) e as condições do escoamento no curso de água a jusante (secção da restituição), determinam o dimensionamento destas bacias de dissipação.

Com base nas condições do escoamento à entrada da bacia (v_1 , h_1 e Fr_1) e no nível de água na restituição, determina-se o raio (R) da concha de rolo (ver Figura do **Anexo A.4.9**), a partir do ábaco que se apresenta no **Anexo A.4.10**.

As soluções em concha de rolo propostas por BUREC (1987) não devem funcionar prolongadamente com caudais próximos ao de dimensionamento e o caudal unitário e velocidade de chegada à bacia devem ser inferiores aos valores indicados no **Quadro 4.2**.

Quadro 4.2 – Condições de utilização das bacias de concha de rolo propostas por BUREC (1987).

v_1	q
(m/s)	(m ³ /s/m)
< 22	< 50

As condições de aplicabilidade das bacias de dissipação por ressalto (**Quadro 4.3**) são função do tipo de bacia considerado. Nas condições do estudo, são satisfeitas as condições definidas por BUREC para a utilização das bacias para o tipo II e III, tendo-se optado pela aplicação da bacia do tipo III (pois tem um menor desenvolvimento).

A geometria destas bacias encontra-se perfeitamente definida pelo BUREC (1987), cujas dimensões dos blocos e os comprimentos, podem ser determinados em função do número de Froude do escoamento à entrada da bacia (**Anexo A.4.11**).

Quadro 4.3 – Condições de utilização das bacias de dissipação por ressalto propostas por BUREC(extraído de Pinheiro, 2006).

Tipo	Fr_1	V_1 (m/s)	q ($m^3/s/m$)
II	> 4.5	< 33	-
III	> 4.5	< 18	< 18
IV	$2.5 < Fr_1 < 4.5$	< 15	-

Verificação da estabilidade

Os açudes gravíticos a construir em betão, com paramentos de montante e de jusante inclinados foram dimensionados por forma a garantir a estabilidade através do seu peso próprio (açudes de gravidade).

De acordo com as NPB (1993) e refletindo as orientações dos Eurocódigos 1 e 2, as forças a considerar na verificação da segurança estrutural de perfis de gravidade (**Figura 4.2**) são geralmente:

- resultante do peso próprio (G);
- resultantes das pressões hidrostáticas nos paramentos (I);
- resultante das subpressões na interface horizontal betão-rocha (S);
- impulsos passivos na face da barragem enterrada a jusante (I_p);
- forças de inércia no corpo da barragem devidas à ação sísmica (F_{sh} , F_{sv});
- resultantes das pressões hidrodinâmicas no paramento devidas a ações sísmicas (I_{ws}).

combinadas à luz de cenários correntes (situações de construção e funcionamento normal da barragem) e de cenários de rotura (situações extremas que podem levar ao colapso da estrutura).

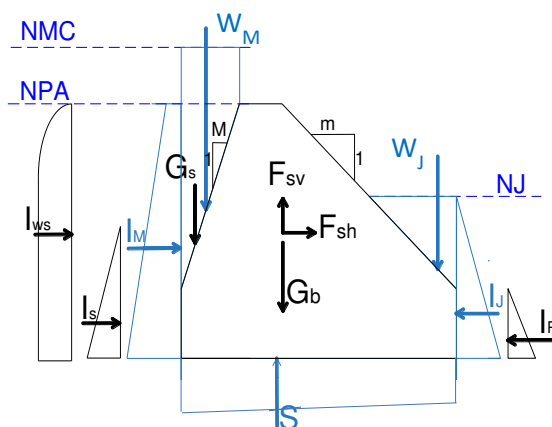


Figura 4.2 – Representação das forças geralmente consideradas na verificação da segurança estrutural de perfis de gravidade.

Tratando-se de um sistema a construir no Chile, o estudo considerou os critérios de estabilidade estabelecidos pelo USACE. Esta entidade, estabelece sete cenários de carregamento (USACE, 1995) para os quais a estabilidade deve ser analisada, nomeadamente um cenário de carregamento usual, três cenários de carregamento não usual e três cenários de carregamento extremo.

Visando este trabalho um estudo de viabilidade técnica e económica, considerou-se razoável desenvolver um dimensionamento preliminar dos açudes assente numa análise de estabilidade dessas estruturas apenas para os cenários de combinação de acções estáticas indicados no **Quadro 4.4**, não se incluindo as análises de verificação da segurança estrutural em cenários envolvendo acções dinâmicas face aos sismos.

Quadro 4.4 – Cenários de carga considerados na verificação estrutural dos açudes.

Condição de carregamento analisadas	Forças estáticas actuantes
Usual (funcionamento normal – NPA)	<ul style="list-style-type: none"> – Peso próprio do açude em betão (G_b) e peso da água sobre o paramento de montante (W_M) – Impulso hidrostático a montante (I_M) – Resultante das subpressões na base da barragem (S)
Extrema (NMC)	<ul style="list-style-type: none"> – Peso próprio do açude em betão (G_b) e peso da água sobre o paramento de montante (W_M) e de jusante (W_J) – Impulso hidrostático a montante (I_M) e a jusante (I_J) – Resultante das subpressões na base da barragem (S)

O peso próprio do açude (G_b) é definido pela através da seguinte equação:

$$G_b = \gamma_b \cdot V_b \quad [4.5]$$

representando:

γ_b - peso volúmico do betão (24 kN/m³);

V_b - volume de betão (m³).

Uma vez que os paramentos do açude de montante e de jusante são inclinados, existirá uma contribuição favorável do peso da água (W) que foi igualmente considerada.

O impulso hidrostático atuante nos paramentos, por metro de largura do açude, é determinado pela área do diagrama de pressões. No caso do diagrama triangular:

$$I = \frac{\gamma_w \cdot h_w^2}{2} \quad [4.6]$$

em que:

γ_w - peso volúmico da água (9.8 kN/m³);

h_w - altura de água (m).

Relativamente às subpressões na base do açude, uma vez que não foi considerada a presença de drenos, os diagramas admitem-se lineares entre os valores correspondentes às alturas de água a montante e jusante. Este critério admite a fundação como uniformemente fissurada ou com permeabilidade homogénea (Quintela, 1991). A resultante das subpressões atuantes na base do açude é, então, avaliada através da seguinte equação:

$$S = \gamma_w \frac{(h_M + h_J)}{2} B^n \quad [4.7]$$

em que:

h_M – altura da água a montante desde a base da fundação (m);

h_J – altura da água a jusante desde a base da fundação (m);

B – comprimento da base da fundação (m).

Para cada uma das condições de carregamento (usual e extrema), foi verificada a segurança ao deslizamento, ao derrubamento, às tensões transmitidas à fundação e às tensões internas no betão.

Na análise de segurança ao deslizamento compararam-se as tensões tangenciais resistentes e tensões tangenciais actuantes no plano potencial de rotura. As tensões tangenciais atuantes são determinadas a partir das forças gravíticas, das subpressões e dos impulsos actuantes, e as tensões tangenciais resistentes são determinadas a partir do critério de rotura de Mohr-Coulomb. Este modelo matemático descreve, de forma simplificada, a resposta às solicitações de materiais de rotura frágil como o betão, solos e rochas, que possuem uma resistência à compressão muito superior à sua resistência à tracção.

A teoria de Mohr-Coulomb, baseando-se nos parâmetros de atrito e de coesão para diferentes níveis de pares de tensão normal (σ) e tangencial (τ) de rotura, fornece a envoltória de resistências do material na forma:

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad [4.8]$$

em que τ é a tensão tangencial, σ a tensão normal, C a coesão e ϕ o ângulo de atrito interno.

A avaliação do deslizamento deve ser efectuada para potenciais superfícies horizontais de deslizamento, nomeadamente na interface açude-fundação. Em análises preliminares podem adoptar-se, para a coesão (C) e para o ângulo de atrito interno (ϕ) no maciço de fundação, valores baseados em outras obras com materiais similares. Neste estudo admite-se que a fundação dos açudes será em rocha sã, com um ângulo de atrito interno de 42.5°, sendo as forças de coesão conservativamente consideradas nulas.

O coeficiente de segurança ao deslizamento (CSD) é traduzido na seguinte relação:

$$CSD = \frac{\sum C \cdot A + \sum F_V \cdot \tan \phi}{\sum F_H} \quad [4.9]$$

em que:

A – área comprimida da estrutura no plano em análise (m²);

$\sum F_V$ – somatório das forças verticais (kN/m);

$\sum F_H$ – somatório das forças horizontais actuantes (kN/m).

Devendo observar-se os coeficientes de segurança mínimos indicados no **Quadro 4.5** (USACE, 1995).

Quadro 4.5 – Valores mínimos dos coeficientes de segurança ao deslizamento (USACE,1995).

Condição de carregamento	Usual	Extrema
CSD_{\min}	2.0	1.3

Devido às solicitações da pressão hidrostática e da subpressão, o açude pode ter a tendência para rodar em torno da extremidade de jusante da fundação. Para que não seja derrubado, o ponto de aplicação da resultante das forças actuantes deverá situar-se a montante daquela extremidade (Quintela, 1991).

A segurança ao derrubamento é então analisada com base na localização da resultante da forças actuantes, traduzida na respectiva excentricidade (e):

$$e = \frac{\sum M(o)}{\sum F_v} \quad [4.10]$$

em que $\sum M(o)$ é o somatório dos momentos das solicitações (kNm/m), em relação ao centro de gravidade da base.

No **Quadro 4.6** apresentam-se os critérios de verificação do USACE (1995) para as condições de carregamento analisadas, representando B o comprimento da base da fundação.

Quadro 4.6 – Critérios de verificação da segurança ao derrubamento (USACE,1995).

Condição de carregamento	Usual	Extrema
Critério de verificação	$ e < B/6$	$ e < B/2$

A resultante das cargas verticais e horizontais transmitidas pelo açude à fundação é equilibrada, em condições de estabilidade, pela reação desta. As tensões verticais de reação da fundação na secção de montante e de jusante (σ_1 e σ_2 , respectivamente), são calculadas através da seguinte equação de compressão excêntrica:

$$\sigma_i = \frac{\sum F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad [4.11]$$

em que:

σ_i - tensão na base da fundação (kN/m²);

A - área da base de fundação (m²).

As tensões efetivas na fundação (σ_1 e σ_2) deverão ser sempre de compressão, uma vez que não é suposto a fundação resistir à tração.

No **Quadro 4.7** apresentam-se os critérios de verificação do USACE (1995) para as condições de carregamento analisadas.

Quadro 4.7 – Critérios de verificação das tensões na fundação (USACE,1995).

Condição de carregamento	Usual	Extrema
Critério de verificação	$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$	$\sigma_{\max} < 1.33\sigma_{\text{adm}}$

Uma vez que se prevê a execução do saneamento das fundações, considerou-se que as estruturas dos açudes serão fundadas em rocha, admitindo-se que a tensão máxima admissível é de 2.5 MPa, correspondente a uma rocha sã.

A segurança das tensões no betão verifica-se limitando a tensão máxima no betão (σ_{\max}), à compressão e à tracção, a uma tensão limite determinada pela resistência à compressão em 1 ano sem confinamento ($f'c$) (USACE, 1995). No presente estudo foi admitida que a referida tensão de confinamento ($f'c$) é igual à tensão característica do betão à compressão aos 28 dias (fck), de acordo com o **Quadro 4.8**.

Quadro 4.8 – Critérios de verificação das tensões máximas admitidas no betão (USACE,1995).

Condição de carregamento	Usual	Extrema
Compressão	$\sigma_{\max} < 0.3 fck$	$\sigma_{\max} < 0.9 fck$
Tração	$\sigma_{\min} > 0$	$\sigma_{\max} < 1.5 fck^{2/3}$

A classe de betão que se admitiu aplicar foi C 25/30, sendo o seu valor característico de tensão à compressão aos 28 dias (fck) de 25 MPa.

4.1.3. Tomadas de água

Quando a tomada de água é submersa, deve ser observada uma altura de água mínima de submersão (**Figura 4.3**), a fim de evitar a formação de vórtices que podem produzir:

- condições de escoamento não uniformes;
- introduzir ar no escoamento, resultando em fenómenos de cavitação, vibração, etc, que degradam as estruturas;
- aumentar as perdas de carga e reduzir a eficiência;
- arrastar material para a tomada de água.

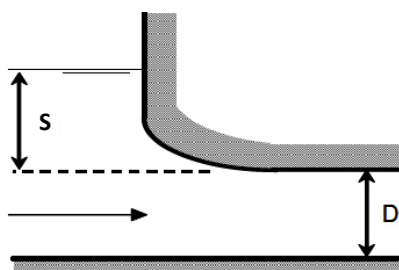


Figura 4.3 – Submersão mínima numa tomada de água para uma conduta (extraído de ESHA, 2004).

Os requisitos de submersão são maiores para condições de aproximação do escoamento não ideais (não simétricas) do que para condições ideais de aproximação (simétricas).

A submersão mínima requerida (S) pode ser determinada através da relação proposta por Gordon (1989), citado em Ramos et al. (2000):

$$\frac{S}{D} = C \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad [4.12]$$

em que:

D – diâmetro da conduta circular ou diâmetro hidráulico em condutas não circulares (m);

C – coeficiente igual a 1.7 ou 2.3, para uma aproximação do escoamento simétrica ou assimétrica, respectivamente;

V – velocidade média do escoamento na conduta (m/s).

As grelhas, instaladas à entrada da tomada de água, são órgãos de proteção do circuito hidráulico, sendo a sua função a limitação da entrada de detritos no circuito hidráulico que possam danificar os equipamentos instalados a jusante.

A grelha é composta por um ou mais painéis rectangulares, constituídos por um conjunto de barras solidarizadas ao quadro do painel e por travessas intermédias que diminuem o vão das barras. O espaçamento entre barras das grelhas é usualmente função das dimensões máximas dos materiais sólidos admissíveis pela turbina a utilizar, devendo este obedecer às especificações fornecidas pelo fabricante. Ramos et al. (2000) propõem os espaçamentos apresentados no quadro seguinte.

Quadro 4.9 – Espaçamento de barras das grelhas para diferentes tipos de turbina (Ramos et al., 2000).

Tipo de turbina	Kaplan	Francis	Pelton	turbina-bomba
Espaçamento (m)	0.10-0.15	0.08-0.10	0.03-0.05	0.02

O dimensionamento da secção a obturar pela grelha é obtido pela limitação da velocidade a considerar, sendo que esta é função da grelha a instalar e do tipo de limpeza adotada. A velocidade de aproximação às grelhas deve estar situada entre 0.6 m/s e 1.5 m/s (Penche, 1998). Numa tomada de água afogada com um limpa-grelhas automático, esta velocidade é da ordem de 0.8 m/s a 1.0 m/s (Ramos et. al, 2000), sendo avaliada considerando como secção do escoamento a área total do vão protegido pela grelha.

As grelhas podem ser instaladas verticalmente ou com alguma inclinação. Quando dotadas de limpa-grelhas automático, é usual adoptar-se grelhas com inclinação, uma vez que facilitam o funcionamento do referido dispositivo.

A área total (A) do vão protegido pelas grelhas é dada pela seguinte equação (Penche, 1998):

$$A = \frac{1}{K_1} \left(\frac{e + a}{a} \right) \frac{Q}{V_a \sin \alpha} \quad [4.13]$$

em que:

e – espessura das barras (mm);

a – espaçamento entre as barras (mm);

Q – caudal que atravessa a secção (m³/s);

V_a – velocidade de atravessamento das grelhas (m/s);

α – ângulo da grelha com a horizontal;

K_1 – coeficiente relacionado com a colmatagem das grelhas, igual a: 0.20 a 0.30 se a grelha não está dotada de limpeza automática; 0.40 a 0.60 se a limpeza automática é efectuada com programação horária; e 0.80 a 0.85 se a limpeza automática é efectuada através de sensores de nível.

A estabilidade das barras é assegurada pela garantia de que a frequência dos vórtices que são gerados pela introdução da grelha (f_v), seja bastante inferior à frequência das barras (f_b), requerendo-se que, no mínimo, $f_b > 1.5f_v$. A frequência dos vórtices e a frequência da grelha, podem ser determinadas através das seguintes equações (Ramos et. al, 2000):

$$f_v = \frac{S_t V_a}{e} \quad [4.14]$$

$$f_b = 3.6 \frac{e}{3.46 \cdot L} \sqrt{\frac{g E_s}{\gamma_s + \frac{a}{e} \gamma_w}} \quad [4.15]$$

em que:

S_t – número de Strouhal das barras que depende da secção da barra (ver **anexo A.4.12**), que deve ser majorado de um factor de segurança (F), de acordo com o **anexo A.4.13**;

L - distância entre apoios da barra (m);

E_s – módulo de elasticidade do material das barras ($E_s = 210 \times 10^6 \text{ kPa}$ para barras em aço);

γ_s – peso específico do material das barras ($\gamma_s = 78 \text{ kN/m}^3$ para barras em aço).

4.1.4. Túneis e canais

No canal de adução e nos túneis, o escoamento é efetuado em superfície livre, admitindo-se atingir um estado de equilíbrio entre as forças gravíticas e as de resistência ao longo do canal com rugosidade constante (regime uniforme). Nestas condições para pequenas inclinações do fundo do canal, a perda de carga unitária (J) é igual à inclinação do fundo do canal ($J \approx \text{sen} \theta \approx \text{tg} \theta \approx i$).

A secção de maior eficiência escoando o máximo caudal (Q) com determinada área (A) e inclinação (i), corresponde à secção em que o perímetro molhado (P) é mínimo, tal como indica a relação (Manning-Strickler):

$$Q = K_s \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \Rightarrow Q = K_s \cdot \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \cdot J^{1/2} \quad [4.16]$$

representando:

K_s – coeficiente de rugosidade de Strickler (**Anexo A.4.14**);

R - raio hidráulico (m).

Para a secção retangular, a secção de maior eficiência é definida para uma largura do canal igual ao dobro da sua altura útil, i.e., $b = 2h_u$ (Costa e Lança, 2011). Porém, a secção de maior eficiência não corresponde necessariamente à secção económica, uma vez que os custos globais não se cingem à

estrutura. Por este motivo, o dimensionamento foi efectuado tendo em consideração a determinação da secção económica, ou seja, secção do canal que do ponto de vista global é menos dispendiosa, bem como as velocidades recomendadas para o escoamento, uma vez que uma velocidade excessiva provoca a erosão do material de construção. De acordo com bibliografia consultada, a velocidade média para um canal em betão deve em geral ser da ordem de 1 m/s, com um limite máximo de 2.5 m/s.

4.1.5. Conduta de adução de baixa pressão

A aproximação preliminar ao diâmetro económico foi feita por aplicação da relação de Bondshu (Costa e Lança, 2011):

$$D_e = \sqrt[7]{5.2 \frac{Q^3}{H'_B}} \quad [4.17]$$

em que:

D_e – diâmetro económico (m);

H'_B – carga máxima na conduta, admitida a carga de ensaio (m);

Q – caudal de dimensionamento (m³/s).

Ramos et al. (2000) propõem as velocidades do escoamento indicadas no **Quadro 4.10**.

Quadro 4.10 – Velocidades de escoamento nas condutas em função da queda.

Tipo de Queda		
Quedas baixas ($H_b < 50m$)	Quedas médias ($50m < H_b < 250m$)	Quedas altas ($H_b > 250m$)
2-3 m/s	3-4 m/s	4-5 m/s

A espessura da conduta (e_{cb}) deve ser definida para garantir a resistência à pressão hidroestática máxima na conduta (P_d). Para condutas em aço ESHA (2004) propõem a seguinte relação:

$$e_{cb} \geq \frac{P_d \cdot D_{cb}}{2\sigma_f k_f} + e_c \quad [4.18]$$

em que:

e_{cb} – espessura da parede da tubagem (mm);

P_d - pressão hidroestática máxima na conduta (kN/m²);

D_{cb} – diâmetro interno da conduta (mm);

σ_f – tensão máxima admissível, para o aço ($\sigma_f = 150 \times 10^3$ kN/m²);

k_f - factor de eficiência das soldaduras ($k_f=1$ em condutas sem costuras e em condutas com soldaduras radiografadas e com alívio de tensões; e $k_f=0.9$ em soldaduras radiografadas);

e_c – espessura adicional face ao efeito de corrosão (1 mm).

BUREC (1977) recomenda uma espessura mínima (e_{\min} em mm):

$$e_{\min} = \frac{D_{Cb} + 508}{400} \quad [4.19]$$

em que D_{Cb} deverá ser expresso em mm.

As condutas devem ser dimensionadas para a sua secção económica, que corresponde à secção que minimiza o custo global do sistema. Para um mesmo caudal, o aumento do diâmetro da conduta traduz-se no aumento dos custos associados à sua execução e na redução da energia perdida, logo no aumento dos benefícios gerados. Desta forma, o diâmetro económico é alcançado quando o custo total (custo de execução adicionado do custo da energia perdida) é menor. Assim, para a determinação da secção económica da conduta, foram arbitrados diversos diâmetros, em torno do diâmetro económico preliminar e, para cada um, calculou-se o custo total de execução da conduta forçada (no ano zero) e o custo da energia perdida atualizado (no tempo de vida útil do projecto, considerado de 35 anos).

A energia perdida é calculada através da seguinte equação:

$$E_p = \frac{\gamma_w \cdot V \cdot \eta_m \cdot \Delta h_{eq}}{3600} \quad [4.20]$$

em que:

E_p – energia perdida (kWh);

V – volume médio anual turbinado (m^3);

η_m – rendimento ponderado do grupo;

Δh_{eq} – perda de carga equivalente no aproveitamento (m).

Trata-se de uma metodologia aproximada, baseada na consideração de uma perda de carga equivalente no aproveitamento, modelada pelo valor médio das perdas de carga avaliadas para cada valor da série amostral de caudais médios diários turbinados (36 anos x 365 dias).

O caudal que conduz a esta perda de carga equivalente – caudal equivalente do aproveitamento (Q_{eq}) - foi estimado pela seguinte equação (Castro, 2012):

$$\frac{\Delta h_{eq}}{\Delta h_N} = \left(\frac{Q_{eq}}{Q_N} \right)^2 \quad [4.21]$$

em que:

Q_{eq} – caudal equivalente, ou caudal ponderado efectivamente turbinado (m^3/s);

Q_N – caudal nominal que, neste caso, corresponde ao caudal de dimensionamento da conduta (m^3/s);

Δh_N – perda de carga total para o caudal nominal (m).

Tubo de arejamento

Deverá ainda ser verificada a resistência à pressão externa da conduta, uma vez que esta, ao ser submetida a subpressões, poderá colapsar. Inversin (1986), apresenta a seguinte expressão para a avaliação da pressão externa de colapso (P_c):

$$P_c = \frac{2E_s}{f} \left(\frac{e_{cb}}{D_{cb}} \right)^3 \quad [4.22]$$

em que f é o factor de segurança igual a 5 no caso de condutas enterradas e 10 para condutas expostas.

De acordo com Inversin (1986), o tubo de arejamento pode ser dimensionado através da seguinte equação:

$$A_{CA} = \frac{Q}{C\sqrt{P_c}} \quad [4.23]$$

em que:

Q – caudal de dimensionamento da conduta (m^3/s).

A_{CA} – área do tubo de arejamento (m^2);

C – coeficiente de descarga através do tubo de arejamento, igual a 0.5 para válvulas de entrada de ar comuns e 0.7 para tubos curtos de entrada de ar;

P_c – pressão de colapso (kN/m^2).

4.1.6. Chaminé de equilíbrio

A chaminé de equilíbrio é um reservatório que permite a atenuação e controlo de variações rápidas do caudal e da pressão, através do “armazenamento” do excesso de energia (Ramos et al., 2000). Esta estrutura é usualmente posicionada entre o final da conduta de baixa pressão e imediatamente a montante da conduta forçada, amortecendo as variações de pressão que se propagam pela conduta forçada (golpe de aríete), reduzindo este efeito para a conduta de baixa pressão. Por outro lado, poderá funcionar como armazenamento, para fornecer água à conduta forçada aquando da abertura da turbina, até que se estabeleça o regime estacionário.

A análise da estabilidade de uma chaminé de equilíbrio depende do comportamento hidráulico e dos requisitos elétricos do sistema (Ramos et al., 2000), pelo que deverá ser devidamente analisado, fazendo-se neste estudo apenas uma análise preliminar.

ESHA (2004) propõe que se avalie a necessidade da instalação da chaminé de equilíbrio através de um critério baseado no tempo de inércia hidráulica da conduta forçada (t_h), traduzindo o intervalo de tempo que a conduta líquida leva a atingir a velocidade V_{CF} quando submetida a uma diferença de cotas piezométricas H_u , obtido por:

$$t_h = \frac{V_{CF}L_{CF}}{gH_u} \quad [4.24]$$

em que:

V_{CF} – velocidade inicial do escoamento na conduta forçada (m/s);

L_{CF} – comprimento da conduta forçada (m);

H_u – queda útil de referência (m).

Se $t_h < 3$ s não é necessária a colocação de uma chaminé de equilíbrio (ou outro dispositivo). Caso $t_h > 6$ s a instalação de uma chaminé de equilíbrio ou outro dispositivo de protecção deve ser considerado para evitar fortes oscilações no controlador da turbina.

A área mínima da secção transversal da chaminé de equilíbrio (ou secção de Thoma) poderá ser obtida através da seguinte equação (Ramos et al., 2000):

$$A_{ch} = \frac{L_{cb} A_{cb} V_{cb}^2}{H_u \Delta h_{cb} 2g} \quad [4.25]$$

em que:

V_{cb} – velocidade inicial do escoamento na conduta adutora de baixa pressão (m/s);

L_{cb} – comprimento da conduta adutora de baixa pressão(m);

A_{cb} – área da secção transversal da conduta adutora de baixa pressão (m²);

A_{ch} - área da secção transversal da chaminé de equilíbrio (m²).

ΔH_{cb} é a perda de carga na conduta de adutora de baixa pressão (m).

Novak (2007) propõe a aplicação de um factor de segurança de 1.5 à área obtida através da expressão anterior.

Ramos et al. (2000) apresenta soluções analíticas para o cálculo da oscilação extrema do nível na chaminé de equilíbrio (ΔZ_{max}^*) e do período dessa oscilação (T^*), admitindo a anulação total e instantânea do caudal turbinado e desprezando as perdas de carga contínuas e localizadas, nomeadamente:

$$\Delta Z_{max}^* = Q \sqrt{\frac{L_{cb}}{g A_{cb} A_{ch}}} \quad [4.26]$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{L_{cb} A_{ch}}{g A_{cb}}} \quad [4.27]$$

O período das oscilações elásticas de pressão na conduta ($T = \frac{4L_{cb}}{c}$) é muito inferior ao período da oscilação do nível da água na chaminé de equilíbrio (T^*). Estas são amortecidas pelo atrito e pelas perdas de carga localizadas na conduta adutora.

Ramos et al. (2000) apresenta, também, uma fórmula aproximada (deduzida por Jaeger) para traduzir o efeito das perdas de carga na oscilação máxima (ΔZ_{max}) de nível na chaminé:

$$\Delta Z_{max} = \Delta Z_{max}^* - \frac{2}{3} \Delta h_{cb} + \frac{1}{9} \frac{\Delta h_{cb}^2}{\Delta Z_{max}^*} \quad [4.28]$$

Novak (2007) apresenta a mesma metodologia, completando com a determinação da oscilação mínima (ΔZ_{min}) na forma:

$$\Delta Z_{min} = - \frac{1}{1 + 7/3 K_0} \Delta Z_{max}^* \quad [4.29]$$

em que K_0 representa a relação entre a perda de carga na conduta adutora (ΔH_{cb}) e a oscilação na chaminé de equilíbrio, estimada sem a consideração do efeito das perdas de carga (ΔZ_{max}^*):

$$K_0 = \frac{\Delta h_{cb}}{\Delta Z_{max}^*} \quad [4.30]$$

As oscilações (ΔZ_{max} e ΔZ_{min}) são referentes ao nível estático (NE) do aproveitamento. A altura da chaminé de equilíbrio (H_{ch}) será calculada através da subtração da cota do eixo inferior da conduta em baixa pressão ao nível máximo obtido ($NE + \Delta Z_{max}$) adicionado de uma folga, admitida nesta fase de 2 m, garantindo que o nível mínimo ($NE + \Delta Z_{min}$) é superior à cota do eixo superior da conduta em baixa pressão.

4.1.7. Câmara de carga

A câmara de carga tem como propósito:

- promover a transição entre o escoamento em superfície livre, no canal de adução e o escoamento sob pressão na conduta forçada;
- amortecer o golpe de Aríete, devido a paragens tempestivas na central;
- fornecer água à conduta forçada quando ocorre uma abertura brusca da central, até que se estabeleça o escoamento em regime permanente no canal.

Poderá ainda funcionar como uma bacia de decantação para sedimentos que atravessem as grelhas e aí se depositem.

A câmara de carga deverá ter profundidade suficiente para garantir os níveis de funcionamento da central e a submergência mínima da tomada de água para a conduta forçada. Por outro lado, aquando de uma abertura, deverá ter volume de água suficiente (volume de eclusagem) para fazer face ao tempo de inércia hidráulica (t_h) no canal, estimado por:

$$t_h = \frac{V_c L_c}{g \Delta Z} \quad [4.31]$$

em que:

V_c – velocidade inicial do escoamento no canal de adução (m/s);

L_c – comprimento do canal de adução (m);

ΔZ – desnível no canal de adução (m).

Por forma a minimizar as dimensões da câmara de carga, parte deste volume poderá ser distribuído pelo circuito hidráulico, nomeadamente no canal de adução, através da consideração de paredes com o topo horizontal.

Usualmente o comprimento da câmara de carga corresponde a duas vezes e meia a sua largura e deve ser dimensionada para uma velocidade inferior a 0.5 m/s, por forma a induzir a sedimentação de partículas (Ramos et al., 2000).

4.1.8. Conduta forçada

A determinação do diâmetro económico da conduta forçada poderá ser efectuada com base na equação de Fahbush (Novak, 2007):

$$D_e = 0.57 H_N^{-0.17} \left(\frac{P_N}{H_N} \right)^{0.43} \quad [4.32]$$

em que:

D_e – diâmetro económico da conduta forçada (m);

H_N – queda nominal (m);

P_N – potência instalada (kW);

A equação de Bondshu (**equação [4.17]**) poderá igualmente ser utilizada para a determinação do diâmetro económico da conduta forçada.

Uma vez que a conduta forçada está sujeita a oscilações de pressão transitórias resultantes das manobras da central, essa condição deverá ser tida em conta no seu dimensionamento. ESHA (2004) indica que a sobrepressão criada por um fecho súbito pode atingir 25% da pressão hidrostática no caso das turbinas Pelton e entre 25% a 50% no caso das turbinas de reacção.

Uma vez que a conduta deverá ser ensaiada para uma pressão de ensaio de 1.5 vezes a pressão hidrostática máxima (normas de ensaios de condutas em pressão), a espessura de cálculo foi determinada para essa condição com base nas expressões indicadas por ESHA (2004) anteriormente apresentadas no **ponto 4.1.5** (condutas de adução de baixa pressão).

Golpe de Aríete

A operação das centrais dá lugar a alterações no caudal na conduta forçada. Estas alterações de caudal fazem-se acompanhar de variações da energia no seu interior (regime variável). Quando o caudal se altera de maneira suficientemente rápida para que as forças elásticas, do fluído e da conduta, sejam mobilizadas, estabelece-se o regime variável do tipo golpe de aríete ou choque hidráulico.

Estando a conduta, entre a central e a superfície livre a montante da conduta, sujeita a este tipo de escoamentos variáveis, desenvolveu-se uma análise quantitativa aproximada da magnitude do regime variável associado à anulação do caudal turbinado na central. Nesta avaliação aproximada, a

celeridade (velocidade de propagação das ondas elásticas de pressão) foi calculada pela seguinte expressão (ESHA, 2004):

$$c = \sqrt{\frac{k/\rho}{1 + \frac{kD_{CF}}{E_s \cdot e_{CF}}}} \quad [4.33]$$

$$T_c = \frac{2L_{CF}}{c} \quad [4.34]$$

em que:

c – celeridade (m/s);

T_c – tempo de reflexão elástica (ou tempo crítico) na conduta forçada (s);

k – módulo de elasticidade volumétrica da água ($k = 2.1 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$);

ρ – massa volúmica da água ($\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$);

D_{CF} – diâmetro interno da conduta forçada (m);

e_{CF} – espessura da conduta forçada (m);

L_{CF} – comprimento da conduta forçada (m).

Se o tempo de anulação de caudal (t_a) for inferior ao tempo crítico (T_c), toda a energia cinética é convertida em carga hidráulica (ΔH), que pode ser calculada através da fórmula de Joukowsky (m.c.a):

$$\Delta H = \frac{c}{g} \Delta V \quad [4.35]$$

em que ΔV é variação da velocidade (m/s), igual à velocidade inicial na conduta (V_0), para a anulação do caudal.

A fórmula anterior é válida para manobras instantâneas ou rápidas ($t_a < T_c$). Para manobras lentas de anulação do caudal ($t_a > T_c$), a sobrepressão não será desenvolvida na totalidade, podendo ser calculada através da equação (Ramos et al., 2000):

$$\Delta H = H_u \cdot K_T \cdot \frac{t_h}{t_a} \quad [4.36]$$

em que:

ΔH – oscilação máxima transitória da carga hidráulica;

H_u – queda útil de referência (m);

K_T – fator que depende do tipo de turbina e operação. Para turbinas Francis os valores variam entre 1.2 e 2.0, para manobras de abertura e fecho. Para condições teóricas $K_T = 2$ (Fórmula de Michaud).

t_h - tempo de inércia hidráulica da conduta forçada (**Equação [4.24]**).

O tempo de fecho da válvula numa conduta curta, ou seja, de uma conduta com um comprimento (L) inferior a 3 vezes a queda bruta (H_b), é geralmente da ordem dos 6 s, e para uma conduta longa ($L > 3H_b$) é da ordem dos 10 s (ESHA, 2004).

Sendo ΔH é a oscilação máxima transitória da carga hidráulica decorrente do fecho da válvula, a carga hidráulica máxima atingida (H_M) é obtida através da seguinte equação:

$$H_M = H_0 + \Delta H \quad [4.37]$$

Estabilidade estrutural dos maciços

Os maciços de amarração são dimensionados para absorver os esforços que são instalados nas curvas da conduta durante o funcionamento do aproveitamento. A sua estabilidade é garantida por gravidade, determinando-se as dimensões do maciço que cumpram as verificações de segurança necessárias. Para efeitos de dimensionamento preliminar considerou-se a condição de ensaio, cuja pressão é 1.5 vezes a pressão máxima hidrostática.

Uma vez que foram admitidas condutas enterradas, com uma altura de solo (h_s) sobre a conduta de 1.0 m, a tubagem é directamente apoiada no terreno, pelo que não foram previstos berços de apoio.

Forças actuantes

Nas condições apresentadas, as forças actuantes no maciço são:

- Peso próprio do maciço (G_b),
- Impulso hidráulico (I);
- Forças de escorregamento da conduta a montante (F_M), e a jusante (F_J).

Admitiu-se na sua análise preliminar a configuração prismática do maciço.

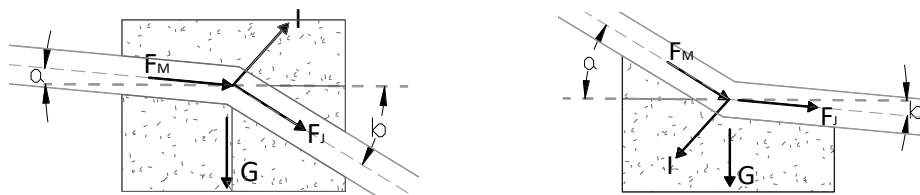


Figura 4.4 – Forças actuantes nos maciços da conduta forçada em curvas côncavas e convexas.

Considerou-se ainda a acção favorável do peso do solo sobre o maciço (G_s), admitindo-se o seu peso volúmico ($\gamma_E = 19 \text{ kN/m}^3$).

O impulso hidrostático, nas mudanças de direcção, pode ser determinado pela seguinte equação (Inversin, 1986):

$$I = \frac{\pi \cdot D_{CF}^2}{4} \cdot P_e \cdot 2 \cdot \text{sen} \left(\frac{b - a}{2} \right) \quad [4.38]$$

em que:

D_{CF} – diâmetro da conduta forçada (m);

P_e – pressão de ensaio da conduta forçada (kN/m^3);

a e b – ângulo com a horizontal, dos eixos da conduta a montante e a jusante, respetivamente.

Numa conduta enterrada as forças devidas ao peso da conduta e da água no seu interior são distribuídas ao longo do comprimento total da conduta e resistidas pelo solo (Inversin, 1986). Contudo, em inclinações elevadas, principalmente superiores a 20% a componente paralela à conduta tem um efeito não desprezável que pode provocar o escorregamento da conduta ao longo do plano inclinado (Marques e Sousa, 2006).

A força de escorregamento a montante (F_M) e a jusante do maciço (F_J) são avaliadas pelas seguintes expressões (Marques e Sousa, 2006):

$$F_M = \left(\pi \frac{D_{CF}^2}{4} \gamma_w + \pi \cdot D_{CF} \cdot e_{CF} \cdot \gamma_a + D_{CF} \cdot h_E \cdot \gamma_E \right) \cdot L_M \cdot (\sin a - C \cdot \cos a) \quad [4.39]$$

$$F_J = \left(\pi \frac{D_{CF}^2}{4} \gamma_w + \pi D_{CF} e_{CF} \cdot \gamma_a + D_{CF} \cdot h_E \cdot \gamma_E \right) \cdot L_J \cdot (\sin b - C \cdot \cos b) \quad [4.40]$$

em que:

e_{CF} – espessura da conduta forçada (m);

h_E – altura de solo sobre a conduta (m);

γ_E – peso específico do solo ($\gamma_E = 19 \text{ kN/m}^3$);

L_M – comprimento da conduta entre o maciço e o maciço imediatamente a montante (m);

L_J – comprimento da conduta entre o maciço e o maciço imediatamente a jusante (m);

a – ângulo da conduta a montante do maciço com o plano horizontal (°);

b – ângulo da conduta a jusante do maciço com o plano horizontal (°).

Verificação da estabilidade

Os maciços de amarração são dimensionados garantindo que são cumpridas as seguintes verificações:

- ✓ Segurança à flutuação;
- ✓ Segurança ao deslizamento;
- ✓ Tensão na fundação (curvas côncavas).

Foi ainda verificada a segurança ao derrubamento (Inversin, 1986), apresentando-se no **Quadro 4.11** os critérios observados nos dimensionamentos dos maciços.

Quadro 4.11 – Critérios de verificação da segurança ao deslizamento, derrubamento e tensões na fundação dos maciços da conduta forçada.

Verificação da segurança	Critério de verificação
Deslizamento	$CSD < 1.2$
Derrubamento	$e < B/6$
Tensões na fundação	$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$

Na segurança ao deslizamento foi adotado coeficiente de atrito entre a estrutura e a fundação ($\tan\phi$) de 0.7. Considerou-se uma tensão admissível em rocha alterada de 1 MPa (Marques e Sousa, 2006).

Nas curvas convexas, a conduta deverá ser amarrada ao maciço (Marques e Sousa, 2006) por forma a que o somatório das forças verticais ascendentes ($\sum F_{V,d}$) sejam inferiores às forças verticais descendentes ($\sum F_{V,e}$), devendo ser verificada a seguinte equação:

$$CSF = \frac{\sum F_{V,e}}{\sum F_{V,d}} \quad [4.41]$$

em que CSF é o coeficiente de segurança à flutuação ($CSF > 1.1$).

4.1.9. Central hidroelétrica

O edifício da central é dimensionado para proteger os grupos turbina-gerador e os equipamentos auxiliares, sendo que, em termos gerais, as suas dimensões maioritariamente determinadas pelas dimensões dos equipamentos (Ramos et al., 2000).

A primeira avaliação da turbina a instalar é efetuada com base na interação de três parâmetros – queda, caudal e potência (Castro, 2002), sendo a escolha da turbina geralmente feita através de tabelas gráficas envolvendo os referidos parâmetros (**Figura 4.5**), disponibilizadas pelos fabricantes.

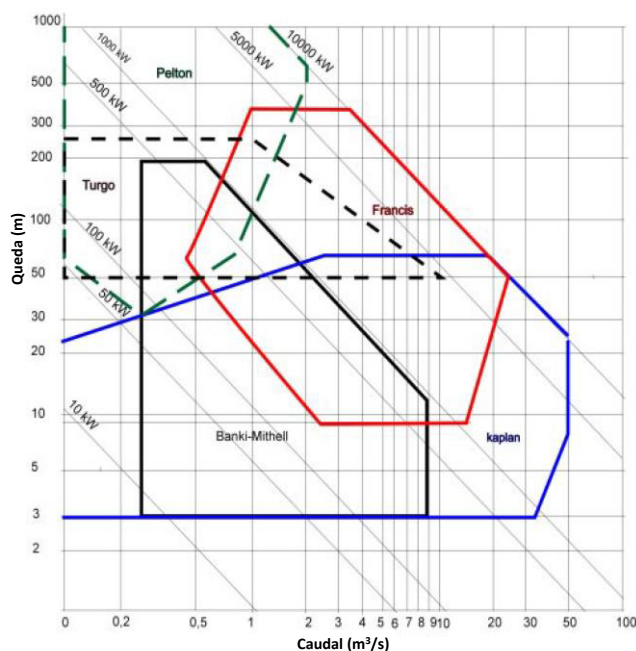


Figura 4.5 – Gráfico de seleção da turbina que relaciona os parâmetros: queda, caudal e potência (Penche, 1998)

Da análise preliminar da interação dos três parâmetros referidos (queda, caudal e potência) neste trabalho, conclui-se que as turbinas a instalar serão do tipo Francis (turbina de reação), que se caracterizam-se pela roda estar totalmente imersa na água e fechada numa caixa de pressão. As diferenças de pressão, causadas pelo fluxo de água sobre as pás, fazem a roda girar.

Velocidade específica

O dimensionamento das turbinas é efetuado com base na semelhança de turbomáquinas hidráulicas, caso particular da semelhança dinâmica: turbomáquinas geometricamente semelhantes funcionam em condições semelhantes, desde que tenham o mesmo rendimento. Assim, é possível as características de um tipo de turbina, em determinadas condições de operação, serem transpostas para uma turbina com características geométricas semelhantes, com condições de operação diferentes. Com este propósito, é determinada a velocidade específica da turbina (adimensional) que determina as características geométricas da mesma.

A velocidade de rotação específica (n_s) é função do caudal e da queda útil de dimensionamento e pode ser calculada através da seguinte equação (Castro, 2012):

$$n_s = n_o \frac{\sqrt{Q_N}}{(gH_N)^{3/4}} \quad [4.42]$$

em que:

n_o – velocidade de rotação da turbina (r.p.s);

Q_N – caudal nominal (m³/s);

H_N – queda nominal (m);

ESHA (2004) fornece correlações entre as velocidades específicas de rotação (n_s) e as quedas nominais para cada tipo de turbina. Para turbinas Francis indica que:

$$n_s = \frac{1.924}{H_N^{0.512}} \quad [4.43]$$

Castro (2012) indica que para uma turbina Francis a velocidade específica está compreendida entre 0.05 e 0.33.

A escolha do tipo e da velocidade de rotação de uma turbina (n_o) é feita com base na velocidade de rotação específica (n_s). A velocidade de rotação na turbina (n_o), em r.p.m., estará também sincronizada com o número de pares de polos (p) do alternador a que está ligada, e a frequência da rede elétrica (f), de acordo com a relação:

$$n_o = \frac{60 \cdot f}{p} \quad [4.44]$$

sendo no Chile é de $f = 50$ Hz;

Altura de aspiração

As turbinas de reação são mais suscetíveis a fenômenos de cavitação. Quando a pressão hidrodinâmica do fluxo de um líquido desce abaixo da sua pressão de vapor, há a formação da fase de vapor. Este fenômeno induz a formação de pequenas bolhas individuais que são transportadas pelo fluxo para fora das regiões de baixa pressão e colapsam nas regiões de alta pressão. A formação destas bolhas e subsequente colapso, originam aquilo a que se chama cavitação. A experiência demonstra que estas

bolhas em colapso criam impulsos de pressão muito elevados acompanhados por ruídos (uma turbina sujeita a cavitação assemelha-se a sons de gravilha a passarem por ela). A ação repetitiva do referido colapso numa turbina de reação, resulta na picagem do material. Com o tempo, esta picagem evolui para fendas entre as picagens e a superfície do metal é removida. Em pouco tempo a turbina fica extremamente danificada e deverá ser desligada e reparada, se possível (ESHA, 2004).

A suscetibilidade da turbina à cavitação é medida pelo coeficiente de cavitação σ (coeficiente de Thoma), que geralmente é fornecido pelo fabricante das turbinas. No entanto, pode ser estimado relacionando a velocidade específica com a altura da queda útil. Para as turbinas Francis, pode ser determinado através da seguinte equação (ESHA, 2004):

$$\sigma = 1.2715 \cdot n_s^{1.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_N} \quad [4.45]$$

Para evitar o fenómeno de cavitação, a diferença H_s entre a cota do eixo da roda da turbina e o nível de água na restituição a jusante (altura de aspiração) deve ser limitada a um valor máximo obtido por (ESHA, 2004):

$$H_s = \frac{P_{atm} - t_v}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma H_N \quad [4.46]$$

em que:

H_s – altura de aspiração máxima (m), ver **Figura 4.6**;

P_{atm} – pressão atmosférica (Pa), ver **Anexo A4.16**;

t_v – pressão do vapor da água (Pa), ver **Anexo A4.16**;

γ_w – peso volúmico da água (9.8 kN/m³)

V – velocidade média de saída que numa primeira abordagem pode ser considerada de 2 m/s.

Um valor positivo de H_s significa que a roda da turbina pode ser instalada acima do nível da água a jusante, um valor negativo significa que a secção característica da roda da turbina deve ser instalada abaixo do nível de água na restituição.

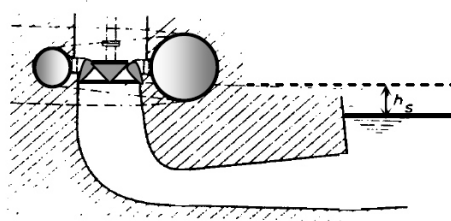


Figura 4.6 – Representação esquemática da altura de sucção da turbina.

A expressão apresentada é para turbinas instaladas à cota do mar. Uma vez que a pressão atmosférica diminui com a altitude, o coeficiente de Thoma (σ) deverá ser corrigido para cotas diferentes, diminuindo o coeficiente no correspondente a 0.09 por metro de altitude. No **Anexo A.4.16**

apresentam-se os valores da pressão atmosférica e da pressão do vapor de água, função da altitude e da temperatura.

Dimensionamento da turbina - Desenho preliminar

O dimensionamento preliminar da turbina é efetuado com base na queda nominal (H_N), na velocidade de rotação da turbina (n_0) e na velocidade específica (n_s). Apresenta-se na **Figura 4.7** seguinte as equações de cálculo das dimensões da roda da turbina (ESHA, 2004 e Ramos et al., 2000). No que diz respeito às dimensões da caixa espiral e do tubo de sucção, as equações de dimensionamento apresentam-se, respetivamente, nos anexos **A.4.17** e **A.4.18**.

Deve notar-se que as dimensões apresentadas são teóricas, uma vez que compete ao fornecedor da turbina, em fase posterior, definir estas dimensões.

$$D_3 = 84.5(0.31 + 2.488.n_s) \frac{\sqrt{H_N}}{60.n_0}$$

$$D_1 = D_3 \left(0.4 + \frac{0.095}{n_s} \right)$$

$$D_2 = \frac{D_3}{0.96 + 0.3781.n_s}$$

$$H_1 = D_3(0.094 + 0.25n_s)$$

$$H_2 = D_3 \left(-0.05 + \frac{0.042}{n_s} \right)$$

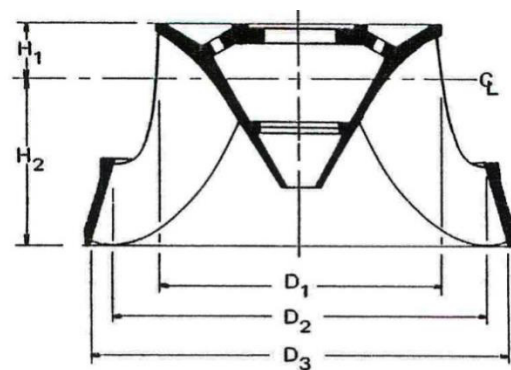


Figura 4.7 – Dimensões da roda da turbina.

4.2. Solução 1

4.2.1. Determinação do caudal de projeto

A avaliação preliminar da energia produzida (**Quadro 4.12**) foi efetuada admitindo-se uma queda bruta de 92.7 m (desnível entre o NPA no açude Matadero (829.5 m) e a cota na restituição de 736.8 m). A esta queda bruta foram retiradas as perdas de carga localizadas estimadas em 1 m, as perdas de carga ao longo do canal (2.7 m) e as perdas de carga da conduta forçada, estimadas com base na fórmula de Manning-Strickler ($K_s = 90 m^{1/3}/s$ – anexo **A.4.14**) e admitindo para cada um dos caudais os diâmetros otimizados que se apresentam no **Quadro 4.13**.

Quadro 4.12 – Estimativa preliminar da energia e potência nominal para os caudais em estudo – solução 1.

	Q _N central (m ³ /s)	Limites de funcionamento		Q _{eq} central (m ³ /s)	Perdas carga equivalentes Δh _{eq} (m)		Perdas carga caudal nominal - Δh _N		Queda útil nominal I H _N (m)	Volume anual turbinado V (hm ³)	Energia produzível E _a (GWh)	Rendimento η _m	Potência nominal P _N (kW)
		Q _{min} (m ³ /s)	Q _{max} (m ³ /s)		conduta forçada	totais	conduta forçada	totais					
Turbina 1	13.30	1.56	3.90	9.3	0.65	4.35	1.32	5.02	87.68	55.18	11.32	0.85	2892
Turbina 2	(=90% Q _{mod})	3.76	9.40							166.54	34.2	0.85	6993
TOTAL		1.56	13.30							221.72	45.52	0.85	9885
Turbina 1	14.00	1.64	4.10	9.8	0.71	4.41	1.46	5.16	87.54	56.19	11.51	0.85	3035
Turbina 2	(=95% Q _{mod})	3.96	9.90							170.60	34.99	0.85	7354
TOTAL		1.64	14.00							226.79	46.5	0.85	10389
Turbina 1	14.70	1.72	4.30	10.1	0.76	3.96	1.61	4.81	87.89	56.96	11.65	0.85	3178
Turbina 2	(= Q _{mod})	4.16	10.40							174.76	35.79	0.85	7712
TOTAL		1.72	14.70							231.72	47.44	0.85	10890
Turbina 1	15.50	1.8	4.5	10.5	0.52	4.22	1.14	4.84	87.86	57.41	11.79	0.85	3343
Turbina 2	(=105% Q _{mod})	4.40	11							179.42	36.85	0.85	8202
TOTAL		1.80	15.50							236.83	48.64	0.85	11545
Turbina 1	16.20	1.88	4.70	10.8	0.55	4.25	1.24	4.94	87.76	58.05	11.91	0.85	3488
Turbina 2	(=110% Q _{mod})	4.60	11.5							182.69	37.48	0.85	8564
TOTAL		1.88	16.20							240.74	49.39	0.85	12052

Na solução 1, os custos referentes ao canal de adução e túnel entre o açude Matadero e a câmara de carga, à conduta forçada e à central, são variáveis, sendo que o custo considerado para o canal de adução e para a conduta forçada foi o correspondente à secção económica para cada um dos caudais admitidos.

O valor das obras a custo global incluem:

- Açudes: 2 000 000 €;
- Túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero: 1 400 000 € (admitido o custo unitário de 2 000€ por metro de túnel);
- Câmara de carga: 500 000 €.
- Acessos: 600 000 €
- Ligação à rede elétrica: 1 750 000€.

Relativamente aos estaleiros e imprevistos admitiu-se representarem 10% dos restantes custos de investimento, excluindo o custo de ligação à rede elétrica.

No quadro seguinte apresentam-se os custos de investimento obtidos para as diferentes componentes.

Quadro 4.13 – Custos de investimento diretos – solução 1.

Q _N (m ³ /s)	Obras a custo global	Túnel+canal entre o açude Matadero e a câmara de carga	Conduta Forçada	Central	Total	Imprevistos e estaleiro	Total
13.3	6 250 000 €	B= 2.7 m 3 501 641 €	D _{cf} = 2.1 m 938 134 €	P _N = 9.89 MW 5 783 359 €	16 473 133 €	1 472 313 €	17 945 447 €
14.0	6 250 000 €	B= 2.7 m 3 581 315 €	D _{cf} = 2.1 m 938 134 €	P _N = 10.39 MW 5 960 234 €	16 729 683 €	1 497 968 €	18 227 651 €
14.7	6 250 000 €	B= 2.7 m 3 665 368 €	D _{cf} = 2.1 m 938 134 €	P _N = 10.89 MW 6 126 661 €	16 980 163 €	1 523 016 €	18 503 179 €
15.5	6 250 000 €	B= 2.8 m 3 756 369 €	D _{cf} = 2.3 m 1 133 348 €	P _N = 11.55 MW 6 346 864 €	17 486 582 €	1 573 658 €	19 060 240 €
16.2	6 250 000 €	B= 2.8 m 3 835 355 €	D _{cf} = 2.3 m 1 133 348 €	P _N = 12.05 MW 6 512 659 €	17 731 362 €	1 598 136 €	19 329 498 €

No que diz respeito aos custos de investimento indiretos e aos custos de operação e manutenção (O&M) foram assumidos os custos que se apresentam no **Quadro 4.14**. (de acordo com as percentagens se apresentadas no **Quadro 6.1 e 6.2** do **capítulo 6**).

Estabelecidos os custos e determinando a avaliação das receitas admitindo-se um valor da tarifa de energia de 0.07 €/kWh, foram determinados os indicadores económicos Benefício/Custo (B/C) e o custo por unidade de energia produzida (de acordo com o apresentado no **capítulo 6**), admitindo diferentes taxas de atualização, para um período de análise de 35 anos. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.14 – Análise B/C e custo por unidade de energia para os caudais em estudo – solução 1.

Q _N (m ³ /s)	Custos de investimento		Custos O&M	Receitas R=E _a ·Tarifa (Tarifa=0.07KWh)	Análise B/C				Custo por unidade de energia - C _E (€/MWh)			
	Custos directos	Custos indirectos			Taxa de actualização				Taxa de actualização			
					7%	8%	9%	10%	7%	8%	9%	10%
13.3	17 945 447 €	1 652 363 €	11 347 821 €	E _a = 45.52 GWh 111 524 000 €	1.752	1.569	1.414	1.282	595.80	594.07	594.17	595.76
14.0	18 227 651 €	1 676 350 €	11 571 875 €	E _a = 46.50 GWh 113 925 000 €	1.762	1.578	1.422	1.290	592.94	591.16	591.20	592.73
14.7	18 503 179 €	1 699 770 €	11 787 704 €	E _a = 47.44 GWh 116 228 000 €	1.771	1.586	1.429	1.296	590.46	588.62	588.61	590.09
15.5	19 060 240 €	1 747 120 €	12 102 216 €	E _a = 48.64 GWh 119 168 000 €	1.762	1.578	1.422	1.290	592.96	591.13	591.13	592.63
16.2	19 329 498 €	1 770 007 €	12 283 804 €	E _a = 49.39 GWh 121 005 500 €	1.764	1.580	1.424	1.292	592.42	590.55	590.52	592.00

Observando o **Quadro 4.14**, conclui-se que o caudal mais económico é o caudal modular (14.7 m³/s), uma vez que é o que apresenta o maior B/C e menor custo por unidade de energia (C_E). O caudal de projeto é, portanto, 14.7 m³/s.

4.2.2. Açudes

4.2.1.1 Açude Cieneguilla

Com um comprimento da soleira descarregadora sobre o açude de 67.0 m, consideraram-se os encontros betonados contra rocha, com uma altura total de 8.9 m, desde a base da fundação até ao topo dos encontros (incluindo uma folga (f) de 1.0 m em relação ao NMC). Nas figuras seguintes apresentam-se os perfis da soleira descarregadora (perfil 1) e dos encontros (perfil 2).

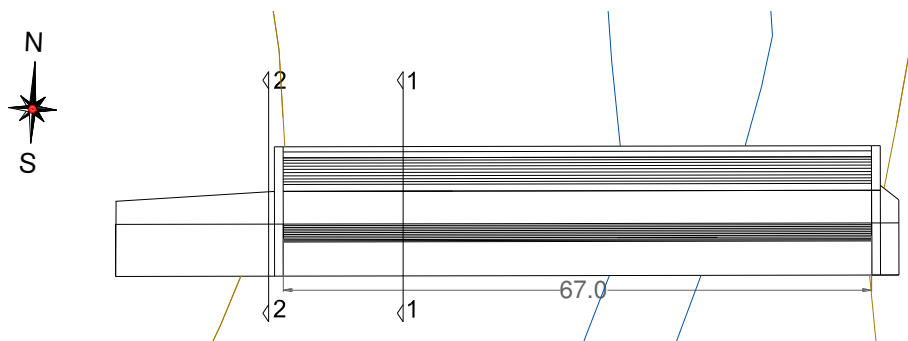


Figura 4.8 – Implantação do açude Cieneguilla.

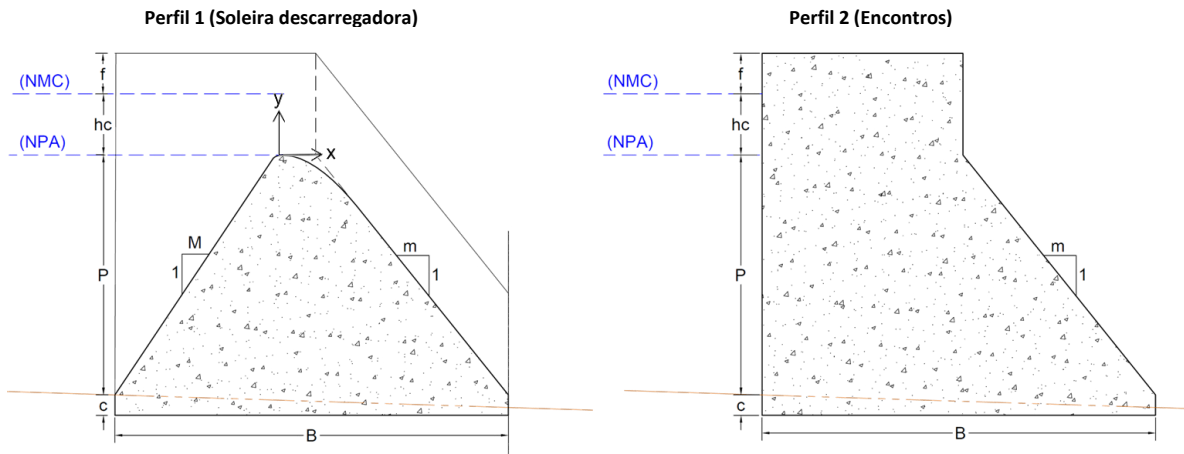


Figura 4.9 – Perfis transversais da soleira descarregadora (perfil 1) e dos encontros (perfil 2) no açude Cieneguilla.

Com o objetivo de ponderar o impacto da introdução do açude na secção do rio pretendida, procedeu-se à simulação, com o programa HEC-RAS, do escoamento do curso natural para caudal máximo de cheia centenária. Na Figura 4.10 apresentam-se os resultados da simulação do perfil natural do curso de água (sem açude) e na Figura 4.11 os resultados da simulação após a introdução do açude com crista à cota 829.5 m na secção 0.

Os resultados obtidos nas simulações efetuadas, indicam que a introdução do açude altera o escoamento ao longo de cerca de 120 m para montante. Assim, uma vez que as áreas afetadas não se encontram ocupadas, nem está prevista a sua ocupação futura, considerou-se o posicionamento da crista à cota 829.5 m.

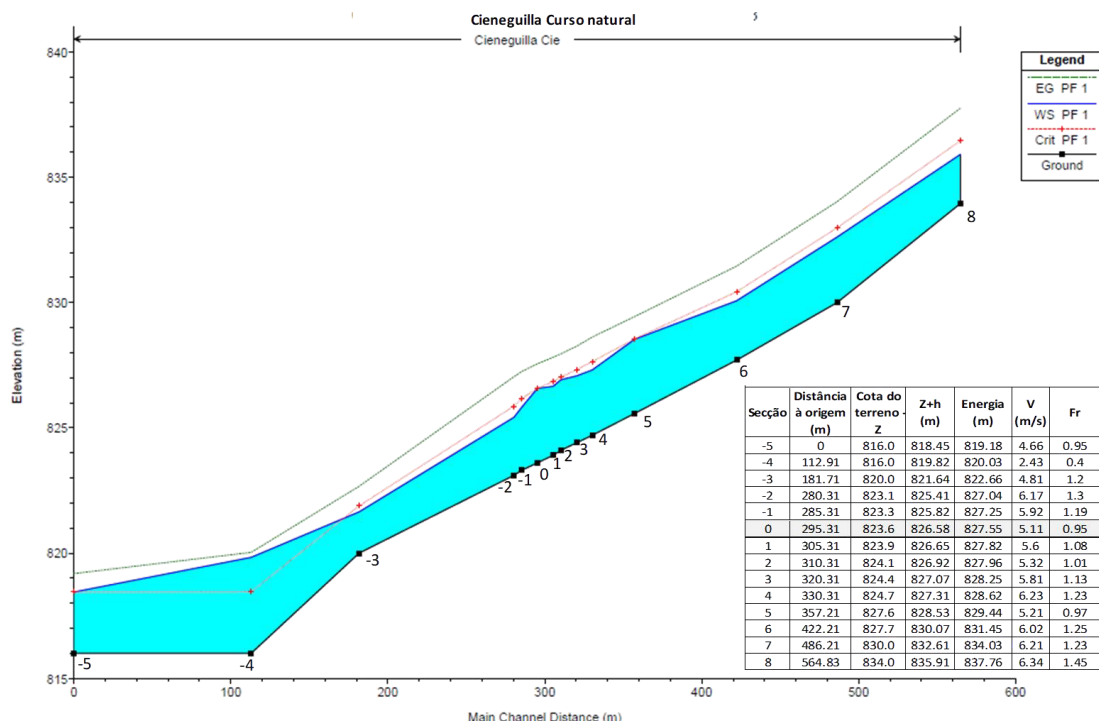


Figura 4.10 – Perfil do curso de água natural do rio Cieneguilla em cheia centenária ($Q_{T=100 \text{ anos}}=303.5 \text{ m}^3/\text{s}$).

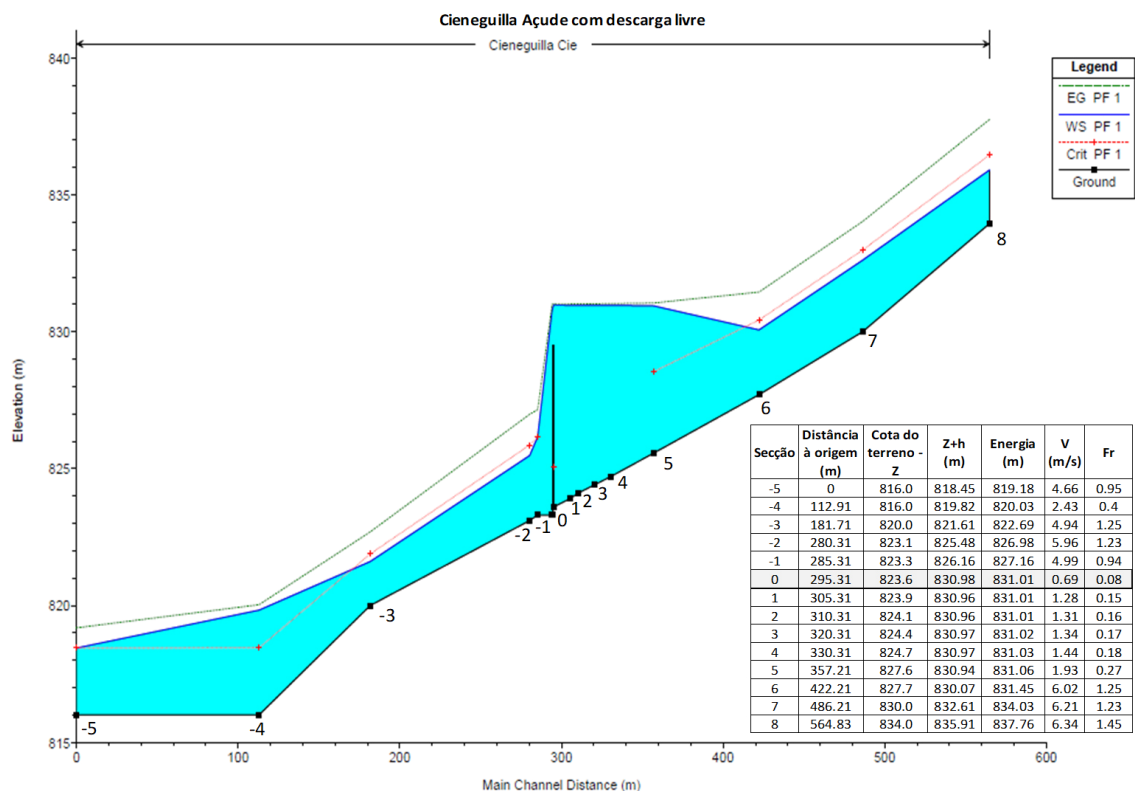


Figura 4.11 – Perfil do curso de água do rio Cienequilla em cheia centenária após a introdução do açude com soleira à cota 829.5 ($Q_{T=100 \text{ anos}}=303.5 \text{ m}^3/\text{s}$).

Considerando $M=2/3$, os coeficientes de vazão para um descarregador sem influência da profundidade a montante ($P>2.5H_0$) apresentam-se no **Quadro 4.15** (extraído da tabela 142.b) em Lencastre, 1991):

Quadro 4.15 – Coeficientes de vazão para uma soleira com paramento inclinado com $M=2/3$ sem influência da profundidade de montante.

H/H_0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4
μ	0.392	0.443	0.473	0.497	0.517	0.535	0.551

Para não ocorrerem fenômenos de separação do escoamento deverá verificar-se que a relação H/H_0 é no máximo 1.25, resultando num coeficiente de vazão máximo (μ) de 0.539. Considerando o caudal de máxima cheia para um período de retorno de 100 anos ($Q_{T=100 \text{ anos}}=303.5 \text{ m}^3/\text{s}$) e o comprimento da soleira descarregadora (L) de 67.0 m, determinou-se carga máxima (H), aplicando a **equação 4.1** e a carga de definição da soleira descarregadora (H_0), apresentando-se os dados e os resultados obtidos no quadro seguinte.

Quadro 4.16 – Determinação do nível de máxima cheia do açude Cienequilla.

$Q_{T=100}$ (m^3/s)	L (m)	P (m)	M	μ	H/H_0	H (m)	H_0 (m)
303.5	67.0	5.9	2/3	0.539	1.25	1.5	1.2

Tendo em consideração que a crista da soleira descarregadora está instalada à cota 829.5 m, a cota máxima de cheia para um período de retorno de 100 anos é 831.0 m (NMC).

Definição geométrica da soleira descarregadora

A definição geométrica da soleira descarregadora (**Figura 4.12**), foi baseada numa carga cinética de aproximação do escoamento (h_a) de

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + H)} = \frac{\left(\frac{303.5}{67}\right)^2}{2 \times 9.81(5.9 + 1.5)} = 0.004 \text{ m} \quad [4.47]$$

Obtendo-se uma carga cinética de aproximação relativa (ha/H_0) de

$$\frac{ha}{H_0} = \frac{0.004}{1.2} = 0.003 \quad [4.48]$$

Dos **anexos A4.7 e A4.8**, foram retirados os parâmetros do perfil da soleira descarregadora, indicados no **Quadro 4.17**.

Quadro 4.17 – Parâmetros de definição geométrica do perfil da soleira descarregadora do açude Cieneguilla (BUREC, 1987).

M	n	K	Xc/H ₀	Yc/H ₀	R ₁ /H ₀	R ₂ /H ₀	Xc (m)	Yc (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)
2/3	1.782	0.530	0.213	0.065	0.480	0.245	0.26	0.08	0.59	0.30

A jusante da crista, a soleira é definida pela equação:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0}\right)^n \Rightarrow Y = -1.2 \times 0.53 \left(\frac{X}{1.2}\right)^{1.782} = -0.461 \quad [4.49]$$

Sendo tangente ao paramento de jusante do açude com inclinação $m=4/5$, no ponto com as coordenadas (X,Y):

$$X = H_0 \left(\frac{1}{mKH_0}\right)^{1/n} = 1.2 \left(\frac{1}{\frac{4}{5} \times 0.53 \times 1.2}\right)^{1/1.782} = 1.77 \text{ m} \quad [4.50]$$

$$Y = -0.461X^{1.782} = -0.461 \times 1.78^{1.782} = -1.25 \text{ m} \quad [4.51]$$

A geometria da soleira descarregadora obtida apresenta-se na figura seguinte.

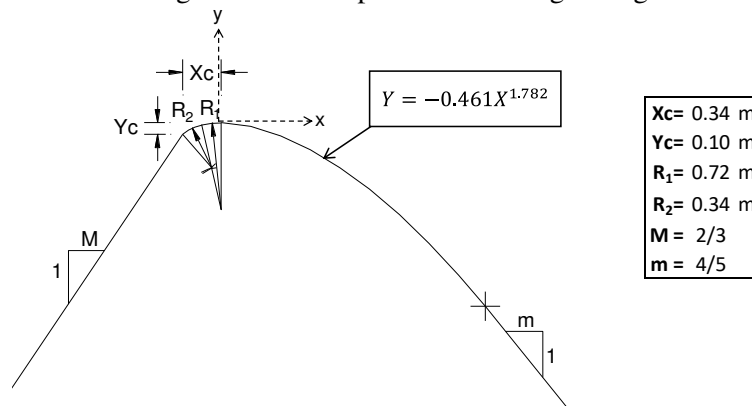


Figura 4.12 – Geometria da soleira descarregadora.

Obra de dissipação a jusante

Consideraram-se como soluções técnicas alternativas para a dissipação de energia, as bacias de dissipação por ressalto e os dissipadores em concha de rolo, com as dimensões normalizadas pelo BUREC (1987).

Concha de rolo

Desprezando os efeitos de dissipação de energia e considerando o nível de máxima cheia (NMC) de 831.0 m e o nível a jusante (N_J) de 825.5 m, obtiveram-se as condições do escoamento à entrada da bacia, indicadas no **Quadro 4.18**.

Quadro 4.18 – Condições de escoamento à entrada da bacia (açude Cieneguilla).

$Q_{T=100}$ (m^3/s)	L (m)	q ($m^3/s/m$)	h_1 (m)	V_1 (m)	Fr_1
303.5	67	4.53	0.46	9.95	4.71

O procedimento para dimensionamento da concha de rolo requer a determinação do raio da concha e da cota da sua geratriz inferior (**Figura 4.13**), efetuados com base na informação constante nos ábacos apresentados no **anexo A4.10**. Os resultados do dimensionamento efetuado apresentam-se no **Quadro 4.19**.

Quadro 4.19 – Raio e submersões mínimas e máxima de definição da concha de rolo.

$\frac{R_{min}}{h_1 + \frac{v_1^2}{2g}}$	R_{min} (m)	R_{adp} (m)	Anexo A4.10			S_{max} (m)	S_{min} (m)	S_r (m)
			$\frac{S_{max}}{h_1}$	$\frac{S_{min}}{h_1}$	$\frac{S_r}{h_1}$			
0.39	2.14	2.2	12.5	7.2	6.5	5.7	3.3	3.0

Adotada uma submersão de 3.4 m ($S_{min} < S < S_{max}$), a cota da geratriz inferior da concha será 822.1 m ($=N_J - S = 825.5 - 3.4$)

Bacia de dissipação por ressalto

A bacia de dissipação por ressalto deve ser posicionada com uma cota da soleira de 822.2 m. As condições do escoamento à entrada na bacia são indicadas no **Quadro 4.20**.

Quadro 4.20 – Características de entrada na bacia

$Q_{T=100}$ (m^3/s)	L (m)	q ($m^3/s/m$)	Z_1	h_1 (m)	V_1 (m)	Fr_1
303.5	0	4.53	822.2	0.35	12.88	6.93

Verificam-se as condições de aplicação da bacia tipo II e tipo III, (**Quadro 4.3**). Considerou-se a aplicação de uma bacia do tipo III, uma vez que por ter um comprimento inferior à bacia do tipo II, será mais económica. A altura conjugada do regime lento do ressalto (h_2) é:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \Rightarrow h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 6.93^2} - 1 \right) = 3.28 \text{ ;} \quad [4.52]$$

estando assim verificada a condição de submergência requerida ($N_2 = 822.2 + 3.28 \text{ m} = 825.48 \text{ m}$ e $N_1 = 825.5 \text{ m}$). O comprimento da bacia (**Anexo A.4.10**) será de 8.9 m.

Escolha do tipo de bacia a aplicar

A tomada de decisão sobre o tipo de bacia a aplicar, incidiu numa análise custo de ambas as bacias, optando-se por aquela cujo custo se apresentou inferior. A bacia da concha de rolo exige um menor volume de betão e de escavação que a bacia por ressalto tipo III. Por essa razão, a bacia de concha de rolo apresenta-se mais económica, optando-se pela consideração deste tipo de estrutura de dissipação.

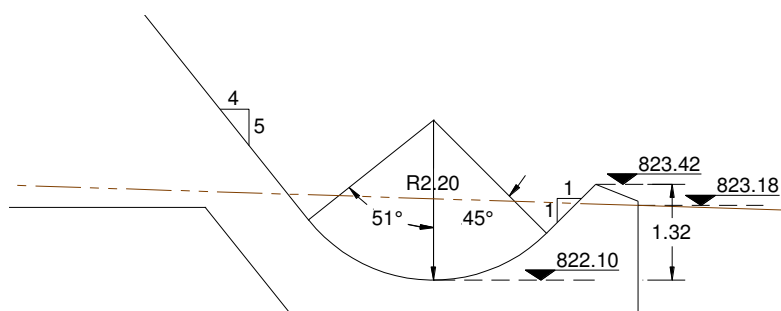


Figura 4.13 – Geometria da concha de rolo: açude Cieneguilla (Solução 1).

Verificação de estabilidade do açude

Na **Figura 4.14** apresentam-se as dimensões características do açude de Cieneguilla, nomeadamente do perfil da soleira descarregadora e da zona dos encontros, bem como o esquema das ações para as condições de carregamento analisadas. A verificação da estabilidade é realizada por metro linear de desenvolvimento do açude.

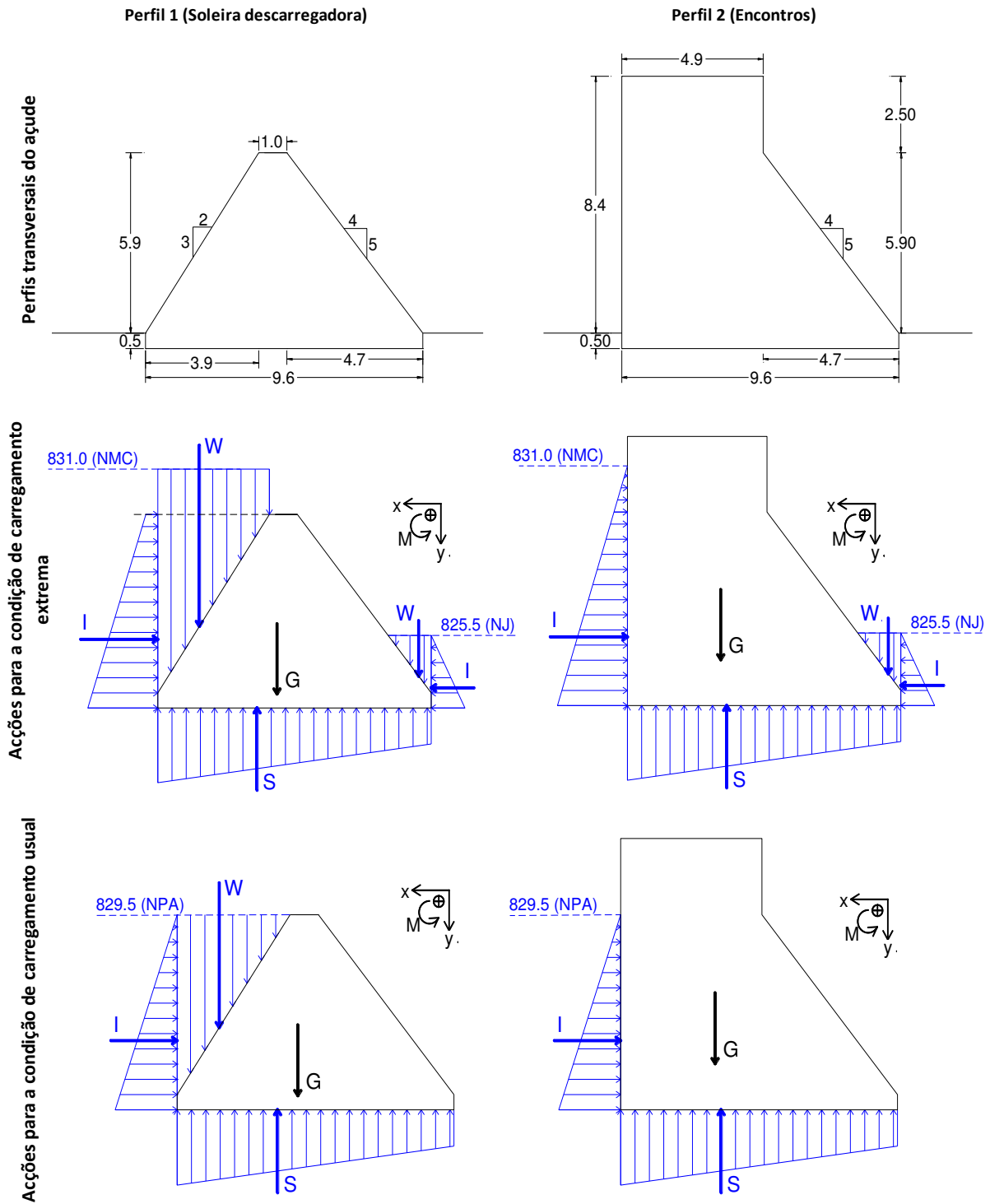


Figura 4.14 – Perfis simplificados e acções na condição de carregamento extrema e na condição de carregamento usual do açude do Cieneguilla.

No **Quadro 4.21** apresentam-se o valor das forças atuantes e dos respetivos momentos em relação ao centro de massa da fundação, cujas avaliações integram os anexos **A.4.19** e **A.4.20**.

Quadro 4.21 – Quantificação das forças atuantes e dos respectivos momentos em relação ao centro de massa da fundação – açude Cieneguilla.

	Condição de carregamento extrema		Condição de carregamento usual	
	Perfil 1 (soleira descarregadora)	Perfil 2 (Encontros)	Perfil 1 (soleira descarregadora)	Perfil 2 (Encontros)
Gi (kN/m)	870.1	1381.7	870.1	1381.7
MGi (kNm/m)	108.2	1907.3	108.2	1907.3
Wi (kN/m)	187.2	14.2	113.8	--
MWi (kNm/m)	510.0	-61.2	400.2	--
li (kN/m)	-268.9	-280.4	-200.9	-200.9
Mli (kNm/m)	-714.0	-793.7	-428.6	-428.6
Si (kN/m)	-489.3	-489.3	-279.4	-279.4
MSi (kNm/m)	-421.5	-421.5	-449.5	-449.5

Nos Quadros 4.22 e 4.23 apresentam-se as verificações da segurança ao deslizamento e ao derrubamento. No que respeita ao deslizamento (Quadro 4.22), são garantidos para ambas as condições de carregamento os respectivos coeficientes de segurança mínimos (CSD=1.3, para a condição extrema e CSD=2.0 para a condição usual). Também em qualquer dos cenários as excentricidades das resultantes das forças atuantes (e) são expressivamente inferiores às impostas no critério de verificação ($|e| < B/2$, com $B/2 = 4.8$ m, para a condição extrema e $|e| < B/6$, com $B/6 = 1.6$ m, para a condição usual), traduzindo uma reserva de segurança ao derrubamento (Quadro 4.23).

Quadro 4.22 – Verificação da segurança ao deslizamento – açude Cieneguilla.

Deslizamento	Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
	ΣF_v (kN/m)	ΣF_h (kN/m)	ϕ (°)	$\tan \phi$	CSD	ΣF_v (kN/m)	ΣF_h (kN/m)	ϕ (°)	$\tan \phi$	CSD
Perfil 1 (Soleira)	568.0	268.9	42.5	0.92	1.9	704.6	200.9	42.5	0.9	3.2
Perfil 2 (Encontros)	906.6	280.4			3.0	1102.3	200.9			5.0

Quadro 4.23 – Verificação da segurança ao derrubamento – açude Cieneguilla.

Derrubamento	Condição de carregamento extrema			Condição de carregamento usual		
	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	$ e $ (m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	$ e $ (m)
Perfil 1 (Soleira)	568.0	-517.4	0.9	704.6	-369.7	0.5
Perfil 2 (Encontros)	906.6	630.9	0.7	1102.3	1029.2	0.9

No Quadro 4.24 apresentam-se os valores tensões extremas na fundação (σ_1 e σ_2 , apenas de compressão) que se verifica serem expressivamente inferiores às impostas pelo critério utilizado ($\sigma_{\max} < 1.33\sigma_{\text{adm}}$ para a condição extrema e $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ para a condição usual, sendo que se admitiu $\sigma_{\text{adm}} = 2.5$ MPa).

Quadro 4.24 – Verificação das tensões na fundação – açude Cieneguilla.

Tensão na fundação	Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)
Perfil 1 (Soleira)	568.0	-517.4	-0.9	25.5	92.2	704.6	-369.7	-0.5	49.2	96.8
Perfil 2 (Encontros)	906.6	630.9	0.7	134.5	53.3	1102.3	1029.2	0.9	180.5	47.9

A verificação das tensões no betão foi efetuada em três secções distintas, nomeadamente, na secção da fundação, na secção 1 (a 1.5 m da fundação) e secção 2 (à cota de crista da soleira descarregadora) que se apresentam na figura seguinte.

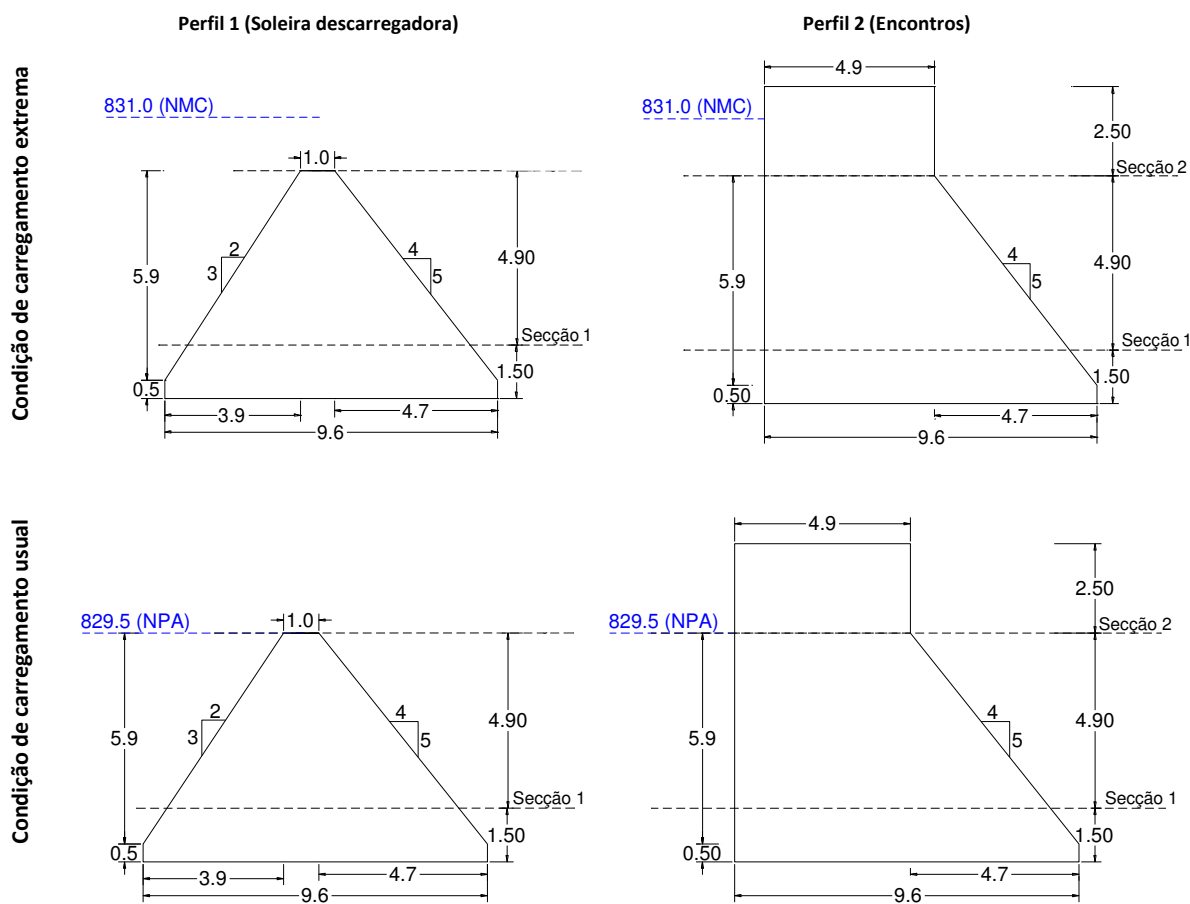


Figura 4.15 – Perfil da soleira descarregadora e perfil dos encontros, com indicação das secções de estudo das tensões no betão- aço de Cieneguilla.

Os resultados obtidos para a secção 1 e secção 2 encontram-se apresentados no **Quadro 4.25**. Observa-se que, em todas as secções em estudo, o betão se encontra à compressão, sendo cumprido o critério de verificação da tensão máxima à compressão ($\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$, sendo $\sigma_{\text{adm}} = 0.9 f_{\text{ck}} = 22.5 \text{ MPa}$ no caso do carregamento extremo e $\sigma_{\text{adm}} = 0.3 f_{\text{ck}} = 7.5 \text{ MPa}$).

Quadro 4.25 – Verificação das tensões no betão – aço de Cieneguilla.

Tensão no betão		Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
		ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)
Secção 1	Perfil 1(Soleira)	671.0	38.0	0.1	72.0	67.1	618.7	108.8	0.2	71.1	57.1
	Perfil 2 (Encontros)	809.9	271.3	0.3	101.4	66.4	806.7	522.9	0.6	117.2	49.9
Secção 2	Perfil 2 (Encontros)	294.0	-5.5	0.0	30.1	30.8	294.0	0.0	0.0	30.5	30.5

4.2.1.2. Açude Matadero

Com um comprimento da soleira descarregadora de 31.0 m, consideram-se encontros betonados contra rocha, com uma altura total de 12.2 m, desde a base da fundação até ao topo dos encontros, incluindo uma folga (f) de 1.0 m em relação ao NMC. Nas figuras seguintes apresentam-se os perfis da soleira descarregadora (perfil 1) e para os encontros (perfil 2) do açude.

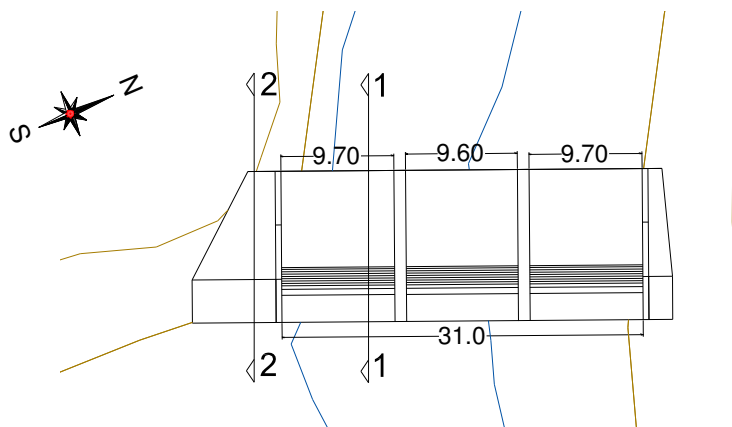


Figura 4.16 – Implantação do açude Matadero.

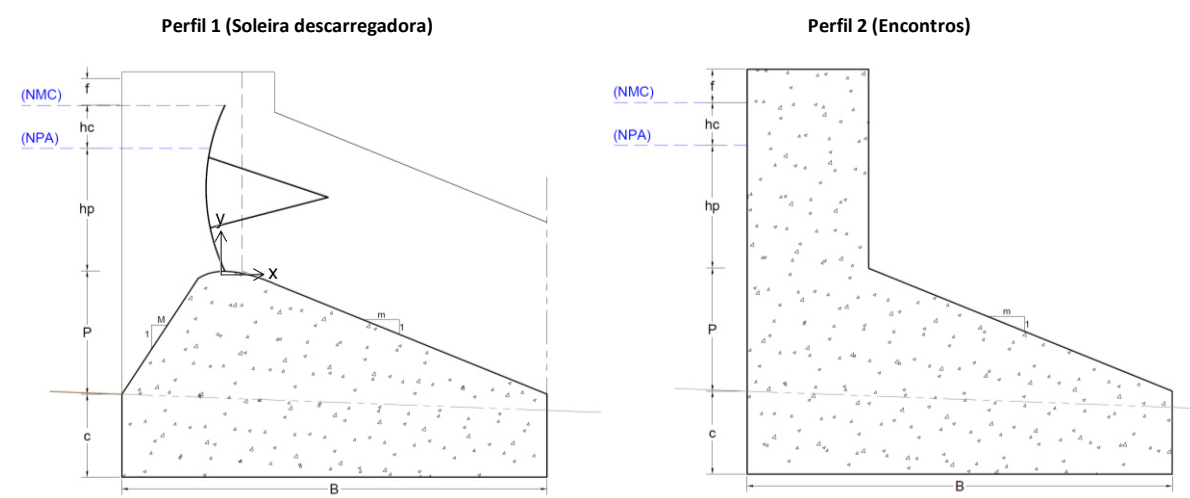


Figura 4.17 – Perfis transversais da soleira descarregadora (perfil 1) e dos encontros (perfil 2) no açude Matadero.

Descarregador de cheias

À semelhança do que foi feito para o açude Cieneguilla, procedeu-se à simulação no programa HEC-RAS do escoamento do curso de água para caudal máximo de cheia centenária ($692.0 \text{ m}^3/\text{s}$), antes e depois da introdução do açude (Figuras 4.18 e 4.19), no sentido de avaliar o impacto do açude no curso de água.

Após a análise de diversas soluções, optou-se pela colocação do açude (secção 0) com crista da soleira descarregadora à cota 825.3 m e o NPA à cota 829.0 m.

Tal como pode ser observado na comparação dos perfis do curso de água (natural e com açude), a alteração a montante da superfície livre já não é sentida no perfil 5 (aproximadamente a 300 m para montante do açude), sendo o impacto a montante do açude reduzido.

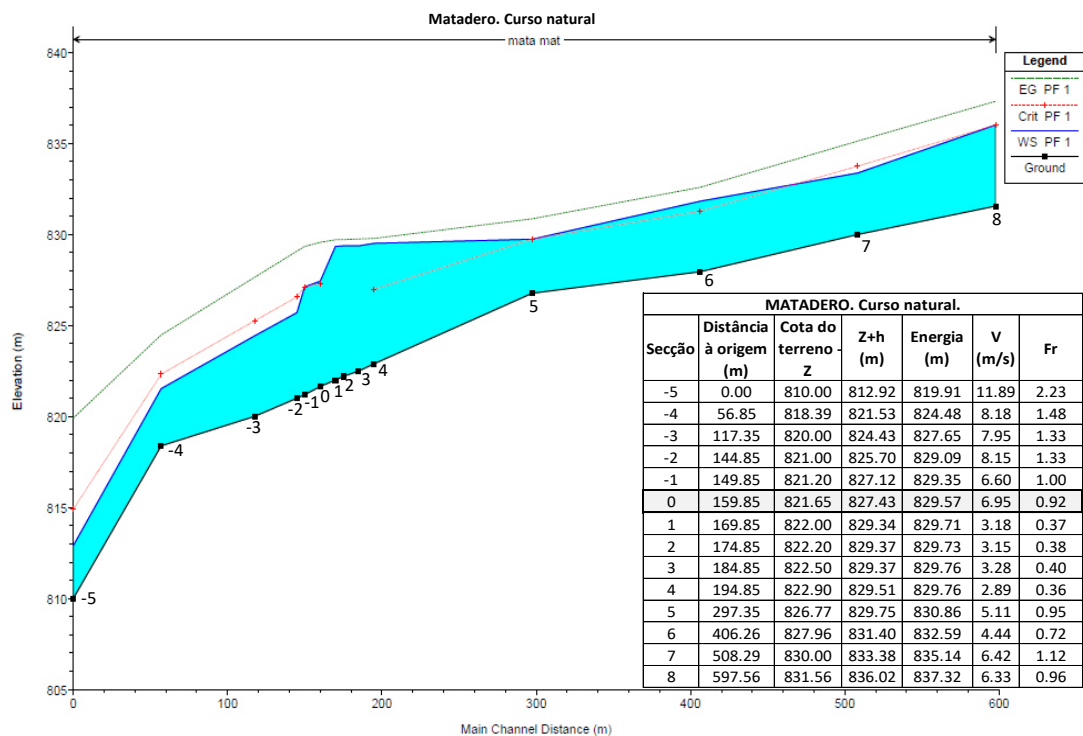


Figura 4.18 – Perfil do curso de água natural do rio Matadero em cheia centenária ($Q_{T=100\text{anos}}=692.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

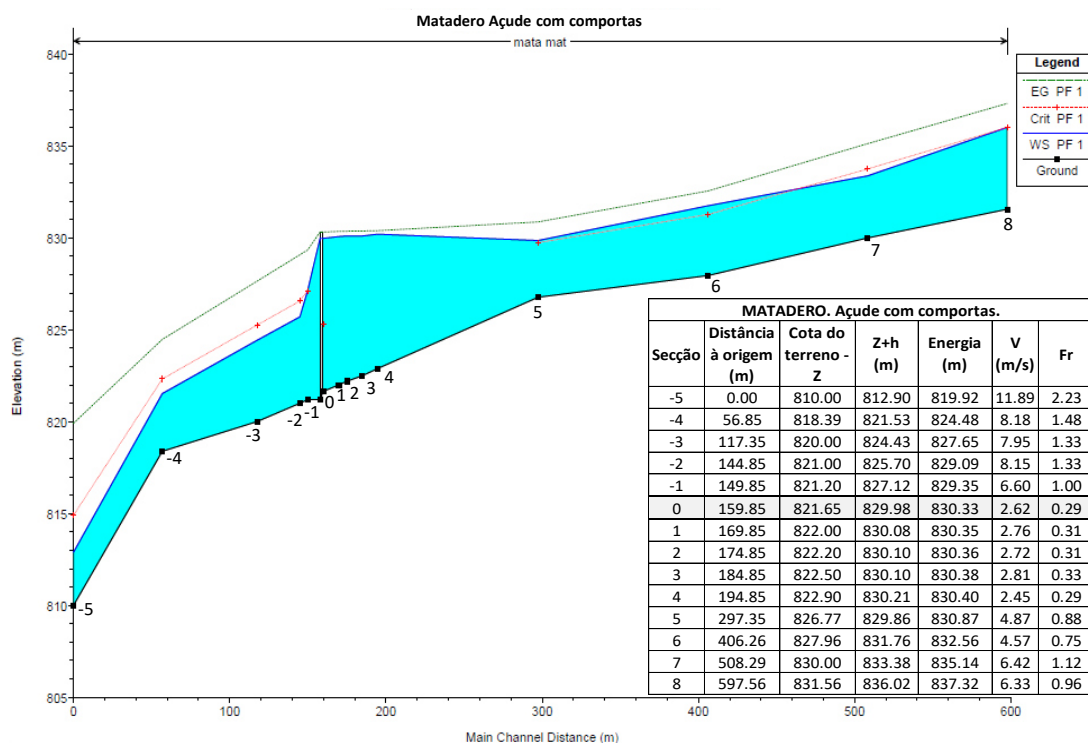


Figura 4.19 – Perfil do curso de água do rio Matadero em cheia centenária após a introdução do açude dotado de comportas com crista da soleira à cota 825.30 e NPA 829.00 ($Q_{T=100\text{anos}}=692.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

Considerou-se a constituição de três vãos descarregadores controlados por comportas de segmento. Os três vãos de descarga, limitados por dois pilares de apoio das comportas (tipo 2), perfazem uma largura livre total de 29.0 m. No **Quadro 4.26**, apresentam-se os parâmetros envolvidos na determinação da largura efetiva da soleira descarregadora.

Quadro 4.26 – Largura efetiva da soleira descarregadora do açude Matadero.

H_{\max} (m)	H_0 (m)	n	L (m)	bp (m)	Kp	Ke	L' (m)
5.0	4.0	2	31.0	1.0	-0.01	0.1	28.3

Foi adotada uma inclinação a montante com $M=2/3$. A profundidade a montante influencia o escoamento uma vez que $P < 2.5H_0$. Calculou-se o coeficiente de vazão através da equação [4.2], com base nos gráficos das apresentados no Anexo 4 (A4.1. a A4.4.). O Quadro 4.27 inclui os resultados obtidos na avaliação do coeficiente de vazão (h_j representa a altura da água a jusante do açude e h_d corresponde à diferença entre os níveis de água a montante e a jusante da crista da soleira descarregadora).

Quadro 4.27 – Coeficiente de vazão da soleira descarregadora do açude Matadero.

H_{\max} (m)	H_0 (m)	h_j (m)	h_d (m)	P/H_0	H/H_0	h_d/H_{\max}	$(h_d+h_j)/H_{\max}$	C_p	C_w/C_p	C_{wi}/C_{wv}	f	μ
5.0	4.02	4.10	3.40	0.93	1.25	0.68	1.50	0.480	1.035	1.008	0.98	0.490

Tendo em consideração que para $M=2/3$, $H_{\max}/H_0=1.25$ (condição da não ocorrência de fenômenos da separação do escoamento, para a inclinação do paramento de montante considerada), obtém-se a carga máxima (H) e a carga de definição da soleira descarregadora (H_0), apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 4.28 – Determinação do nível de máxima cheia do açude Matadero.

$Q_{T=100}$ (m^3/s)	L' (m)	Cota leito	Cota crista	P (m)	M	μ	H/H_0	H (m)	H_0 (m)
692.0	28.3	821.6	825.3	3.7	2/3	0.490	1.25	5.0	4.0

Uma vez que a crista da soleira descarregadora está posicionada à cota 825.3 m e que na cheia de projeto as comportas se encontrarão completamente abertas, o nível de máxima cheia (NMC) para um período de retorno de 100 anos é 830.3 m. A descarga de caudais inferiores ao caudal máximo não será efetuada livremente, uma vez que a abertura das comportas será regulada por um níveis definidos entre 829.0 m (NPA) e 830.3 m (NMC). Até ao NPA as comportas encontrar-se-ão completamente fechadas. À medida que o caudal afluente ao aproveitamento for aumentando, o nível de montante irá igualmente aumentar. Ao ser atingido o nível de regulação, as comportas abrirão um escalão de abertura (fase ascendente da cheia). Na fase descendente da cheia, para o escalão de abertura das comportas, o nível a montante reduzirá. Ao ser atingido o NPA, as comportas fecharão completamente.

Definição geométrica da soleira descarregadora

No caso do açude de Matadero, a carga cinética de aproximação do escoamento à soleira (h_a) de

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P+H)} = \frac{\left(\frac{692.0}{28.1}\right)^2}{2 \times 9.81(3.7 + 5.0)} = 0.4 \text{ m} \quad [4.53]$$

obtendo-se uma carga cinética de aproximação relativa (h_a/H_0) de

$$\frac{ha}{H_0} = \frac{0.4}{4} = 0.1 \quad [4.54]$$

Da informação contida nos **Anexos A.4.7 e A.4.8**, foram retirados os parâmetros de definição do perfil da soleira descarregadora, indicados no **Quadro 4.29**.

Quadro 4.29 – Parâmetros de definição geométrica do perfil da soleira descarregadora do açude Matadero.

M	n	K	Xc/H ₀	Yc/H ₀	R ₁ /H ₀	R ₂ /H ₀	Xc (m)	Yc (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)
2/3	1.763	0.528	0.205	0.055	0.493	0.330	0.82	0.22	1.98	1.33

A jusante da crista, a soleira é definida pela equação:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \Rightarrow Y = -4.0 \times 0.528 \left(\frac{X}{4.0} \right)^{1.763} = -0.183X^{1.763} \quad [4.55]$$

Adotando para o paramento de jusante do açude inclinado com $m=5/2$, no ponto coordenadas (X, Y):

$$X = H_0 \left(\frac{1}{mKH_0} \right)^{1/n} = 4 \left(\frac{1}{\frac{5}{2} \times 0.528 \times 4} \right)^{1/1.763} = 1.56 \text{ m} \quad [4.56]$$

$$Y = -0.183X^{1.763} = -0.183 \times 1.56^{1.763} = -0.40 \text{ m} \quad [4.57]$$

A geometria da soleira descarregadora obtida apresenta-se na figura seguinte.

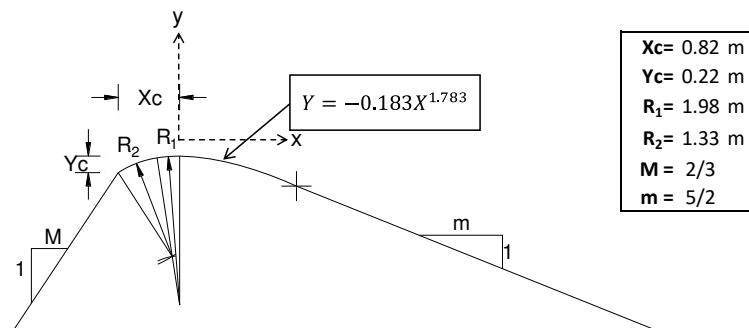


Figura 4.20 – Geometria da soleira descarregadora do Matadero.

Obra de dissipação a jusante

O açude Matadero foi introduzido na secção inicial de uma zona de estrangulamento do rio. Por este motivo, o escoamento natural a jusante desta secção (antes da introdução do açude), processa-se em regime rápido.

Os resultados das simulações HEC-RAS (**Figuras 4.18 e 4.19**), indicam que as características do escoamento a jusante da secção do açude não são alteradas pela introdução do mesmo, mantendo o seu regime rápido natural.

Não foi dimensionada nenhuma obra específica de dissipação, sendo, porém, prevista a colocação de um enrocamento, com material resultante das escavações com o objetivo de proteger o leito a jusante do açude.

Verificação de estabilidade do Açude Matadero

Na **Figura 4.21** apresentam-se as dimensões características do açude, nomeadamente do perfil da soleira descarregadora e da zona dos encontros, bem como o esquema das ações para as condições de carregamento analisadas. A verificação da estabilidade é efetuada por metro linear de desenvolvimento.

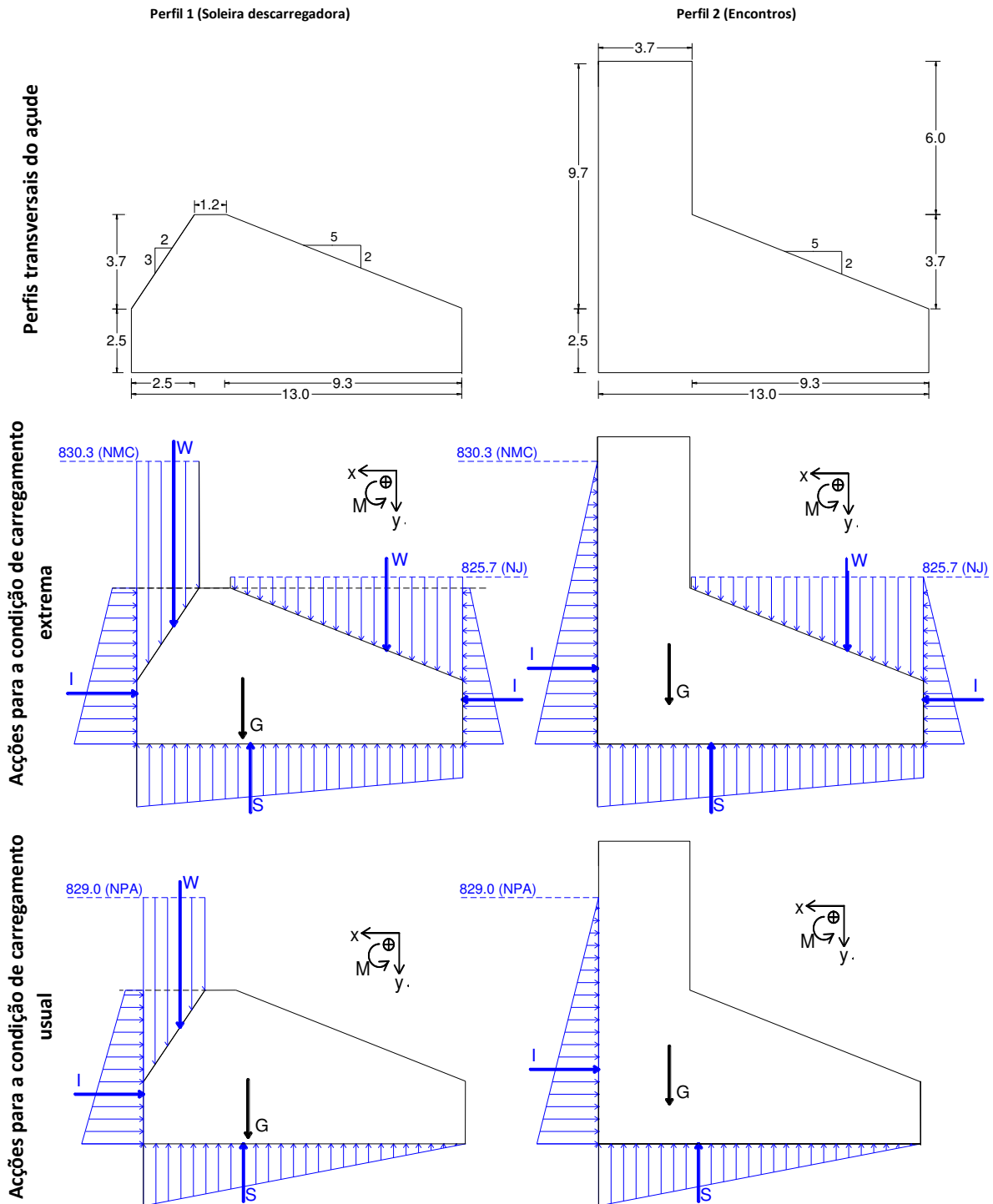


Figura 4.21 – Perfis simplificados e ações na condição de carregamento extrema e na condição de carregamento usual do açude Matadero.

No **Quadro 4.30** apresentam-se o valor das forças atuantes e dos respectivos momentos em relação ao centro de massa da fundação, cujas avaliações integram os anexos **A4.21** e **A4.22**.

Quadro 4.30 – Quantificação das forças atuantes e dos respectivos momentos em relação ao centro de massa da fundação – açude Matadero.

	Condição de carregamento extrema		Condição de carregamento usual	
	Perfil 1 (soleira descarregadora)	Perfil 2 (Encontros)	Perfil 1 (soleira descarregadora)	Perfil 2 (Encontros)
Gi (kN/m)	1411.5	2056.0	1411.5	2056.0
MGi (kNm/m)	1141.8	3891.0	1141.8	3891.0
Wi (kN/m)	371.8	205.3	134.3	--
MWi (kNm/m)	253.9	-641.0	725.5	--
li (kN/m)	-281.6	-404.9	-413.6	-480.7
Mli (kNm/m)	-873.0	-1874.1	-1087.3	-1586.4
Si (kN/m)	-1136.7	-1136.7	-631.1	-631.1
MSi (kNm/m)	-639.4	-639.4	-1367.1	-1367.1

Nos **Quadros 4.31** e **4.32** apresentam-se as verificações da segurança ao deslizamento e ao derrubamento. No que respeita ao deslizamento (**Quadro 4.31**) são garantidos para ambas as condições de carregamento os respectivos coeficientes de segurança mínimos (CSD=1.3, para a condição extrema e CSD=2.0 para a condição usual). Também em qualquer dos cenários as excentricidades das resultantes das forças atuantes (e) são expressivamente inferiores às impostas no critério de verificação ($|e| < B/2$, com $B/2 = 6.5$ m, para a condição extrema e $|e| < B/6$, com $B/6 = 2.2$ m, para a condição usual), traduzindo uma reserva de segurança ao derrubamento (**Quadro 4.32**).

Quadro 4.31 – Verificação da segurança ao deslizamento – açude Matadero.

Deslizamento	Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
	ΣF_v (kN/m)	ΣF_h (kN/m)	ϕ (°)	$\tan \phi$	CSD	ΣF_v (kN/m)	ΣF_h (kN/m)	ϕ (°)	$\tan \phi$	CSD
Perfil 1 (Soleira)	646.6	281.6	42.5	0.92	2.1	914.7	413.6	42.5	0.9	2.0
Perfil 2 (Encontros)	1124.6	404.9			2.5	1424.9	480.7			2.7

Quadro 4.32 – Verificação da segurança ao derrubamento – açude Matadero.

Derrubamento	Condição de carregamento extrema			Condição de carregamento usual		
	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	$ e $ (m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	$ e $ (m)
Perfil 1 (Soleira)	646.6	-116.7	0.2	914.7	-587.1	0.6
Perfil 2 (Encontros)	1124.6	736.5	0.7	1424.9	937.5	0.7

No **Quadro 4.33** apresentam-se as tensões na fundação (apenas de compressão) que se verifica serem significativamente inferiores às impostas pelo critério utilizado ($\sigma_{\max} < 1.33\sigma_{\text{adm}}$, para a condição extrema e $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$, para a condição usual, sendo que se admitiu $\sigma_{\text{adm}} = 2.5$ MPa).

Quadro 4.33 – Verificação das tensões na fundação – açude Matadero.

Tensão na fundação	Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)
Perfil 1 (Soleira)	646.6	-116.7	-0.2	45.6	53.9	914.7	-587.1	-0.6	49.5	91.2
Perfil 2 (Encontros)	1124.6	736.5	0.7	112.7	60.4	1424.9	937.5	0.7	142.9	76.3

A verificação das tensões no betão foi efetuada em três secções distintas, nomeadamente, na secção da fundação, na secção 1 (a 1.5 m da fundação) e secção 2 (à cota de crista da soleira descarregadora) que se apresentam na figura seguinte.

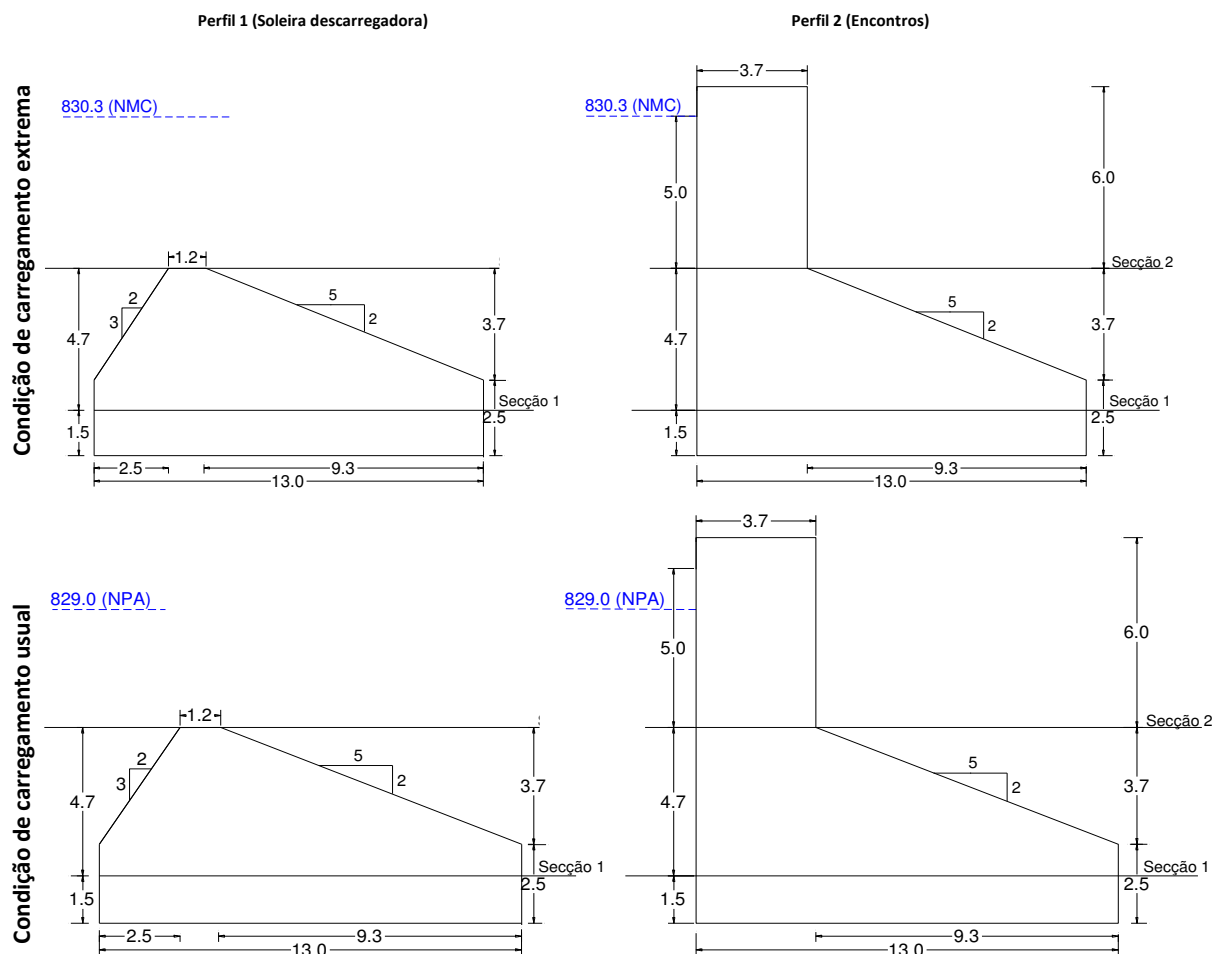


Figura 4.22 – Perfil da soleira descarregadora e perfil dos encontros, com indicação das secções de estudo das tensões no betão – açude Matadero.

Os resultados obtidos para a secção 1 e secção 2 encontram-se apresentados no **Quadro 4.34**. Observa-se que, em todas as secções em estudo, o betão se encontra à compressão, sendo cumprido o critério de verificação da tensão máxima à compressão ($\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$, sendo $\sigma_{\text{adm}} = 0.9 f_{\text{ck}} = 22.5 \text{ MPa}$ no caso do carregamento extremo e $\sigma_{\text{adm}} = 0.3 f_{\text{ck}} = 7.5 \text{ MPa}$).

Quadro 4.34 – Verificação das tensões no betão – açude Matadero

Tensão no betão		Condição de carregamento extrema					Condição de carregamento usual				
		ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	ΣF_v (kN/m)	ΣM (kNm/m)	e (m)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)
Secção 1	Perfil 1 (Soleira)	1315.3	1670.3	1.3	160.5	41.9	1077.9	1296.6	1.2	129.0	36.9
	Perfil 2 (Encontros)	1756.9	1985.6	1.1	205.7	64.7	1588.1	2921.9	1.8	226.0	18.4
Secção 2	Perfil 2 (Encontros)	535.0	-208.1	-0.4	33.8	48.6	535.0	-82.8	-0.2	38.2	44.1

4.2.3. Tomadas de água

A derivação do caudal contribuído pelo rio Cieneguilla ($Q_{\text{modular}} = 4.5 \text{ m}^3/\text{s}$) é efetuada através de uma ligação direta da boca do túnel de transporte à pequena albufeira de Matadero. A tomada de água em

Cieneguilla será feita sem qualquer obturação, regulação ou proteção e através do túnel é dirigida em superfície livre e entregue a montante do açude de Matadero ($Q_{\text{modular}} = Q_{\text{modular Cieneguilla}} + Q_{\text{modular Matadero}} = 4.5 \text{ m}^3/\text{s} + 10.2 \text{ m}^3/\text{s} = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$).

A tomada de água no açude de Matadero será efetuada também diretamente para o túnel, em superfície livre ($Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{s} + 10.2 \text{ m}^3/\text{s} = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$). No emboquilhamento do túnel (na albufeira de Matadero) prevê-se a construção de uma estrutura em betão armado para instalação de uma comporta de correr (2.9 m x 4.5 m), sem grelha de proteção, uma vez que se prevê a instalação de grelha na extremidade jusante do circuito à entrada da câmara de carga.

4.2.3. Canais e túneis

4.2.3.1. Túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero

Para o caudal de dimensionamento ($Q=4.5 \text{ m}^3/\text{s}$) foi arbitrado o rasto (B) e determinada a altura uniforme do escoamento (h_v), adotando-se uma altura do túnel sem o arco (ht) superior à altura uniforme obtida (**Figura 4.23**), garantindo-se contudo as dimensões mínimas ($B_{\text{min}} = 2.8 \text{ m}$ e $ht_{\text{min}} = 2 \text{ m}$) para a entrada de um veículo para remoção dos escombros durante a fase de obra. O arco superior do túnel foi definido com raio (r) igual a $\frac{1}{2}$ do rasto obtido.

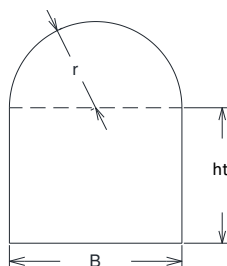


Figura 4.23 – Túnel de adução entre o rio Cieneguilla e o Matadero – solução 1.

O túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero, com extensão total (L_t) de 700 m, previu-se ser executado sem revestimento. Contudo pressupõem-se que, devido às características do terreno, $\frac{1}{3}$ do comprimento total do túnel será revestido com betão projetado, sem contar com o emboquilhamento de montante e de jusante que necessitará de obras específicas.

A inclinação do canal foi adotada por forma a que, para o caudal de dimensionamento ($Q=4.5 \text{ m}^3/\text{s}$), o escoamento no final do túnel se encontre à mesma cota do NPA da albufeira do Matadero, onde este túnel confluirá. Uma vez que o NPA do açude Cieneguilla se encontra à cota 829.5 m e o NPA do Matadero se encontra à cota 829.0 m, as perdas de carga totais no túnel deverão, para o caudal de dimensionamento, ser de 0.5 m ($=829.5-829.0$). De acordo com o indicado no **subcapítulo 4.1.4**, para pequenas inclinações do fundo do túnel, considerando o regime uniforme, a perda de carga unitária (J) será igual à inclinação do fundo do canal ($J \approx \text{sen} \theta \approx \text{tg} \theta \approx i$), pelo que será de 0.07%. Assim, as dimensões do túnel, para o caudal máximo (ou de dimensionamento) a derivar no açude Cieneguilla ($Q=4.5 \text{ m}^3/\text{s}$), admitindo $K_S=28.6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (**Anexo A4.14**), serão as apresentadas no **Quadro 4.35**.

Quadro 4.35 – Dimensionamento do túnel em superfície livre entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero–solução 1.

Q (m ³ /s)	i (m/m)	B (m)	h _u (m)	V (m/s)	Fr	h _t (m)	r (m)
4.5	0.0007	2.8	2.3	0.7	0.11	2.4	1.4

A soleira do túnel será instalada à cota 827.2 m (=829.5-2.3), terminando a montante do açude no rio Matadero a uma cota de 826.7 m (=827.2-0.5). Na figura seguinte apresenta-se um corte longitudinal do túnel, onde se representam esquematicamente as referidas cotas.

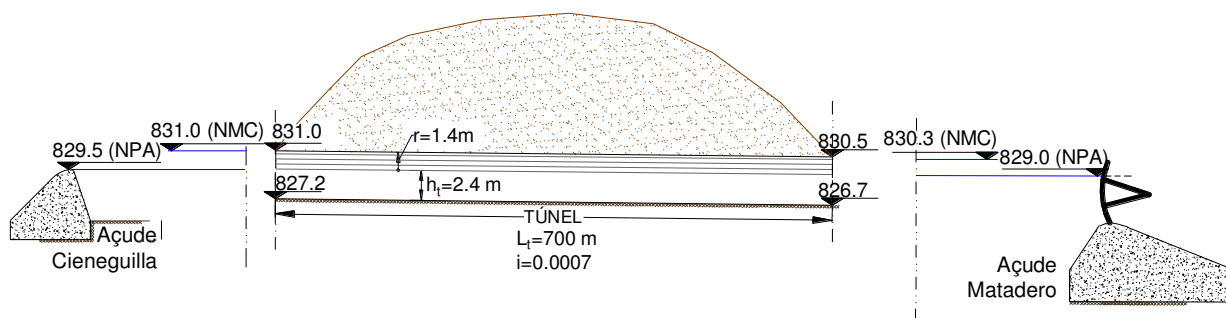


Figura 4.24 – Perfil longitudinal esquemático do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.

4.2.3.2. Canal e túnel entre o açude Matadero e a câmara de carga

O dimensionamento do canal de adução e do túnel ($Q=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$), foi efetuado em conjunto, arbitrando-se diversas larguras de rasto (B) e determinando-se a altura uniforme (h_u), através da equação de Manning-Strickler.

Por forma a não alterar as condições de escoamento na transição entre o túnel em superfície livre e o canal, ambos terão o mesmo rasto (B), e o túnel será revestido interiormente em betão armado, com uma espessura (e_t) de 0.1 m no seu interior, cuja secção se apresenta na **Figura 4.25**, e será escavado com uma largura $B+2e_t$. Previu-se ainda que 1/3 do comprimento total do topo do túnel seja protegido em betão projetado.

Nesta fase de estudo/dimensionamento preliminar, considerou-se uma folga de 0.5 m nas paredes do túnel, que pretende encaixar a elevação da superfície livre do escoamento em regimes transitórios e caudais em excesso que possam ser aduzidos em cheia, até ao descarregador lateral, cuja implantação está prevista no canal, imediatamente a jusante do túnel, sendo os caudais descarregados para uma pequena linha de água aí localizada.

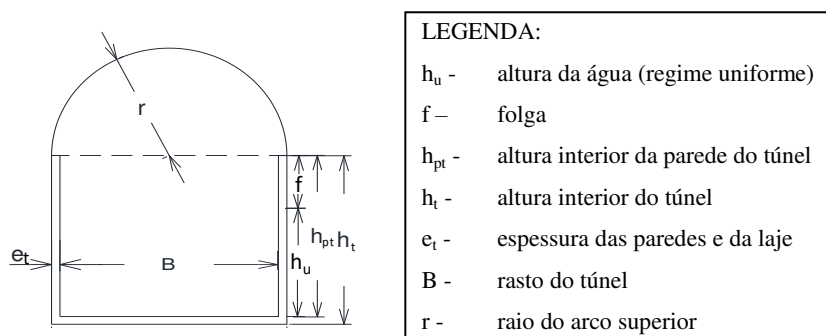


Figura 4.25 – Definição do túnel de adução entre o açude Matadero e o canal de adução – solução 1.

Para o canal, adotou-se uma secção retangular instalada sobre uma plataforma escavada com largura suficiente para a implantação do canal e de um acesso rodoviário paralelo (**Figura 4.26**).

Por forma a permitir a regulação da turbina através de níveis na câmara de carga, as paredes do canal foram consideradas de topo horizontal, com uma altura inicial igual à admitida para o túnel (h_u+f).

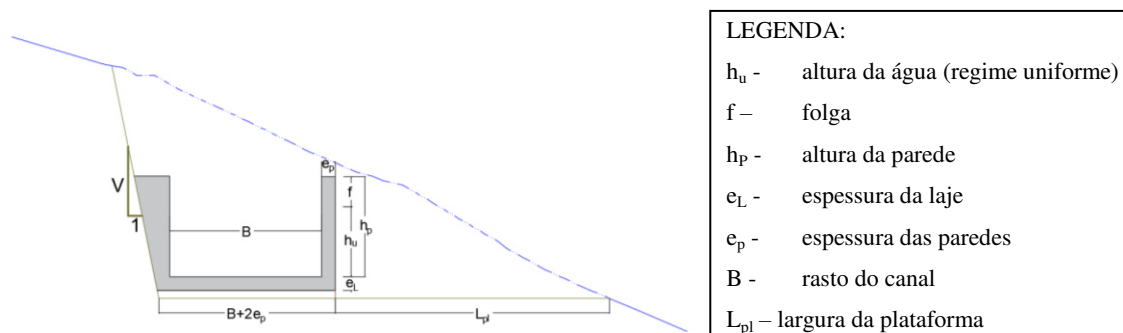


Figura 4.26 – Secção do canal e plataforma de escavação – solução 1.

Assumindo-se uma espessura das paredes e da laje de 0.2 m e ainda uma quantidade de armaduras por volume de betão aplicado de 75 kg/m^3 , foram calculadas as áreas de betão e de cofragem e a quantidade de armaduras por metro de comprimento de canal.

O cálculo do volume de escavação teve em conta uma a inclinação média do terreno na direção da secção transversal do canal (definida através da informação topográfica disponível), em 1:15 (1:H) e uma inclinação do talude de escavação de 5:1 (V:1). Para betão de regularização foi considerada uma espessura de 0.10 m e uma largura correspondente à soma do rasto com a espessura das duas paredes do canal.

As dimensões da secção transversal do canal e do túnel refletem-se no custo global da obra, sendo a secção económica aquela que resulta num mínimo custo de execução dessas estruturas.

Para o caudal de dimensionamento ($Q=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$), os resultados obtidos com base nesta metodologia foram os que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 4.36 – Dimensionamento do canal e túnel em superfície livre entre o açude Matadero e a câmara de carga (solução económica) – solução 1.

i	Q (m^3/s)	B (m)	h_u (m)	v (m/s)	Fr	Túnel				Canal			Canal + Túnel	
						Lt ⁽¹⁾ (m)	B+2e (m)	ht (m)	r (m)	Custo - Ct1 (€)	Lc ⁽²⁾ (m)	h_p ⁽³⁾ (m)	Custo - Ct2 (€)	Custo = Ct1+Ct2 (€)
0.1%	14.7	2.5	2.8	2.14	1.04	1200	2.7	3.3	1.4	2 190 356	1470	4.0	1 498 839	3 689 195
0.1%	14.7	2.6	2.6	2.16	1.05	1200	2.8	3.2	1.4	2 218 863	1470	3.9	1 452 118	3 670 982
0.1%	14.7	2.7	2.5	2.17	1.07	1200	2.9	3.1	1.5	2 250 744	1470	3.7	1 414 624	3 665 368
0.1%	14.7	2.8	2.4	2.19	1.08	1200	3.0	3.0	1.5	2 285 698	1470	3.6	1 381 905	3 667 602

⁽¹⁾ Lt - comprimento do túnel

⁽²⁾ Lc - comprimento do canal

⁽³⁾ h_p - altura média das paredes do canal (topo horizontal)

Observa-se que a secção económica corresponde a um rasto $B=2.7 \text{ m}$ e uma altura uniforme de $h_u = 2.5 \text{ m}$. Na **Figura 4.28** apresentam-se um esquema do perfil longitudinal do túnel e canal, com as cotas obtidas.

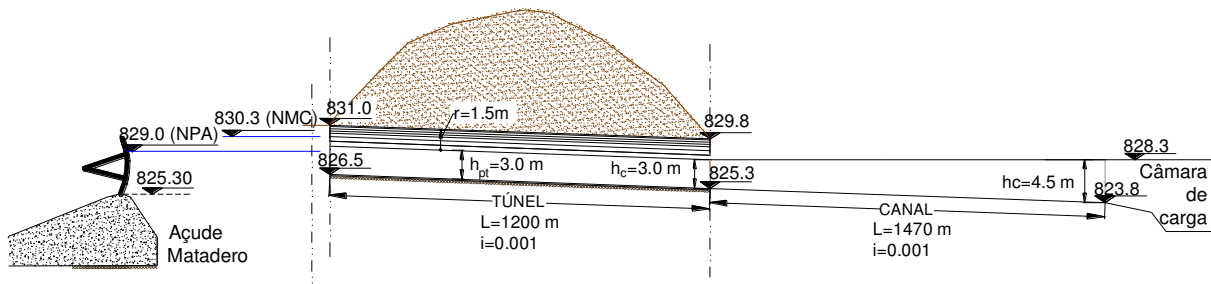


Figura 4.27- Perfil longitudinal esquemático do túnel e canal entre o açude Matadero e a câmara de carga.

4.2.4. Câmara de carga

A câmara de carga fará a transição do escoamento em superfície livre (w) canal de adução, para o escoamento em pressão na conduta forçada. A tomada de água para a conduta forçada ($Q=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$) será afogada. Considera-se, a montante a instalação de grelhas de proteção.

A submersão mínima na tomada de água para o caudal de dimensionamento ($Q=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$), foi calculada através da **equação [4.12]**. Uma vez que a tomada de água será instalada no alinhamento da câmara de carga, o escoamento é simétrico ($C=1.7$). A conduta forçada terá um diâmetro de 2100 mm ($V=4.2 \text{ m/s}$), logo a submersão mínima será:

$$\frac{S}{D} = C \frac{V}{\sqrt{gD}} \Rightarrow \frac{h_t}{2.1} = 1.7 \frac{4.2}{\sqrt{9.8 \times 2.1}} \Rightarrow S = 3.3 \text{ m} \quad [4.58]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$), a cota da superfície livre em regime uniforme no canal à chegada da câmara de carga é de 826.3 m ($=823.8+2.5$). Adotando uma folga de 0.45 m, a cota máxima do eixo da conduta forçada será 821.5 m ($=826.3-3.3-2.1/2-0.45$). Foi ainda considerado um rebaixamento na entrada da conduta forçada (0.45 m), desta forma pelo que se adotou uma cota da laje de fundo de 820.0 m.

Considerou-se a instalação de um limpa-grelhas automático com sensores de nível, admitindo-se um coeficiente de colmatção $K_1=0.85$. Para uma inclinação de grelhas $\alpha=80^\circ$, um espaçamento $a=0.1 \text{ m}$ (**Quadro 4.9**), espessura das barras $e=0.01 \text{ m}$ e uma velocidade de atravessamento de $V_a=1.0 \text{ m/s}$, a área total (A) do vão protegido pelas grelhas (**equação [4.13]**) é:

$$A = \frac{1}{K_1} \left(\frac{e+a}{a} \right) \frac{Q}{V_a \sin \alpha} = \frac{1}{0.85} \left(\frac{0.01+0.1}{0.1} \right) \frac{14.7}{1 \sin 80} = 19.3; \quad [4.59]$$

A área vertical submersa ($A_{V,S}$) na secção da grelha será portanto:

$$A_{V,S} = A \cdot \sin \alpha = 19.0 \text{ m}^2 \quad [4.60]$$

Uma vez que a altura do escoamento na chegada à grelha é de 2.5 m, a largura na secção das grelhas adotada foi de 8.0 m, que corresponde à largura da câmara de carga (L_{CC}), resultando numa área total da grelha de 36.0 m^2 , para uma altura total da grelha de 4.4 m ($=828.3-823.8-0.1$)

Imediatamente a montante da grelha previu-se a instalação de uma bacia com fundo fortemente inclinado, com uma comporta lateral para limpeza do material aí depositado (ver **Figura 4.28**). A altura útil mínima (h_{bc}) da secção da bacia, com vista a induzir a deposição de material ($V < 0.5$ m/s) nessa zona deverá ser:

$$h_{bc} = \frac{Q}{V \times L_{cc}} = \frac{14.7}{0.5 \times 9.5} \Rightarrow h_t = 3.6 \text{ m} \quad [4.61]$$

o que resulta num rebaixamento imediatamente a montante da grelha de 1.1 m (=3.6 m - 2.5 m).

A verificação da estabilidade das barras foi efetuada garantindo que a frequência dos vórtices, que são gerados pela introdução da grelha (f_v), seja 1.5 vezes inferior à frequência das barras (f_b), (**equações [4.14] e [4.15]**). Por forma a garantir a estabilidade das barras, a distância entre apoios deverá ser reduzida, através da colocação de dois apoios entre as extremidades ($L = 4.5/3 = 1.5$ m). Os apoios serão igualmente espaçados, a uma distância correspondente a um terço da altura da grelha.

Quadro 4.37 – Verificação da estabilidade das barras da grelha da câmara de carga – solução 1.

a (m)	e (m)	b=2.8e (m)	(a+e)/e	F	St	V (m/s)	E_s (N/m ²)	γ_s (N/m ³)	Altura da grelha (m)	L (m)	f_v	1.5 f_v	f_b
0.1	0.01	0.028	11	1	0.155	1.00	2E+11	78000	4.5	1.5	15.5	23.3	23.7

Dimensões da câmara de carga

O tempo de inércia hidráulica do canal (**equação [4.31]**) é:

$$t_h = \frac{V_C L_C}{g \Delta Z} = \frac{2.17 \times 2670}{9.81 \times 2.7} = 219 \text{ s} \quad [4.62]$$

em que:

$V_C = 2.17$ m/s (velocidade inicial do escoamento no canal e no túnel);

$L_C = 2670$ m (comprimento total do canal e do túnel);

$\Delta Z = 2.7$ m (desnível total do canal e do túnel).

e o volume de eclusagem requerido:

$$V = Q \cdot t_h = 14.7 \times 222 = 3215 \text{ m}^3 \quad [4.63]$$

Uma vez que o canal terá as paredes de topo inclinado, o volume de eclusagem será distribuído ao longo do canal. Admitindo nesta fase que a cota máxima de eclusagem do canal corresponde à cota de água em regime uniforme no início do canal e tomando o nível de regulação da turbina como o nível da água em regime uniforme na câmara de carga, estima-se um volume de eclusagem ao longo do canal é de:

$$V_{ec} = \frac{Z}{2} L_c B = \frac{1.5}{2} \times 1470 \times 2.7 = 2977 \text{ m}^3 \quad [4.64]$$

em que:

$Z=1.5$ m (diferença entre a cota de água com o grupo parado (827.8 m) e a cota de água em regime uniforme na chegada à câmara de carga (826.3 m));

$L_c=1470$ m (comprimento do canal);

$B=2.7$.m (rasto do canal).

A câmara de carga deverá ter uma capacidade de armazenamento mínima de 238 m^3 ($=3215 \text{ m}^3 - 2977 \text{ m}^3$). O comprimento da câmara de carga é tipicamente duas vezes e meia maior que a largura da câmara de carga (Ramos et al., 2000), pelo que se adotou um comprimento total de 20 m (para uma largura de 8.0 m na câmara de carga), resultando num volume armazenado de 240 m^3 (para uma altura de água de 1.5 m, garantindo a submergência da conduta). A câmara de carga terá, portanto, uma área em planta de 160 m^2 ($=8.0 \text{ m} \times 20 \text{ m}$) e uma altura máxima de 8.3 m. Na figura seguinte apresenta-se um corte esquemático da câmara de carga.

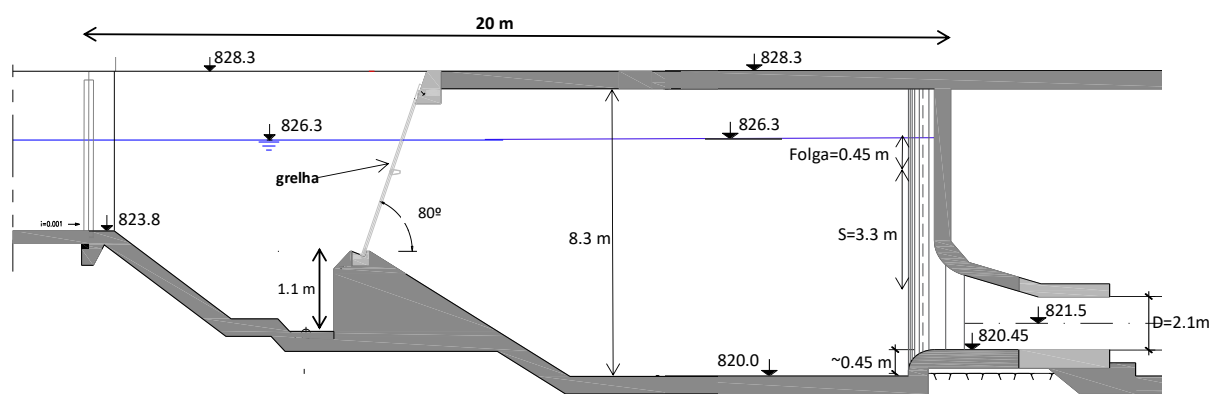


Figura 4.28 – Dimensões da câmara de carga – solução 1.

4.2.5. Conduta forçada

A conduta forçada tem uma extensão total de 235 m e desenvolve-se entre as cotas (ao eixo) 821.5 m na tomada de água e 732.9 m na chegada à central. O capítulo 5 apresenta os cálculos justificativos do caudal e da queda útil nominal ($Q_N=14.7 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_N =86.6$ m) e da potência nominal instalada ($P_N=10778$ kW).

Determinação da secção económica

O diâmetro económico foi determinado de acordo com a equação de Fahbush [4.32], com base na potência instalada ($P =10778$ kW) e a na queda nominal da turbina 2 ($H_N=86.6$ m):

$$D_e = 0.57H_N^{-0.17} \left(\frac{P_N}{H_N} \right)^{0.43} = 0.57 \times 86.6^{-0.17} \left(\frac{10778}{86.6} \right)^{0.43} = 2.12 \text{ m} \quad [4.65]$$

Admitindo 4 diâmetros interiores (D_{CF}) diferentes em torno do diâmetro económico, determinou-se a espessura mínima para cada um dos diâmetros (equação [4.18]), considerando:

$$P_e = 1.5P_0 = 1.5 \times 93.4 \times 9.8 = 1373 \text{ kN/m}^2 \text{ (pressão de ensaio);}$$

$\sigma_f = 150 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (tensão máxima admissível);

$k_f = 1$ (factor de eficiência das soldaduras);

e_c – espessura adicional adoptada para a corrosão (0.001 m).

Consultando a tabela do **Anexo 4.12** adotou-se a espessura (e_{CF}) imediatamente superior à mínima calculada, mantendo-se nesta fase o diâmetro interno arbitrado. No **Quadro 4.38** apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 4.38 – Determinação da espessura e velocidade da conduta forçada – solução 1.

Q (m ³ /s)	D _{CF} (mm)	e _{calc} (mm)	Verificação da espessura	EN 10220	V _{CF} (m/s)
			$e_{min} = \frac{D+508}{400}$ (mm)	e _{CF} (mm)	
14.7	1900	9.7	6.0	10.0	5.2
14.7	2000	10.2	6.3	11.0	4.7
14.7	2100	10.6	6.5	11.0	4.2
14.7	2200	11.1	6.8	12.5	3.9

Como se pode observar, com exceção do diâmetro de 1900 mm, respeitam os intervalos de velocidades indicados no **Quadro 4.10**.

O custo da conduta forçada foi estimado com base na quantidade de aço por metro linear de tubagem. Para o cálculo do custo da energia perdida (C_{Ep}), procedeu-se à determinação das perdas de carga correspondentes ao caudal de dimensionamento e, através da **equação [4.21]**, foram obtidas as perdas de carga equivalentes, atribuindo-se à energia perdida, calculada através da **equação [4.20]**, o custo da tarifa aplicável (0.07€/kWh). A atualização do custo (**Equação [6.2]**) foi efetuada para o tempo de vida útil do projeto (35 anos), admitindo uma taxa de atualização (i) de 10%, o que resulta num fator de atualização $Fa = 10.6$. No **Quadro 4.39**, apresentam-se os resultados obtidos, concluindo-se que a secção económica da conduta corresponde a um diâmetro comercial de 2100 mm.

Quadro 4.39 – Determinação da secção económica da conduta forçada – solução 1.

D _{CF} (mm)	Custo da conduta forçada			Custo da energia perdida							Custo total = C _{CF} + C _{Ep} (€)	
	Peso conduta (kg/m)	Custo unitário (€/m)	Custo total C _{CF} (€)	Δh_N (m)	Q _{eq} (m ³ /s)	Δh_{eq} (m)	v (hm ³)	Ep (MWh)	Tarifa (€/kWh)	Fa (i=10%)		Custo C _{Ep} (€)
1900	466	2794	656473	2.10	10.1	0.99	231.7	533.9	0.07	10.6	396450	1052923
2000	539	3235	760127	1.60		0.76		406.1			301565	1061692
2100	566	3396	798134	1.23		0.58		313.1			232472	1030606
2200	674	4043	950159	0.96		0.45		244.3			181393	1131552

Golpe de aríete

Procedeu-se ao cálculo do golpe de Aríete admitindo duas situações distintas: tempo de fecho de 6 s e tempo de fecho de 10 s. Aplicando as **equações 4.33 a 4.37**, obtiveram-se os resultados que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 4.40 – Determinação aproximada da variação da carga hidráulica devida ao golpe de Aríete, para tempo de fecho de 6s e de 10s – solução 1.

D_{CF} (mm)	e_{CF} (mm)	L_{CF} (m)	C (m/s)	T_c (s)	V_0 (m/s)	H_u (m.c.a.)	K_T	t = 6 s		t = 10 s	
								ΔH (m.c.a.)	H_M (m.c.a.)	ΔH (m.c.a.)	H_M (m.c.a.)
2100	11	235	844.3	0.6	4.2	86.6	1.8	30.5	117.1	18.3	104.9

A sobrecarga hidráulica máxima obtida para o tempo de fecho de 6 s, representa aproximadamente 25% da carga hidrostática máxima ($H_0=93.4$ m.c.a.).

Tubo de arejamento

O tubo de arejamento foi dimensionado de acordo com a **equação [4.22] e [4.23]**. Considerando-se a instalação enterrada da conduta forçada, adotou-se um fator de segurança $f = 5$ na determinação da pressão de colapso. Considerou-se ainda um coeficiente de vazão através do tubo de arejamento $C = 0.5$, obtendo-se um diâmetro interno $d = 580$ mm.

Quadro 4.41 – Determinação do diâmetro do tubo de arejamento – solução 1.

Q (m ³ /s)	D_{CF} (mm)	e_{CF} (mm)	E_s (GPa)	f	P_c (N/m ²)	C	d (mm)
14.7	2100	11	210	5	12073	0.5	580

Verificação da estabilidade estrutural dos maciços

A conduta forçada admitiu-se ser executada em vala enterrada, apoiada ou amarrada nas mudanças de direção através de maciços em betão, caso se tratem de curvas côncavas ou convexas, respetivamente. O perfil longitudinal (**Figura 4.29**) adotado foi obtido através do levantamento topográfico, considerando nesta fase que a conduta acompanha o terreno.

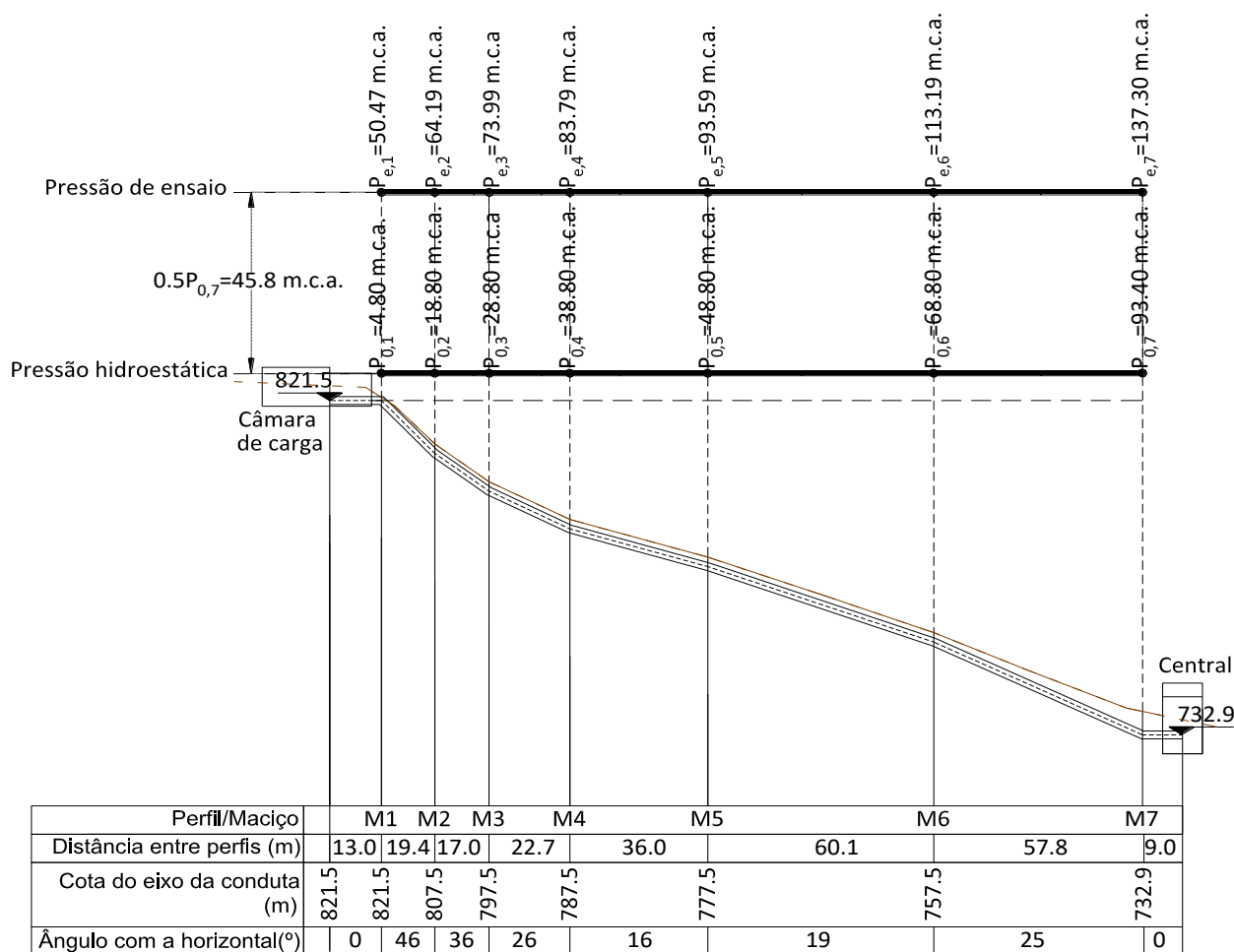


Figura 4.29 – Perfil longitudinal da conduta forçada – solução 1.

Adotou-se a configuração simplificada dos maciços que se apresenta na **Figura 4.30**, em que B é a largura da base e A a altura do maciço.

As curvas ancoradas pelos maciços M2, M3, M4 e M7 são côncavas, pelo que estes maciços visam assegurar adequadas tensões de transmissão à fundação. As restantes curvas (M1, M5 e M6) são convexas.

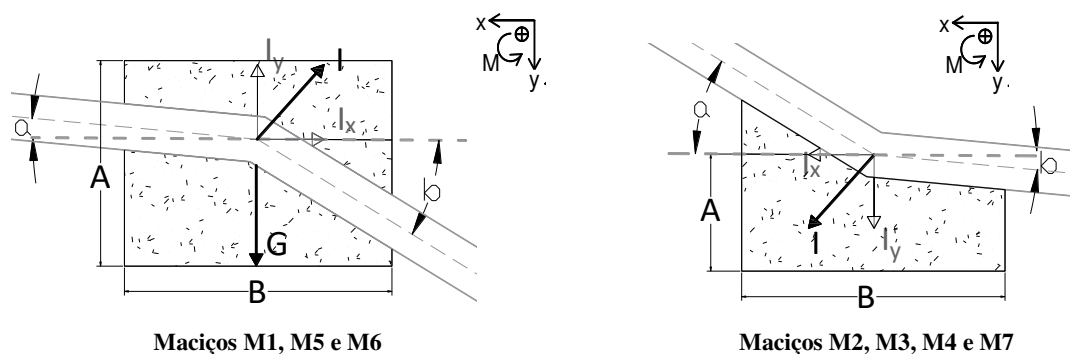


Figura 4.30 – Dimensões A e B dos maciços de amarração – solução 1.

As características gerais de base para o dimensionamento dos maciços de amarração, são as que se apresentam no **Quadro 4.42**, onde L_m é a largura do maciço (dimensão na direção ortogonal ao plano da secção apresentada na **Figura 4.30**).

Quadro 4.42 – Características gerais de base para o dimensionamento dos maciços – solução 1.

Maciço	Ângulo		Comprimento		Dimensões do maciço			Cota do eixo da conduta (m)	Carga hidroestática - $H_0 = P_{0,i}/\gamma$ (m.c.a.)
	a (°)	b (°)	L_M (m)	L_J (m)	L_m (m)	B (m)	A (m)		
M1	0	46	13.0	19.4	3.5	4.5	3.10	821.5	4.8
M2	46	36	19.4	17.0	3.0	4.8	0.75	807.5	18.8
M3	36	26	17.0	22.7	3.0	4.6	0.75	797.5	28.8
M4	26	16	22.7	36.0	3.0	4.0	0.75	787.5	38.8
M5	16	19	36.0	60.1	3.5	5.0	3.10	777.5	48.8
M6	19	25	60.1	57.8	5.0	6.0	3.30	757.5	68.8
M7	25	0	57.8	9.0	2.9	2.5	0.75	732.9	93.4

O peso próprio dos maciços foi determinado de acordo com a **equação [4.5]** e apresentam-se no **Quadro 4.43**. O maciço M1 será ligado à câmara de carga, pelo que foi ainda considerado que sobre o mesmo actua uma força ($M1_{CC}$) correspondente ao peso próprio da parede da câmara de carga, ao qual o referido maciço se encontra ancorado.

Quadro 4.43 – Peso próprio dos maciços – solução 1.

Peso próprio	M1 _{CC}	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
G_i (kN)	788.5	1321.4	532.8	510.6	444.0	1468.3	2661.0	130.5
X_0 (m)	2.1	0	0	0	0	0	0	0
$MG_i (X_0)$ (kNm)	1616.4	0	0	0	0	0	0	0

Durante o ensaio a conduta forçada é submetida em condições estáticas (sem escoamento) a uma pressão interior 1.5 vezes superior à sua pressão de serviço máxima. Nas referidas condições, as únicas forças hidráulicas em jogo são as forças de pressão (são nulas as forças relativas às quantidades de movimento e à inércia do escoamento). Sendo a curva ancorada pelo maciço M7 a mais desfavorável na perspetiva da pressão de serviço máxima, é determinante da condição estática de ensaio (**Figura 4.29**), sendo a pressão de serviço máxima definida, em cada curva i , pela seguinte equação

$$P_{e,i} = P_{0i} + 0.5P_{0,7} \quad [4.66]$$

em que:

$P_{e,i}$ – pressão de ensaio no maciço i ;

P_{0i} – pressão hidrostática no maciço i ;

$P_{0,7}$ – pressão hidrostática no maciço M7.

Nestas condições, o impulso hidráulico foi determinado a partir da **equação [4.38]**, obtendo-se os resultados apresentados no quadro seguinte.

Quadro 4.44 – Impulso hidráulico nas curvas – solução 1.

Impulso hidráulico		M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
Pressão de ensaio (kN/m ²)		504.7	641.9	739.9	837.9	935.9	1131.9	1373.0
I _i (kN)		-1366.1	387.5	446.7	505.9	-169.7	-410.4	2058.5
Componente horizontal	I _{xi} (kN)	-533.8	254.3	230.1	181.3	-51.0	-153.7	445.5
	Y ₀ (m)	1.55	1.80	1.80	1.80	1.55	1.75	1.80
	MI _{xi} (kNm)	-827.3	457.7	414.1	326.3	-79.1	-269.0	802.0
Componente vertical	I _{yi} (kN)	-1257.5	292.5	382.9	472.3	-161.9	-380.5	2009.7
	X ₀ (m)	0	0	0	0	0	0	0
	MI _{yi} (kNm)	0	0	0	0	0	0	0

As forças de escorregamento a montante (F_M) e a jusante do maciço (F_J) foram determinadas através equação [4.39] e da equação [4.40], respetivamente. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.45 – Forças exercida de escorregamento exercida pela conduta forçada em cada maciço – solução 1.

Força de deslizamento		M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
F _{Mi} (kN)		268.2	-834.8	-537.2	-435.0	-222.1	-606.4	-1031.5
F _{Ji} (kN)		-834.8	-537.2	-435.0	-222.1	-606.4	-1031.5	134.1
Componente horizontal	F _{xi} (kN)	-311.7	-1014.4	-825.5	-604.5	-786.9	-1508.2	-800.8
	Y ₀ (m)	1.55	1.80	1.80	1.80	1.55	1.75	1.80
	MI _{xi} (kNm)	-483.2	-1826.0	-1485.9	-1088.1	-1219.7	-2639.4	-1441.5
Componente vertical	FI _{yi} (kN)	600.5	916.2	506.4	251.9	258.7	633.4	435.9
	X ₀ (m)	0	0	0	0	0	0	0
	MI _{yi} (kNm)	0	0	0	0	0	0	0

A segurança à flutuação, determinada através da equação [4.41], deverá ser garantida nos maciços em curvas convexas (maciço M1, M5 e M6), cuja componente vertical do impulso tem sentido ascendente, podendo provocar o levantamento do maciço. O coeficiente de segurança obtido para cada um dos maciços (Quadro 4.46) é superior ao coeficiente mínimo de segurança à flutuação (1.1).

Quadro 4.46 – Verificação da segurança à flutuação – solução 1.

Flutuação	M1	M5	M6
ΣF _{Ve} (kN)	2854.1	673.4	1234.3
ΣF _{Vd} (kN)	1401.2	576.6	981.5
CSF	2.0	1.2	1.3

Os coeficientes de segurança ao deslizamento, calculados através da equação [4.9], apresentam-se no Quadro 4.47, sendo, em cada um dos maciços, superior ao coeficiente de segurança mínimo (1.2).

Quadro 4.47 – Verificação da segurança ao deslizamento dos maciços da conduta forçada – solução 1.

Deslizamento	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
φ	35°						
tan φ	0.7						
ΣF _H (kN)	-845.5	-760.2	-595.4	-423.2	-837.9	-1662.0	-355.3
ΣF _V (kN)	1452.9	1741.5	1399.9	1168.2	1565.0	2913.9	2555.3
CSDφ	1.2	1.6	1.6	1.9	1.3	1.2	5.0

A segurança ao derrubamento foi verificada em todos os maciços (**Quadro 4.48**) através do critério limitando a excentricidade (**equação [4.10]**) ao terço central da base do maciço ($e \leq B/6$).

Quadro 4.48 – Verificação da segurança ao derrubamento dos maciços – solução 1.

Derrubamento	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
B/6 (m)	0.75	0.80	0.77	0.67	0.83	1.00	0.42
ΣF_V (kN)	1452.9	1741.5	1399.9	1168.2	1565.0	2913.9	2576.2
ΣM (kNm)	305.9	-1368.3	-1071.8	-761.7	-1298.8	-2908.4	-639.5
e (m)	0.21	0.79	0.77	0.65	0.83	1.00	0.25

As tensões na fundação foram calculadas através da **equação [4.11]**, garantindo-se que a fundação se encontra toda à compressão e que a tensão máxima de cálculo (σ_{max}) em cada um dos maciços, é inferior à tensão admissível (σ_{adm}) na fundação (**Quadro 4.49**).

Quadro 4.49 – Verificação da tensão na fundação dos maciços – solução 1.

Tensão na fundação	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
σ_{adm} (MPa)	1						
ΣF_V (kN)	1452.9	1741.5	1399.9	1168.2	1565.0	2913.9	2576.2
ΣM_0 (kNm)	305.9	-1368.3	-1071.8	-761.7	-1298.8	-2908.4	-639.5
e(m)	0.21	-0.79	-0.77	-0.65	-0.83	-1.00	-0.25
σ_1 (kPa)	118.1	2.2	0.1	2.1	0.4	0.2	143.6
σ_2 (kPa)	66.4	239.7	202.7	192.6	178.5	194.1	567.0

4.2.6. Central

Na central considera-se a instalação de dois grupos turbina-gerador, sendo que o caudal nominal da central será distribuído de forma diferente pelas duas turbinas, com vista a que os caudais mais pequenos sejam turbinados, otimizando assim a produção energética. A turbina 1 foi dimensionada para um caudal nominal correspondente a 1/3 do caudal nominal do aproveitamento ou da central (4.3 m³/s) e a turbina 2 para um caudal nominal de 2/3 do caudal nominal da central (10.2 m³/s), cujas quedas úteis nominais são 86.3 m e 86.6 m, respetivamente.

Velocidade específica

Apresenta-se no **Quadro 4.50** a velocidade específica (n_s) e a velocidade de rotação (n_o) das turbinas da solução 1 (**equação [4.42]** e **[4.43]**), bem como o número de pares de polos dos respetivos alternadores (**equação [4.44]**).

Quadro 4.50 – Velocidade específica e velocidade de rotação das turbinas - solução 1.

	H_N (m)	Q_N (m ³ /s)	n_s teórica	n_o (rps)	n_o (rps)	n^e pares polos	n_s
Turbina 1	86.3	4.3	0.20	14.9	16.7	3	0.22
Turbina 2	86.6	10.4	0.20	9.6	10.0	5	0.21

Altura de aspiração

A altura máxima de aspiração foi calculada através da **equação [4.46]**, com o respetivo coeficiente de Thoma (σ) calculado através da **equação [4.45]**, admitindo uma velocidade média de saída de 2 m/s. A pressão atmosférica e a pressão do vapor de água foram determinadas por interpolação dos dados apresentados na tabela do **anexo A4.16**, para uma cota da restituição mínima de 736.8 m, definida por simulação do escoamento no curso de água (HEC-RAS) do caudal ecológico mínimo no rio ($0.6 \text{ m}^3/\text{s}$) e as turbinas a funcionarem para o caudal nominal ($14.7 \text{ m}^3/\text{s}$).

Quadro 4.51 – Altura de aspiração das turbinas – solução 1.

	Turbina 1	Turbina 2
H_N	86.3 m	86.6 m
n_s	0.22	0.21
σ	0.15	0.14
P_{atm}/γ	9.47 m	
t_v/γ	0.15 m	
H_s	-3.73 m	-2.48 m

As alturas de aspiração são negativas, portanto as rodas das turbinas deverão ser posicionadas abaixo do nível da restituição (**Figura 4.35**), pelo que o eixo da turbina 1 estará à cota 733.1 m e da turbina 2 à cota 734.3 m.

Dimensionamento da turbina - Desenho preliminar

As dimensões das rodas das turbinas (**Figura 4.31**) foram obtidas de acordo com a **Figura 4.7**.

	Turbina 1	Turbina 2
n_0	16.7 rps	10.0 rps
n_s	0.22	0.21
D_3	0.67 m	1.08 m
D_1	0.56 m	0.93 m
D_2	0.65 m	1.04 m
H_1	0.10 m	0.16 m
H_2	0.09 m	0.17 m

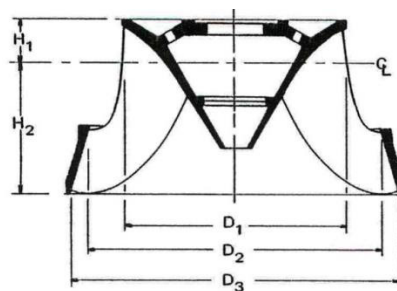


Figura 4.31 – Dimensões das rodas das turbinas – solução 1.

Nas **Figuras 4.32 e 4.33**, apresentam-se as dimensões da evoluta (caixa espiral) e do tubo de sucção, determinadas com base nas equações apresentadas nos anexos **A.4.17 e A.4.18**.

	Turbina 1	Turbina 2
A	0.75 m	1.19 m
B	0.91 m	1.47 m
C	1.04 m	1.68 m
D	1.16 m	1.87 m
E	0.85 m	1.39 m
F	1.07 m	1.76 m
G	0.89 m	1.46 m
H	0.78 m	1.28 m
I	0.16 m	0.25 m
L	0.67 m	1.05 m
M	0.43 m	0.68 m

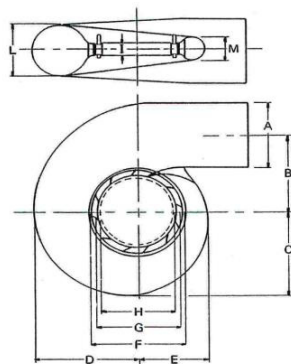


Figura 4.32 – Dimensões das evolutas das turbinas – solução 1.

	Turbina 1	Turbina 2
N	1.66 m	2.72 m
O	0.99 m	1.63 m
P	0.84 m	1.35 m
Q	0.46 m	0.74 m
R	0.88 m	1.43 m
S	4.81 m	4.88 m
T	1.04 m	1.65 m
U	0.24 m	0.39 m
V	0.90 m	1.46 m
Z	1.87 m	3.00 m

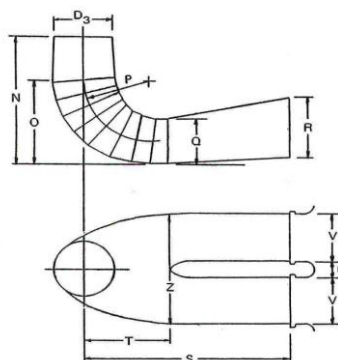


Figura 4.33 – Dimensões dos tubos de sucção das turbinas – solução 1.

Os resultados da simulação do curso de água (HEC-RAS) para o caudal de cheia centenária na secção da restituição da central ($Q_{T=100\text{anos}} = 1267.2 \text{ m}^3/\text{s}$), indicam que é atingido nesta secção o nível 743.1 m. Tendo em consideração que os equipamentos elétricos instalados no piso superior do edifício deverão estar localizados acima da cota de máxima cheia, considerou-se uma folga de 1 m, definindo-se o piso superior à cota 744.1 m.

Na Figura 4.34 apresenta-se a planta do edifício da central e na Figura 4.35 um corte onde se representam as condições de instalação da turbina 2.

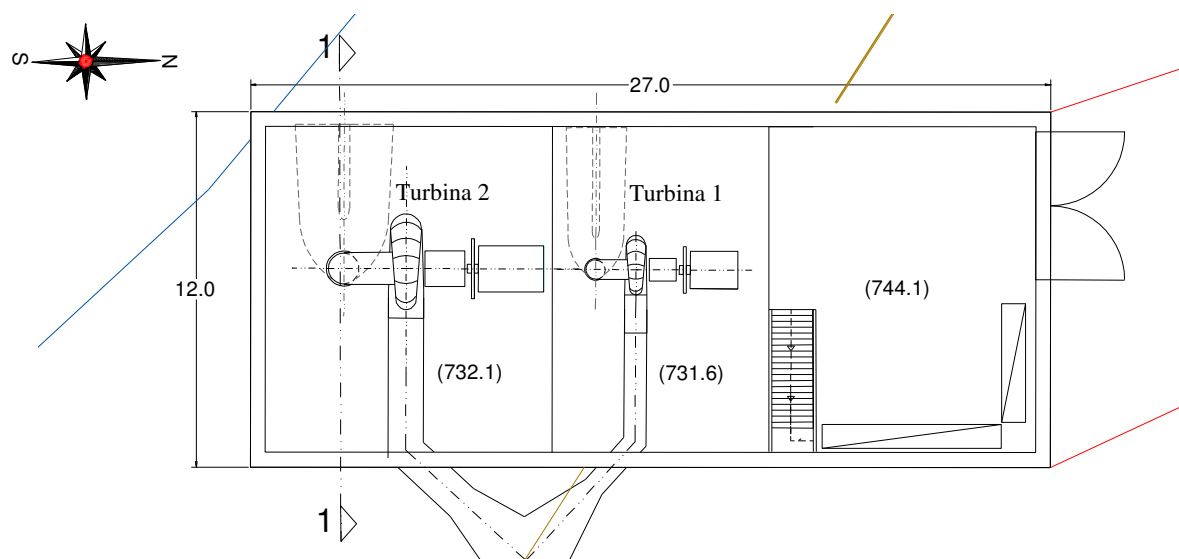


Figura 4.34 – Planta do edifício da central - solução 1.

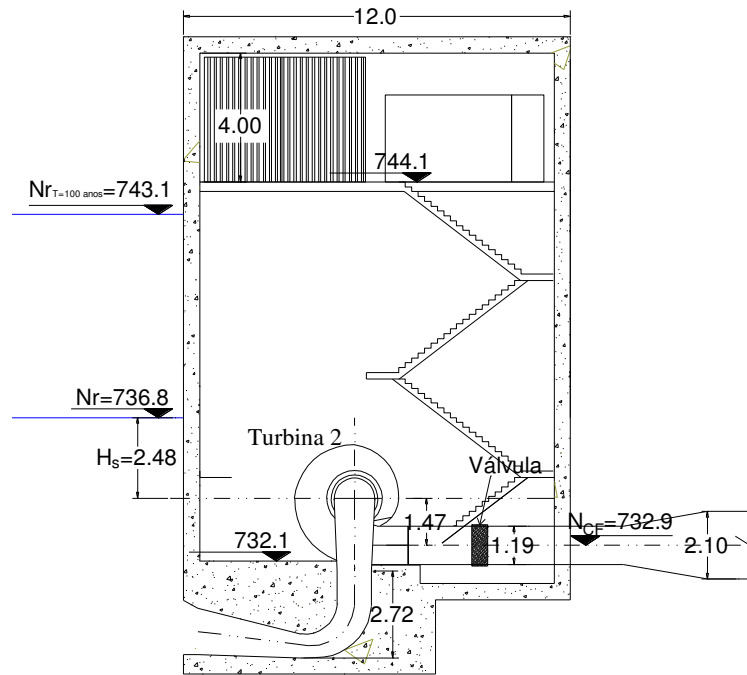


Figura 4.35 – Corte 1 do edifício da central - solução 1.

4.3. Solução 2

4.3.1. Determinação do caudal de projeto

A avaliação preliminar da energia produzida foi efetuada à semelhança da solução 1 admitindo-se uma queda bruta de 92.7 m. A esta queda bruta foram retiradas as perdas de carga por atrito, estimadas com base na fórmula de Manning-Strickler ($K_s = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ – anexo A4.14), admitindo para cada um dos caudais os diâmetros otimizados que se apresentam no **Quadro 4.52**. Na conduta em baixa pressão considerou-se ainda um agravamento de 10% nas perdas de carga contínuas, que se admite corresponder a perdas localizadas. Para as restantes perdas de carga localizadas considerou-se um valor total de 1.5 m. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.52 – Estimativa preliminar da energia e potência nominal para os caudais em estudo – solução 2.

	Q_N central (m^3/s)	Limites de funcionamento		Q_{eq} central (m^3/s)			Perdas carga equivalentes - Δh_{eq}			Perdas carga caudal nominal - Δh_N (m)			Queda útil nominal H_N (m)	Volume anual turbinado V (hm^3)	Energia produzível E_a (GWh)	Rendimento η_m	Potencia nominal P_N (kW)
		Q_{min} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	conduta baixa pressão (m)	conduta forçada (m)	conduta baixa pressão (m)	conduta forçada (m)	totais (m)	conduta baixa pressão (m)	conduta forçada (m)	totais (m)						
Turbina 1	13.30	1.56	3.90	9.8	9.4	3.23	1.32	6.05	5.94	2.67	10.11	82.59	55.18	10.89	0.84	2724	
Turbina 2	(=90%)	3.76	9.40										166.54	32.86	0.84	6588	
TOTAL	Qmod)	1.56	13.30	221.72	43.75	0.84	9312										
Turbina 1	13.97	1.64	4.10	10.2	9.7	3.49	1.43	6.42	6.58	2.96	11.04	81.66	56.19	11.09	0.84	2858	
Turbina 2	(=95%)	3.96	9.90										170.60	33.63	0.84	6924	
TOTAL	Qmod)	1.64	14.00	226.79	44.72	0.84	9782										
Turbina 1	14.70	1.72	4.30	10.6	10.1	3.75	1.53	6.78	7.25	3.27	12.02	80.68	56.96	11.09	0.83	2934	
Turbina 2	(=)	4.16	10.40										174.76	33.96	0.83	7120	
TOTAL	Qmod)	1.72	14.70	231.72	45.05	0.83	10054										
Turbina 1	15.50	1.8	4.5	11.0	10.5	3.25	1.03	5.78	6.48	2.26	10.24	82.46	57.41	11.36	0.84	3137	
Turbina 2	(=105%)	4.40	11										179.42	35.42	0.83	7696	
TOTAL	Qmod)	1.80	15.50	236.83	46.78	0.83	10833										
Turbina 1	16.20	1.88	4.70	11.3	10.8	3.47	1.1	6.07	7.08	2.47	11.05	81.65	58.05	11.43	0.83	3245	
Turbina 2	(=110%)	4.60	11.5										182.69	35.84	0.83	7967	
TOTAL	Qmod)	1.88	16.20	240.74	47.27	0.83	11212										

O custo considerado para a conduta de baixa pressão e para a conduta forçada, foi o correspondente à secção económica para cada um dos caudais admitidos. O custo admitido para a central foi calculado de acordo com a **equação [6.14]** apresentada no capítulo 6.

Os valores globais admitidos foram os seguintes:

- Açudes: 2 000 000 €;
- Tomadas de água: 500 000€;
- Chaminé de equilíbrio: 350 000 €.
- Acessos: 600 000 €
- Ligação à rede elétrica: 1 750 000€.

No que diz respeito aos custos de estaleiros e imprevistos assumiu-se que correspondem a 10% dos restantes custos de investimento, excluindo o custo de ligação à rede elétrica (**Capítulo 6**).

No **Quadro 4.53** apresentam-se os custos de investimento obtidos para as diferentes componentes. Regista-se que na conduta de baixa pressão os diâmetros dos troços 1 e 2 se mantém iguais, para qualquer das soluções de caudal nominal admitido, nomeadamente $D_1 = 1.4$ m e $D_2 = 1.8$ m.

Quadro 4.53 – Custos de investimento diretos para cada um dos caudais – solução 2.

Q_N (m^3/s)	Obras a custo global	Conduta em baixa pressão	Conduta Forçada	Central	Imprevistos e estaleiro	Total
13.3	5 200 000 €	$D_{CB}= 2.4$ m 8 422 999 €	$D_{CF}= 2.1$ m 2 061 935 €	$P_N= 9.31$ MW 5 640 208 €	2 017 514 €	21 592 656 €
14.0	5 200 000 €	$D_{CB}= 2.4$ m 8 422 999 €	$D_{CF}= 2.1$ m 2 061 935 €	$P_N= 9.78$ MW 5 821 182 €	2 035 612 €	21 791 728 €
14.7	5 200 000 €	$D_{CB}= 2.4$ m 8 422 999 €	$D_{CF}= 2.1$ m 2 061 935 €	$P_N= 10.05$ MW 5 930 642 €	2 046 558 €	21 912 134 €
15.5	5 200 000 €	$D_{CB}= 2.5$ m 8 868 054 €	$D_{CF}= 2.3$ m 2 527 127 €	$P_N= 10.83$ MW 6 177 912 €	2 162 309 €	23 185 403 €
16.2	5 200 000 €	$D_{CB}= 2.5$ m 8 868 054 €	$D_{CF}= 2.3$ m 2 527 127 €	$P_N= 11.21$ MW 6 317 918 €	2 176 310 €	23 339 410 €

No que diz respeito aos custos de investimento indirectos e aos custos de operação e manutenção (O&M) foram assumidas os custos que se apresentam no **Quadro 4.54** (de acordo com **capítulo 6**).

À semelhança da solução 1, determinaram-se os indicadores económicos Benefício/Custo (B/C) e custo por unidade de energia produzida para diferentes taxas de atualização, para um período de análise de 35 anos, admitindo-se um valor da tarifa de energia de 0.07 €/kWh. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.54 – Análise B/C e custo por unidade de energia para os caudais estudados – solução 2.

Q_N (m^3/s)	Custos de investimento		Custos O&M	Receitas $R=E_a \cdot \text{Tarifa}$ (Tarifa=0.07kWh)	Análise B/C				Custo por unidade de energia - C_E (€/MWh)			
	Custos directos	Custos indirectos			Taxa de actualização				Taxa de actualização			
					7%	8%	9%	10%	7%	8%	9%	10%
13.3	21 592 656 €	2 111 126 €	12 064 724 €	$E_a = 43.75$ GWh 107 187 500 €	1.289	1.153	1.038	0.941	776.92	777.37	779.83	783.93
14.0	21 791 728 €	2 128 047 €	12 271 255 €	$E_a = 44.72$ GWh 109 564 000 €	1.307	1.169	1.053	0.954	767.68	768.00	770.32	774.28
14.7	21 912 134 €	2 133 181 €	12 340 128 €	$E_a = 45.05$ GWh 110 372 500 €	1.310	1.172	1.055	0.956	766.13	766.42	768.72	772.64
15.5	23 185 403 €	2 246 509 €	12 894 216 €	$E_a = 46.78$ GWh 114 611 000 €	1.289	1.154	1.039	0.942	776.59	776.97	779.37	783.42
16.2	23 339 410 €	2 259 600 €	13 008 693 €	$E_a = 47.27$ GWh 115 811 500 €	1.295	1.159	1.044	0.946	773.74	774.06	776.40	780.40

Conclui-se que o caudal mais económico é o caudal modular (14.7 m³/s), uma vez que é o que apresenta o maior B/C e menor custo por unidade de energia (C_E). O caudal de projeto é, portanto, 14.7 m³/s.

4.3.2. Açudes

Na solução 2 não se considera qualquer alteração dimensional dos açudes a construir em Cieneguilla e em Matadero previstos no âmbito da solução 1 (item 4.2.2).

4.3.3. Tomadas de água

Tomada de água no açude Cieneguilla

A submergência mínima da conduta em baixa pressão, para o caudal de dimensionamento (4.5 m³/s), é calculada através da equação [4.12]. Tratando-se de uma tomada de água frontal o escoamento é simétrico (C=1.7). A conduta terá um diâmetro de 1400 mm (V=2.9 m/s), logo a submergência mínima será

$$\frac{S}{D} = C \frac{V}{\sqrt{gD}} \Rightarrow \frac{h_t}{1.4} = 1.7 \frac{2.9}{\sqrt{9.8 \times 1.4}} \Rightarrow S = 1.9 \text{ m} \quad [4.67]$$

Foi adotada uma altura de submergência de 2.5 m. Uma vez que o nível de pleno armazenamento no açude Cieneguilla é 829.5 m, o eixo da conduta será instalado à cota 826.3 m (=829.5-2.5-1.4/2) e a soleira da tomada de água será instalada à cota 825.6 (Figura 4.36).

Considera-se a instalação de um limpa-grelhas automático com sensores de nível, com um coeficiente de colmatação K₁=0.85. Adotando uma inclinação de grelhas α= 80°, um espaçamento a=0.1 m (Quadro 4.9), uma espessura das barras e= 0.01m e uma velocidade de atravessamento de 1.0 m/s, a área total (A) do vão protegido pelas grelhas (equação [4.13]) é

$$A = \frac{1}{K_1} \left(\frac{e + a}{a} \right) \frac{Q}{V \sin \alpha} = \frac{1}{0.85} \left(\frac{0.01 + 0.1}{0.1} \right) \frac{4.5}{1 \sin 80} = 5.9 \text{ m}^2 \quad [4.68]$$

A área vertical submersa (A_{V,S}) na secção da grelha será portanto:

$$A_{V,S} = A \cdot \sin \alpha = 5.8 \text{ m}^2 \quad [4.69]$$

Optou-se pela instalação de grelhas submersas com 2.5m x 2.5 m na vertical, o que corresponde a uma secção de 6.25 m² e uma área total das grelhas de 6.35 m² (Figura 4.36).

A verificação da estabilidade das barras foi efetuada garantindo que a frequência dos vórtices gerados pela introdução da grelha (f_v), seja 1.5 vezes inferior à frequência das barras (f_b), calculadas pelas equação [4.14] e [4.15], respetivamente. Por forma a garantir a estabilidade das barras, a distância entre apoios deverá ser metade da distância entre extremidades, resultando num comprimento (L) de 1.3 m (= 2.5/2), pelo que deverá ser colocado um apoio a meio vão entre as extremidades.

Quadro 4.55 – Verificação da estabilidade das barras da grelha da tomada de água no açude Cieneguilla – solução 2.

a (m)	e (m)	b=2.8e (m)	(a+e)/e	F	St	V (m/s)	E _s (N/m ²)	γ _s (N/m ³)	Altura da grelha (m)	L (m)	f _v	1.5 f _v	f _b
0.1	0.01	0.028	11	1	0.155	1.00	2E+11	78000	2.5	1.3	15.5	23.3	27.8

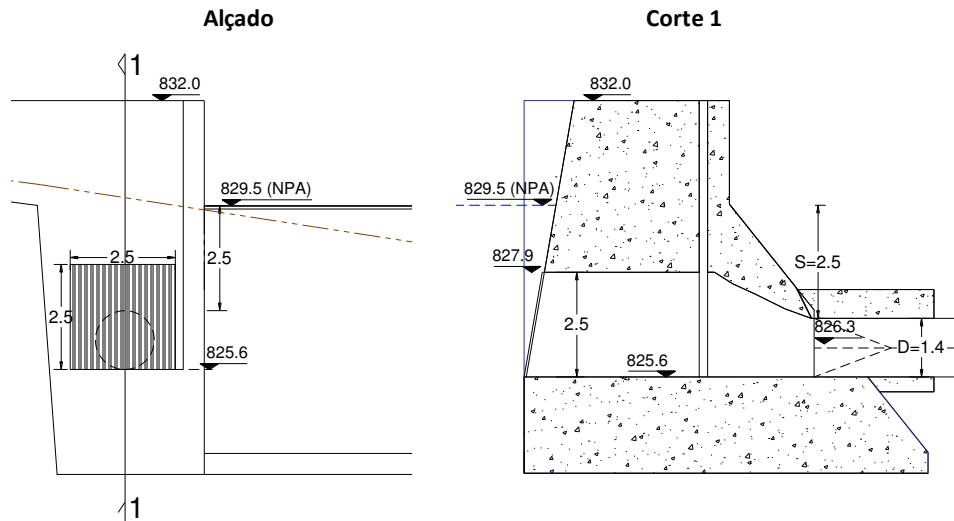


Figura 4.36 – Alçado e corte da tomada de água no açude Cieneguilla – solução 2.

Tomada de água no açude Matadero

A submergência mínima requerida na tomada de água (submersa e frontal) do Matadero, para o caudal de dimensionamento ($Q=10.2 \text{ m}^3/\text{s}$), com aproximação simétrica do escoamento ($C=1.7$) e com diâmetro de conduta de 1800 mm ($V=4.1 \text{ m/s}$), é

$$\frac{S}{D} = C \frac{V}{\sqrt{gD}} \Rightarrow \frac{h_t}{1.8} = 1.7 \frac{4.1}{\sqrt{9.8 \times 1.8}} \Rightarrow S = 3.0 \text{ m} \quad [4.70]$$

Foi adotada uma altura de submergência de 3.5 m. Uma vez que o nível de pleno armazenamento no açude Cieneguilla é 829.0 m, o eixo da conduta será instalado à cota 824.6 m ($=829.0-3.5-1.8/2$) e a soleira da tomada de água será instalada à cota 823.7 m (Figura 4.37).

Considerou-se, à semelhança da tomada de água no Cieneguilla a instalação de um limpa-grelhas automático com sensores de nível ($K_1= 0.85$), uma inclinação de grelhas (α) de 80° , um espaçamento (a) de 0.1 m e uma espessura das barras (e) de 0.01m, para uma velocidade de atravessamento de 1.0 m/s, a área total (A) do vão protegido pelas grelhas (equação [4.13]) é

$$A = \frac{1}{K_1} \left(\frac{e+a}{a} \right) \frac{Q}{V \sin \alpha} = \frac{1}{0.85} \left(\frac{0.01+0.1}{0.1} \right) \times 10.4 \times \frac{1}{\sin 80} = 13.7 \text{ m}^2 \quad [4.71]$$

A área vertical submersa ($A_{v,s}$) na secção da grelha será portanto:

$$A_{v,s} = A \cdot \sin \alpha = 13.5 \text{ m}^2 \quad [4.72]$$

Optou-se pela instalação de grelhas submersas com 4.0 m x 4.0 m na vertical, o que corresponde a uma secção de 16.0 m² e a uma área total das grelhas de 16.2 m² (Figura 4.37).

No que diz respeito à verificação da estabilidade das barras, a distância entre apoios deverá ser reduzida para 1/3 da distância entre extremidades, resultando num comprimento (L) de 1.2 m (=3.6/3), pelo que deverão ser colocadas duas travessas intermédias que diminuem o vão livre das barras.

Quadro 4.56 – Verificação da estabilidade das barras da grelha na tomada de água do açude Matadero – solução 2.

a (m)	e (m)	b=2.8e (m)	(a+e)/e	F	St	V (m/s)	E _s (N/m ²)	γ _s (N/m ³)	Altura da grelha (m)	L (m)	f _v	1.5 f _v	f _b
0.1	0.01	0.028	11	1	0.16	1.00	2E+11	78000	3.7	1.2	15.5	23.3	28.9

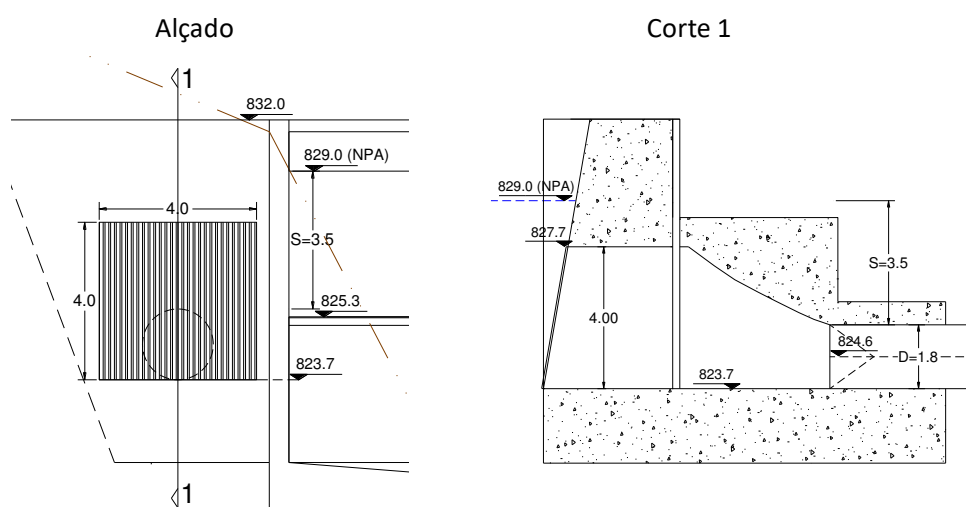


Figura 4.37 – Alçado e corte da tomada de água no açude Matadero – solução 2.

4.3.4. Condutas em baixa pressão

O dimensionamento das condutas em baixa pressão foi efetuado em conjunto procurando a solução global mais económica, garantindo que, na secção de ligação das condutas provenientes do Cieneguilla (troço 1) e do Matadero (troço 2), a energia é igual, garantindo assim as condições de escoamento de ambas as condutas. Na figura seguinte apresenta-se uma planta esquemática com indicação da localização dos troços da conduta em baixa pressão.

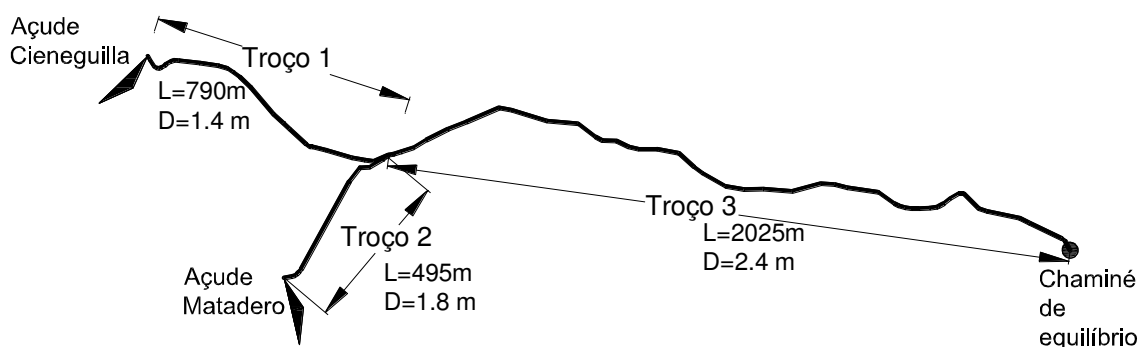


Figura 4.38 – Planta esquemática da conduta em baixa pressão – solução 2.

Determinação da secção económica da conduta

A secção económica foi estimada através da **equação [4.17]**, obtendo-se para cada um dos troços os diâmetros económicos apresentados no seguinte quadro.

Quadro 4.57 – Diâmetros económicos dos troços 1, 2 e 3 da conduta de baixa pressão – solução 2.

Troço 1 - Cieneguilla				Troço 2 - Matadero				Troço 3 - Ligação			
H _B (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	D _e (m)	H _B (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	D _e (m)	H _B (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	D _e (m)
48.3	4.5	790	1.4	48.3	10.2	495	2.0	51.3	14.7	2025	2.3

Uma vez que o troço 3 tem um comprimento significativamente superior aos restantes troços, o seu custo será o mais condicionante no dimensionamento económico. Procedeu-se, assim, à determinação a secção económica deste troço, admitindo-se quatro diâmetros para a conduta, em torno do diâmetro económico obtido. A espessura de cálculo e a espessura mínima foram calculadas através das equações [4.18] e [4.19], respetivamente, adotando-se uma espessura comercial de acordo com o anexo A.4.12, obtendo-se os resultados que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 4.58 – Determinação da espessura e velocidade do troço 3 da conduta de baixa pressão – solução 2.

Troço 3					
Q (m ³ /s)	D _{CB} (mm)	e _{calc} (mm)	espessura mínima	EN 10220	v (m/s)
			$e_{min} = \frac{D + 508}{400}$ (mm)	e _{com} (mm)	
14.7	2200	6.5	6.8	8.8	3.9
14.7	2300	6.8	7.0	10.0	3.5
14.7	2400	7.0	7.3	10.0	3.2
14.7	2500	7.3	7.5	10.0	3.0

Obtidas as espessuras correspondentes a cada diâmetro, procedeu-se ao cálculo ao custo da conduta (C_{CB}) e da energia perdida (C_{Ep}), atribuindo-se o custo unitário de 4.8 €/kg, à quantidade de aço calculada para cada diâmetro.

Como efetuado para a conduta forçada da solução 1, o cálculo do custo da energia perdida (C_{Ep}), foi efetuado para 35 anos do projeto e teve em consideração a determinação das perdas de carga equivalentes, admitindo-se uma tarifa de 0.07€/kWh e uma taxa de atualização $i = 10\%$ ($Fa = 10.6$).

Os resultados obtidos apresentam-se no **Quadro 4.59**, concluindo-se que a secção económica da conduta corresponde a um diâmetro comercial de 2400 mm.

Quadro 4.59 – Determinação da secção económica do troço 3 da conduta – solução 2.

D _{CB} (mm)	Custo da conduta		Custo da energia perdida									Custo total = C _{CB} + C _{Ep} (€)
	Peso conduta (kg/m)	Custo- C _{CB} (€)	Δh _N (m)	Q _{eq} (m ³ /s)	Δh _{eq} (m)	v (hm ³)	η _m	Ep (MWh)	Tarifa (€/kWh)	Fa (i=10%)	Custo-C _{Ep} (€)	
2200	474	4611223	9.13	10.6	4.75	231.7	0.84	2.51	0.07	10.6	1867147	6478370
2300	564	5478209	7.20		3.74			1.98			1473051	6951259
2400	588	5716392	5.74		2.98			1.58			1173923	6890314
2500	613	5954575	4.62		2.40			1.27			944248	6898823

Fixando o diâmetro económico do troço 3 (em 2400 mm), fez-se variar os diâmetros do troço 1 e do troço 2, garantindo que a energia no ponto de ligação (N_L) é a mesma. Uma vez que o nível na tomada de água do Cieneguilla (NPA_1) é 829.5 m e no Matadero (NPA_2) é de 829.0 m, considerou-se que:

$$N_{L1} = N_{L2} \Rightarrow NPA_1 - \Delta h_1 = NPA_2 - \Delta h_2 \Rightarrow \Rightarrow \Delta h_1 = 829.5 - 829 + \Delta h_2 = \Delta h_2 + 0.5 \text{ m} \quad [4.73]$$

em que Δh_1 e Δh_2 são as perdas de carga no troço 1 e troço 2 da conduta, respectivamente.

Desta forma, para compatibilizar as perdas de carga no dimensionamento, o troço 1 foi dimensionado para uma perda de carga igual à perda de carga do troço 2, adicionada de 0.5 m. Os diâmetros obtidos e correspondentes espessuras, apresentam-se no quadro seguinte, sendo que as perdas de carga são devidamente determinadas e verificadas no **Capítulo 5**.

Quadro 4.60 – Espessura e velocidade do troço 2 e determinação do diâmetro do troço 1 da conduta de baixa pressão – solução 2.

Troço 2								Troço 1						
Q (m ³ /s)	D _{CB} (mm)	e _{calc} (mm)	Verificação da espessura mínima	EN 10220	V (m/s)	Δh_1 (m/s)	Δh_2 (m/s)	Q (m ³ /s)	D _{calc} (mm)	D _{CB} (mm)	e _{calc} (mm)	Verificação da espessura mínima	EN 10220	V (m/s)
			$e_{min} = \frac{D + 508}{400}$ (mm)	e _{CB} (mm)								$e_{min} = \frac{D + 508}{400}$ (mm)	e _{CB} (mm)	
10.2	1600	3.4	6.3	7.1	5.1	5.9	6.4	4.5	1243	1200	2.4	4.3	7.1	4.0
10.2	1700	3.5	6.5	7.1	4.5	4.2	4.7	4.5	1313	1300	2.6	4.5	7.1	3.4
10.2	1800	3.6	6.8	7.1	4.0	2.8	3.3	4.5	1402	1400	2.7	4.8	7.1	2.9
10.2	1900	3.7	7.0	8.0	3.6	2.3	2.8	4.5	1446	1400	2.7	4.8	7.1	2.9

A secção económica foi determinada tendo em consideração o custo global dos 3 troços (**Quadro 4.61**), obtendo-se o diâmetro 1400 mm para o troço 1 e 1800 mm para o troço 2.

Quadro 4.61 – Determinação da secção económica da conduta de baixa pressão – solução 2.

Troço 1		Troço 2		Troço 3		Custo total (C _{CB} = C ₁₁ +C ₁₂ +C ₁₃) (€)	Custo da energia perdida								Custo total =C _{CB} +C _{Ep} (€)
D _{CB} (mm)	Custo total C ₁₁ (€)	D _{CB} (mm)	Custo total C ₁₂ (€)	D _{CB} (mm)	Custo total C ₁₃ (€)		Δh_N (m)	Q _{eq} (m ³ /s)	Δh_{eq} (m)	V (m ³ /s)	η_m	E _p (MWh)	Tarifa (€/kWh)	F _a (i=10%)	
1200	791685	1600	661408	2400	5716392	7169484	12.1	6.30	231.7	0.84	3.3	0.07	10.6	2477209	9646694
1300	857659	1700	702746			7276796	10.5	5.45			2.9			2145417	9422213
1400	923632	1800	744084			7384108	9.1	4.72			2.5			1858770	9242878
1400	923632	1900	884982			7525006	8.6	4.46			2.4			1756499	9281505

Nas **Figuras 4.40 a 4.42** apresenta-se os perfis esquemáticos dos três troços da conduta, desde os açudes até à chaminé de equilíbrio, bem como a linha de energia, que se verificou não intercalar em nenhum ponto o eixo da conduta.

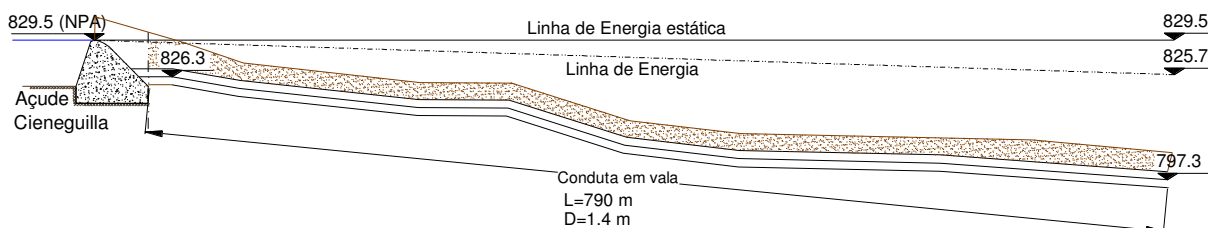


Figura 4.39 – Perfil esquemático do troço 1 da conduta (D=1.4 m) – solução 2.

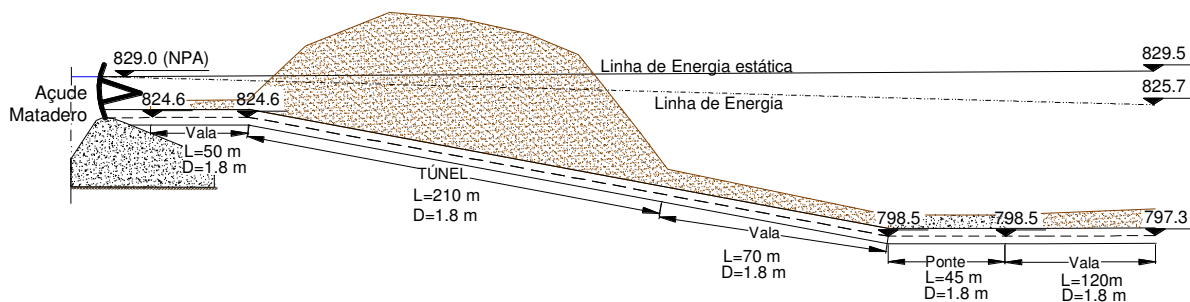


Figura 4.40 – Perfil esquemático do trecho 2 da conduta (D=1.8 m) – solução 2.

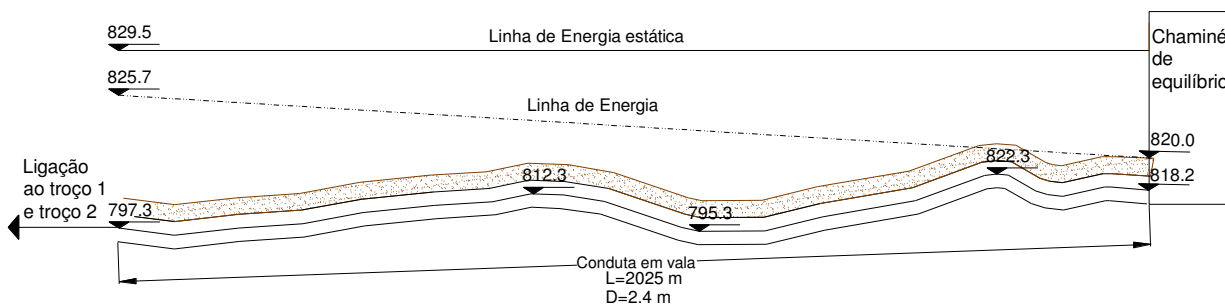


Figura 4.41 – Perfil esquemático do trecho 3 da conduta (D=2.4 m) – solução 2.

Tubos de arejamento

Os tubos de arejamento foram dimensionados para o trecho 1 e para o trecho 2 de acordo com as equação [4.22] e [4.23]. Considerando-se a instalação enterrada das condutas em baixa pressão o fator de segurança na determinação da depressão de colapso é $f = 5$ e o coeficiente de vazão através do tubo de arejamento $C = 0.5$, obtendo-se um diâmetro interno $d = 350$ mm para o trecho 1 e $d = 600$ mm para o trecho 2 (Quadro 4.63).

Quadro 4.62 – Determinação do diâmetro do tubo de arejamento do trecho 1 e do trecho 2 – solução 2.

E (GPa)	f	C	Treço 1					Treço 2				
			Q (m ³ /s)	D _{CB} (mm)	e _{CB} (mm)	Pc (N/m ²)	d (mm)	Q (m ³ /s)	D _{CB} (mm)	e _{CB} (mm)	Pc (N/m ²)	d (mm)
210	5	0.5	4.5	1400	7.1	10956	330	10.2	1800	7.1	5155	600

4.3.5. Chaminé de equilíbrio

Verificação da necessidade da instalação da chaminé de equilíbrio

A necessidade da instalação da chaminé de equilíbrio é avaliada através de um critério baseado no tempo de inércia hidráulica (equação [4.24]). Admitindo que a chaminé será instalada a montante da conduta forçada com um comprimento (L_{CF}) de 560 m, com velocidade $V_{CF} = 4.2$ m/s e a queda útil (H_u) é a estimada em 78.4 m (para a turbina 2), o tempo de inércia hidráulica é estimado em:

$$t_h = \frac{V_{CF} L_{CF}}{g H_u} = \frac{4.2 \times 560}{9.81 \times 78.4} = 3.1 \text{ s} \quad [4.74]$$

pelo que se considera a construção de uma chaminé de equilíbrio entre a conduta de baixa pressão e a conduta forçada.

Dimensões da chaminé de equilíbrio

A área mínima da secção transversal da chaminé de equilíbrio é estimada pela **equação [4.25]**. Assumindo, por ser uma situação mais desfavorável, que:

$$D_{Cb} = 2400 \text{ mm (diâmetro do troço 3 resultando em } A_{Cb} = 4.52 \text{ m}^2\text{);}$$

$$L_{Cb} = 2815 \text{ m (o que equivale à soma do troço 3 de 2025 m, com o troço 1 de 790 m);}$$

$$V_{Cb} = 3.2 \text{ m/s (igual à velocidade do troço 3);}$$

$$\Delta h_{Cb} = 9.6 \text{ m (perdas de carga entre a tomada de água do Cieneguilla e a chaminé de equilíbrio).}$$

obtém-se:

$$A_{Ch} = \frac{L_{Cb} A_{Cb} V_{Cb}^2}{H_u \Delta h_{Cb} 2g} \times 1.5 = \frac{2815 \times 4.52 \times 3.2^2}{78.4 \times 9.6 \times 2 \times 9.81} \times 1.5 = 13.7 \text{ m}^2 \quad [4.75]$$

resultando num diâmetro da chaminé de $D_{Ch} = 4.2 \text{ m}$.

A altura da chaminé (H_{Ch}) será condicionada pela amplitude máxima e mínima das oscilações transitórias do nível de água na chaminé, calculadas através das **equações [4.26] à [4.30]**. Adotando um diâmetro da chaminé de $D_{Ch} = 15.5 \text{ m}$ obtêm-se as cotas que se apresentam no **Quadro 4.63**, sendo o nível estático (NE) igual ao NPA.

Quadro 4.63 – Dimensões da chaminé de equilíbrio – solução 2.

A_{Cb} (m ²)	Δh_{Cb} (m)	L_{Cb} (m)	D_{Ch} (m)	A_{Ch} (m ²)	ΔZ^*_{max} (m)	ΔZ_{max} (m)	ΔZ_{min} (m)	NE (m)	$Cota_{max}$ (m)	$Cota_{min}$ (m)
4.5	9.6	2815	15.5	188.7	8.5	3.3	2.3	829.5	832.8	827.2

Uma vez que o eixo da conduta em baixa pressão se encontra à cota 818.2 na entrada da chaminé de equilíbrio, a altura total útil da chaminé (H_{Ch}), com uma folga de 1 m sobre a oscilação máxima será de 16.8 m (=832.8 – (818.2-2.4/2) +1 m). Não obstante, tendo em consideração que em cheia centenária o nível no açude será 831.0 m, admitiu-se que a folga em relação à oscilação máxima será de 2 m, reservando assim 0.5 m de folga em relação à oscilação máxima em cheia centenária, o que resulta numa altura total da chaminé (H_{Ch}) de 17.8 m e uma cota do topo das paredes de 834.8 m.

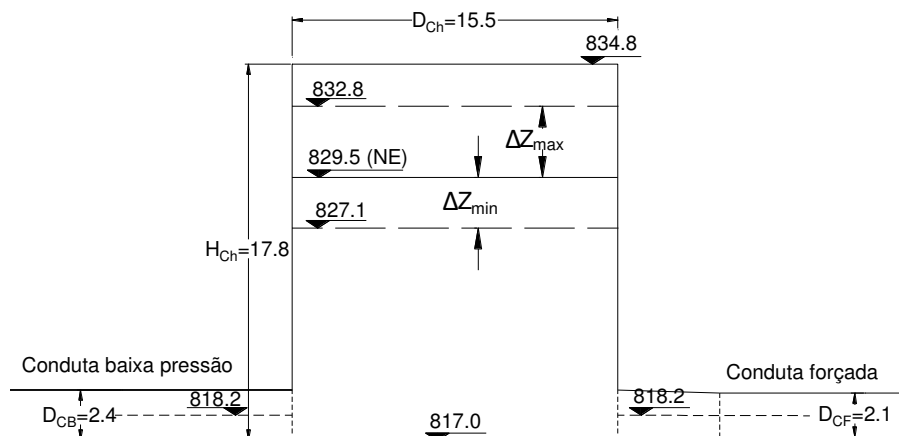


Figura 4.42 – Corte da chaminé de equilíbrio – solução 2.

4.3.6. Conduto forçada

A conduta forçada tem uma extensão total de 560 m e desenvolve-se entre as cotas 818.2 m na tomada de água e 732.8 m na chegada à central (cota do eixo da turbina 2).

Determinação da secção económica

A aproximação preliminar ao diâmetro económico foi efetuada de acordo com a equação [4.32], com base na potência instalada ($P_N = 9658$ kW) e na queda nominal da turbina 2 ($H_N = 78.4$ m):

$$D_e = 0.57 H_N^{-0.17} \left(\frac{P_N}{H_N} \right)^{0.43} = 0.57 \times 78.4^{-0.17} \left(\frac{9658}{78.4} \right)^{0.43} = 2.15 \text{ m} \quad [4.76]$$

Admitindo 4 diâmetros interiores (D_{CF}) diferentes em torno desta primeira aproximação ao diâmetro económico, determinou-se a espessura mínima para cada um dos diâmetros (equação [4.18]), considerando:

$$P_e = 1.5 P_0 = 1.5 \times 96.7 \times 9.8 = 1421.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (pressão de ensaio);}$$

$$\sigma_f = 150 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \text{ (tensão máxima admissível);}$$

$$k_f = 1 \text{ (factor de eficiência das soldaduras);}$$

$$e_{CF} \text{ – espessura adicional adoptada para a corrosão (0.001 m).}$$

Consultando a tabela do Anexo 4.12 adotou-se a espessura imediatamente superior à mínima calculada (e_{com}), mantendo-se nesta fase o diâmetro interno arbitrado. No Quadro 4.64 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 4.64 – Determinação da espessura e velocidade da conduta forçada – solução 2.

Q (m ³ /s)	D _{CF} (mm)	e _{calc} (mm)	Verificação da espessura mínima	EN 10220	V _{CF} (m/s)
			$e_{min} = \frac{D+508}{400}$ (mm)	e _{CF} (mm)	
14.7	1900	10.0	6.0	10.0	5.2
14.7	2000	10.5	6.3	11.0	4.7
14.7	2100	11.0	6.5	11.0	4.2
14.7	2200	11.4	6.8	12.5	3.9

O cálculo do custo da energia perdida (C_{Ep}), foi efetuado à semelhança do efetuado para a conduta forçada da solução 1, admitindo igualmente o custo da tarifa aplicável de 0.07€/kWh e uma taxa de atualização (i) de 10%, para o tempo de vida útil do projeto (35 anos). No **Quadro 4.65**, apresentam-se os resultados obtidos, concluindo-se que a secção económica da conduta corresponde a um diâmetro comercial de 2100 mm.

Quadro 4.65 – Determinação da secção económica da conduta forçada – solução 2.

D_{CF} (mm)	Custo da conduta		Custo da energia perdida									Custo total $=C_{CF}+C_{Ep}$ (€)
	Peso conduta (kg/m)	Custo- C_{CF} (€)	Δh_N (m)	Q_{eq} (m ³ /s)	Δh_{eq} (m)	V (hm ³)	η_m	Ep (MWh)	Tarifa (€/kWh)	Fa ($i=10\%$)	Custo- C_{Ep} (€)	
1900	466	1564362	5.01	10.1	2.37	231.7	0.83	1.2	0.07	10.6	921446	2485809
2000	539	1811367	3.81		1.80			0.9			700910	2512277
2100	566	1901935	2.94		1.39			0.7			540322	2442258
2200	674	2264209	2.29		1.08			0.6			421601	2685810

Golpe de aríete

Procedeu-se ao cálculo do golpe de Aríete admitindo os tempos de fecho de 6 s e de 10 s. Aplicando as **equações 4.33 a 4.37**, obtiveram-se os resultados que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 4.66 – Determinação aproximada da variação da carga hidráulica devida ao golpe de Aríete, para tempos de fecho de 6s e de 10s – solução 2.

D_{CF} (mm)	e_{CF} (mm)	L_{CF} (m)	C (m/s)	T_c (s)	V_0 (m/s)	H_u (m.c.a.)	K_T	t = 6 s		t = 10 s	
								ΔH (m.c.a.)	H_M (m.c.a.)	ΔH (m.c.a.)	H_M (m.c.a.)
2100	11	560	844.3	1.3	4.2	78.4	1.8	72.8	151.2	43.7	122.1

A sobrecarga hidráulica máxima obtida para o tempo de fecho de 6s, representa aproximadamente 56% da carga hidrostática máxima ($H_0=96.7$ m.c.a.).

Tubo de arejamento

O tubo de arejamento foi dimensionado de acordo com a **equação [4.22] e [4.23]**. Uma vez que a secção da conduta forçada da solução 2 é igual à conduta forçada da solução 1, mantendo-se iguais os parâmetros adotados (fator de segurança e coeficiente de vazão do tubo de arejamento), o diâmetro interno do tubo de arejamento será igual ao obtido para a conduta forçada da solução 1: $d = 580$ mm.

Verificação da estabilidade estrutural dos maciços

Na solução 2, admitiu-se que a conduta forçada é igualmente executada em vala enterrada, em condições iguais às admitidas na solução 1. O perfil longitudinal (**Figura 4.43**) adotado foi obtido através do levantamento topográfico, considerando nesta fase que a conduta acompanha o terreno.

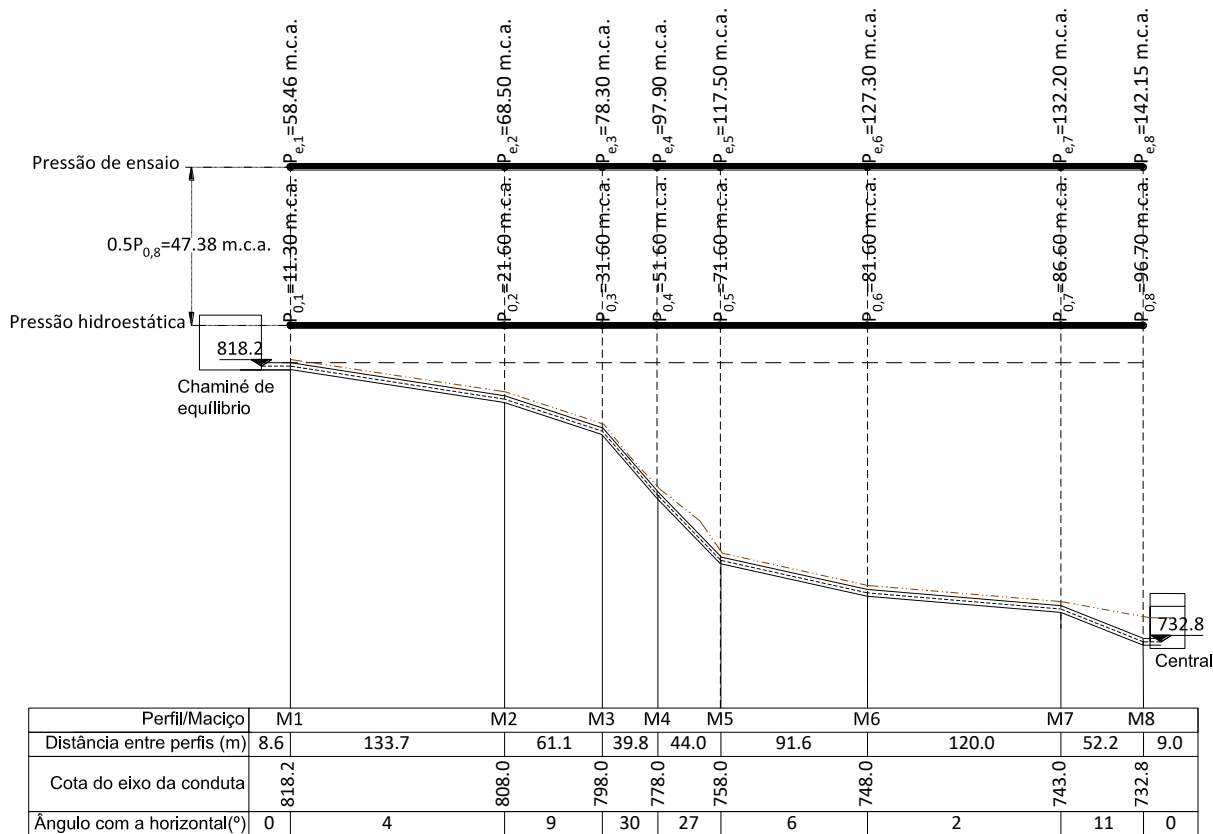


Figura 4.43 – Perfil longitudinal da conduta forçada – solução 2.

Adotou-se a configuração simplificada dos maciços que se apresenta na **Figura 4.44**, em que B é a largura da base e A a altura do maciço. As curvas ancoradas pelos maciços M5, M6 e M7 são côncavas, pelo que estes maciços visam assegurar adequadas tensões de transmissão à fundação. As restantes curvas (M1, M2, M3, M4 e M7) são convexas.

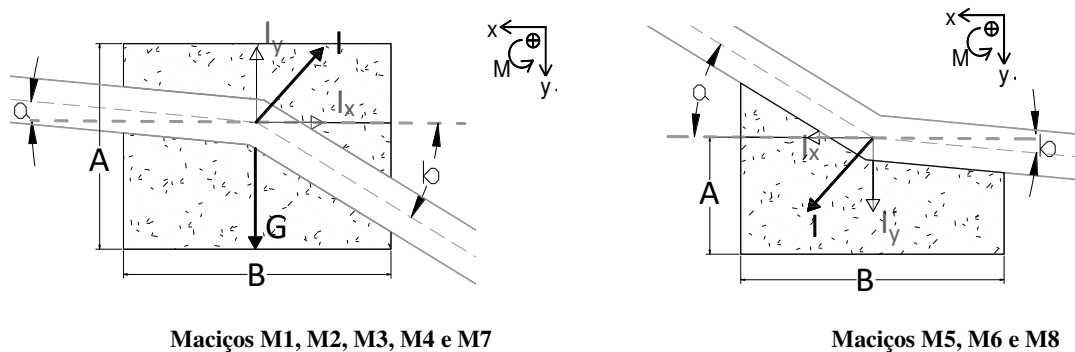


Figura 4.44 – Dimensões A e B dos maciços de amarração – solução 2.

As características gerais de base para o dimensionamento dos maciços de amarração, são as que se apresentam no **Quadro 4.67**, onde L_m é a largura do maciço (dimensão na direção ortogonal ao plano da secção apresentada).

Quadro 4.67 – Características gerais de base para o dimensionamento dos maciços-- solução 2.

Maciço	Ângulo		Comprimento		Dimensões do maciço			eixo da conduta (m)	hidroestática - $H_0=P_{0,i}/\gamma$ (m.c.a.)
	a (°)	b (°)	L_M (m)	L_J (m)	L_m (m)	B (m)	A (m)		
M1	0	4	8.6	133.7	2.5	2.5	2.40	818.2	11.3
M2	4	9	133.7	61.1	2.5	2.5	2.70	808.0	21.6
M3	9	30	61.1	39.8	5.0	6.0	3.00	798.0	31.6
M4	30	27	39.8	44.0	4.5	5.0	3.00	778.0	51.6
M5	27	6	44.0	91.6	2.5	2.5	0.75	758.0	71.6
M6	6	2	91.6	120.0	2.5	2.5	0.75	748.0	81.6
M7	2	11	120.0	52.2	3.0	4.2	3.00	743.0	86.6
M8	11	0	52.2	9.0	2.5	2.5	0.75	732.8	96.7

Os esforços devidos ao peso próprio do maciço foram determinados de acordo com a equação [4.5] e apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.68 – Peso próprio dos maciços – solução 2.

Peso próprio	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
G_i (kN)	455.0	488.1	2445.0	1833.8	171.9	231.3	907.2	112.5
X_0 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
MG_i (X_0) (kNm)	0	0	0	0	0	0	0	0

A pressão de ensaio é determinada à semelhança do efetuado na solução 1. Em cada maciço será igual à soma da pressão hidrostática do próprio maciço e da sobrepressão introduzida no maciço M8 (ver equação [4.66]). O impulso hidrostático foi determinado a partir da equação [4.38], obtendo-se os resultados apresentados no quadro seguinte.

Quadro 4.69 – Impulso hidráulico nas curvas – solução 2.

Impulso hidráulico	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	
Pressão de ensaio (kN/m ²)	584.6	685.0	783.0	979.0	1175.0	1273.0	1322.0	1421.5	
I_i (kN)	-141.3	-207.0	-988.5	177.5	1483.3	307.8	-718.5	943.8	
Componente horizontal	I_{xi} (kN)	-4.9	-23.4	-330.0	84.7	421.3	21.5	-81.3	90.5
	Y_0 (m)	1.15	3.75	1.45	1.45	1.80	-0.30	1.45	1.80
	MI_{xi} (kNm)	-5.7	-87.9	-478.4	122.8	758.3	-6.4	-117.9	162.8
Componente vertical	I_{yi} (kN)	-141.2	-205.7	-931.8	156.0	1422.2	307.0	-713.9	939.4
	X_0 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0
	MI_{yi} (kNm)	0	0	0	0	0	0	0	0

A força de deslizamento a montante (F_M) e a jusante do maciço (F_J) foram determinadas através equação [4.39] e da equação [4.40], respetivamente. Uma vez que apenas os troços entre os maciços M3-M4 e M4-M5 têm inclinações significativas (27° e 30°, respetivamente), admitiu-se que nos restantes troços não são desenvolvidas forças de deslizamento, pois são contrariadas pela força de atrito. Os resultados obtidos apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 4.70 – Forças de deslizamento da conduta forçada – solução 2.

Força de deslizamento		M3	M4	M5
F_{Mi} (kN)		0.0	-962.3	-897.6
F_{ji} (kN)		-962.3	-897.6	0.0
Componente horizontal	F_{xi} (kN)	-833.4	-1633.2	-799.8
	Y_0 (m)	1.45	1.45	1.80
	MI_{xi} (kNm)	-1208.4	-2368.1	-1439.6
Componente vertical	FI_{yi} (kN)	481.1	888.7	407.5
	X_0 (m)	0	0	0
	MI_{yi} (kNm)	0	0	0

A segurança à flutuação, determinada através da **equação [4.41]**, deverá ser garantida nos maciços em curvas convexas (maciço M1, M2, M3 e M7), cuja componente vertical do impulso tem sentido ascendente, podendo provocar o levantamento do maciço. O coeficiente de segurança obtido para cada um dos maciços (**Quadro 4.71**) é superior ao coeficiente mínimo de segurança à flutuação (1.1).

Quadro 4.71 – Verificação da segurança à flutuação – solução 2.

Flutuação	M1	M2	M3	M7
ΣF_{Ve} (kN)	455.0	488.1	3181.2	907.2
ΣF_{Vd} (kN)	141.2	205.7	1186.8	713.9
CSF	3.2	2.4	2.7	1.3

Os coeficientes de segurança ao deslizamento, calculados através da **equação [4.9]**, apresentam-se no **Quadro 4.72**, sendo, em cada um dos maciços, superior ao coeficiente de segurança mínimo (1.2).

Quadro 4.72 – Verificação da segurança ao deslizamento dos maciços da conduta forçada – solução 2.

Deslizamento	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
ϕ	35°							
$\tan \phi$	0.7							
ΣF_H (kN)	-4.9	-23.4	-1163.3	-1548.5	-378.5	21.5	-81.3	90.5
ΣF_V (kN)	313.8	282.5	1994.4	2878.4	2001.6	538.3	193.3	1051.9
CSD ϕ	44.5	8.4	1.2	1.3	3.7	17.6	1.7	8.1

A segurança ao derrubamento foi verificada em todos os maciços (**Quadro 4.73**) através do critério limitando a excentricidade (**equação [4.10]**) ao terço central da base do maciço ($e \leq B/6$).

Quadro 4.73 – Verificação da segurança ao derrubamento dos maciços – solução 2.

Derrubamento	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
B/6 (m)	0.42	0.42	1.00	0.83	0.42	0.42	0.70	0.42
ΣF_V (kN)	313.8	282.5	1994.4	2878.4	2001.6	538.3	193.3	1051.9
ΣM_0 (kNm)	-5.7	-87.9	-1686.8	-2245.3	-681.3	-6.4	-117.9	162.8
$ e $ (m)	0.02	0.31	0.85	0.78	0.34	0.01	0.61	0.15

As tensões na fundação foram calculadas através da **equação [4.11]**, garantindo-se que a fundação se encontra toda à compressão e que a tensão máxima de cálculo (σ_{max}) em cada um dos maciços, é inferior à tensão admissível (σ_{adm}) na fundação (**Quadro 4.74**).

Quadro 4.74 – Verificação da tensão na fundação dos maciços – solução 2.

Tensão na fundação	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
σ_{adm} (MPa)	1							
ΣF_v (kN)	313.8	282.5	1994.4	2878.4	2001.6	538.3	193.3	1051.9
ΣM_0 (kNm)	-5.7	-87.9	-1686.8	-2245.3	-681.3	-6.4	-117.9	162.8
e (m)	-0.02	-0.31	-0.85	-0.78	-0.34	-0.01	-0.61	0.15
σ_1 (kPa)	48.0	11.5	10.3	8.2	58.6	83.6	2.0	230.8
σ_2 (kPa)	52.4	78.9	122.7	247.7	581.9	88.6	28.7	105.8

4.3.7. Central

A central será semelhante à prevista para a solução 1: turbina 1 dimensionada para um caudal nominal correspondente a 1/3 do caudal nominal do aproveitamento ou da central (4.3 m³/s) e turbina 2 para um caudal nominal de 2/3 do caudal nominal da central (10.4 m³/s) e quedas úteis nominais de 78.2 m e 78.4 m, respetivamente.

Velocidade específica

A velocidade específica teórica (n_s) e a velocidade de rotação efetiva (n_o) das turbinas foi calculada como indicado para a solução 1 (equação [4.67]), cujos resultados, incluindo o número de pares de polos se apresentam no Quadro 4.75.

Quadro 4.75 – Velocidade específica e velocidade de rotação das turbinas – solução 2.

	H_N (m)	Q_N (m ³ /s)	n_s teórica	n_o (rps)	n_o (rps)	nº pares polos	n_s
Turbina 1	78.2	4.3	0.21	14.5	16.7	3	0.24
Turbina 2	78.4	10.4	0.21	9.3	10.0	5	0.22

Altura de aspiração

A altura máxima de aspiração (equação [4.46]) foi calculada admitindo uma velocidade média de saída de 2 m/s. A secção do curso de água onde os caudais turbinados serão restituídos é a mesma que na solução 1 (cota mínima da restituição de 736.8 m), logo a pressão atmosférica e a pressão do vapor de água são iguais. As alturas de aspiração obtidas apresentam-se no Quadro 4.76.

Observa-se que as alturas de aspiração são negativas, à semelhança da solução 1, portanto as rodas das turbinas deverão ser posicionadas abaixo do nível da restituição (Figura 4.49), pelo que o eixo da turbina 1 estará à cota 733.0 m e da turbina 2 à cota 734.2 m.

Quadro 4.76 – Altura de aspiração das turbinas – solução 2.

	Turbina 1	Turbina 2
H_N	78.2 m	78.4 m
n_s	0.24	0.22
σ	0.17	0.15
P_{atm}/γ	9.47 m	
t_v/γ	0.15 m	
H_s	-3.80 m	-2.55 m

Dimensionamento da turbina - Desenho preliminar

As dimensões das rodas das turbinas (**Figura 4.45**) foram obtidas de acordo com a **Figura 4.7**.

	Turbina 1	Turbina 2
n_0	16.7 rps	10.0 rps
n_s	0.24	0.22
D_3	0.67 m	1.07 m
D_1	0.54 m	0.89 m
D_2	0.64 m	1.03 m
H_1	0.10 m	0.16 m
H_2	0.09 m	0.15 m

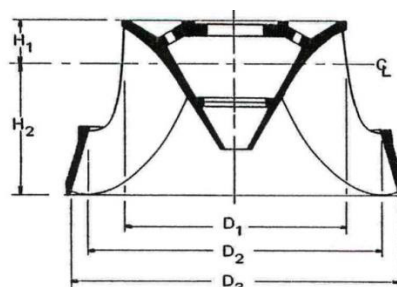


Figura 4.45 – Dimensões das rodas das turbinas – solução 2.

As dimensões da evoluta (**Figura 4.46**) e do tubo de sucção (**Figura 4.47**) foram determinadas com base nas equações apresentadas nos anexos A4.17 e A4.18

	Turbina 1	Turbina 2
A	0.75 m	1.19 m
B	0.89 m	1.45 m
C	1.03 m	1.65 m
D	1.15 m	1.85 m
E	0.84 m	1.36 m
F	1.04 m	1.71 m
G	0.87 m	1.42 m
H	0.76 m	1.24 m
I	0.17 m	0.26 m
L	0.67 m	1.06 m
M	0.43 m	0.68 m

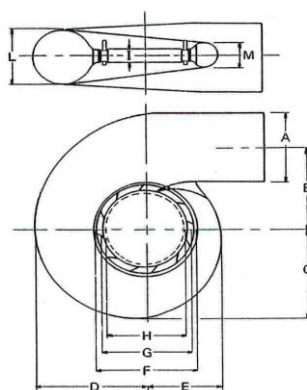


Figura 4.46 – Dimensões das caixas espiral das turbinas – solução 2.

	Turbina 1	Turbina 2
N	1.61 m	2.64 m
O	0.96 m	1.57 m
P	0.83 m	1.34 m
Q	0.45 m	0.73 m
R	0.87 m	1.41 m
S	4.74 m	4.81 m
T	1.04 m	1.65 m
U	0.23 m	0.38 m
V	0.89 m	1.44 m
Z	1.86 m	2.98 m

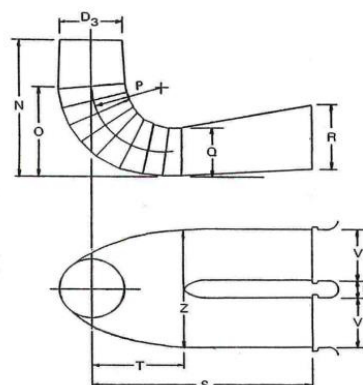


Figura 4.47 – Dimensões dos tubos de sucção das turbinas – solução 2.

Uma vez que como indicado para a solução 1 (item 4.2.6) é atingido o nível 743.1 m para o caudal de cheia centenária na secção da restituição, o piso superior da central estará à cota 744.1 m.

Na **Figura 4.48** apresenta-se a planta do edifício da central e na **Figura 4.49** um corte onde se representam as condições de instalação da turbina 2.

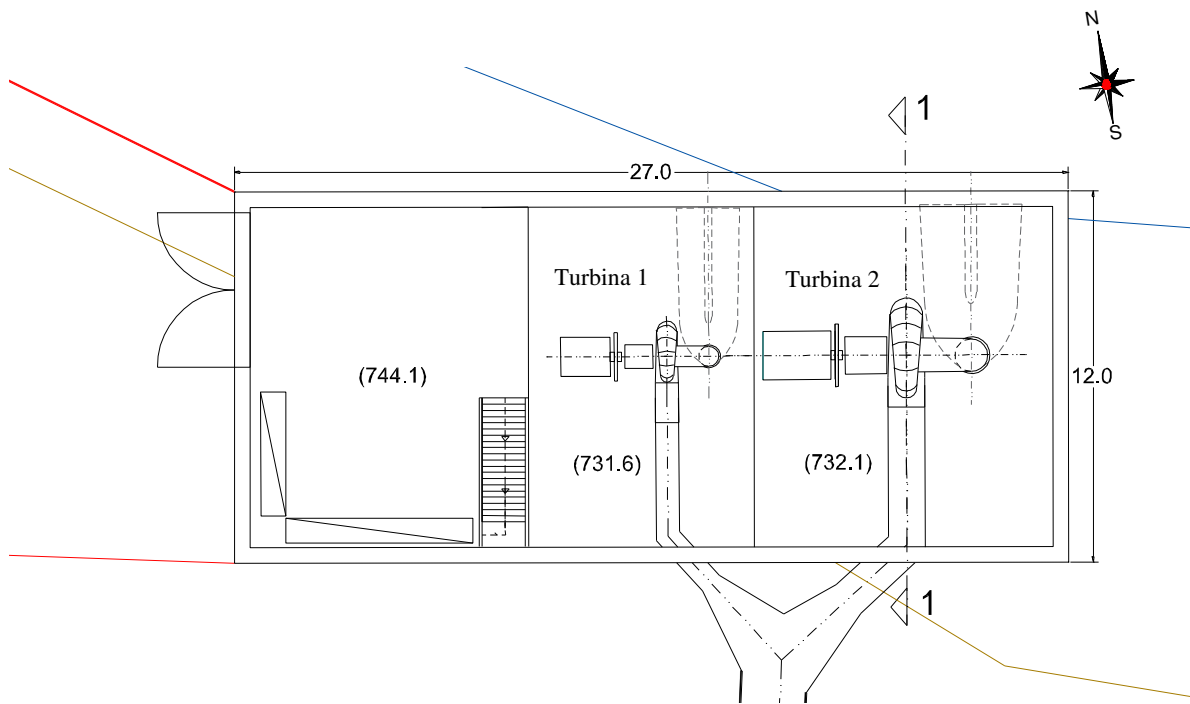


Figura 4.48 – Planta do edifício da central – solução 2.

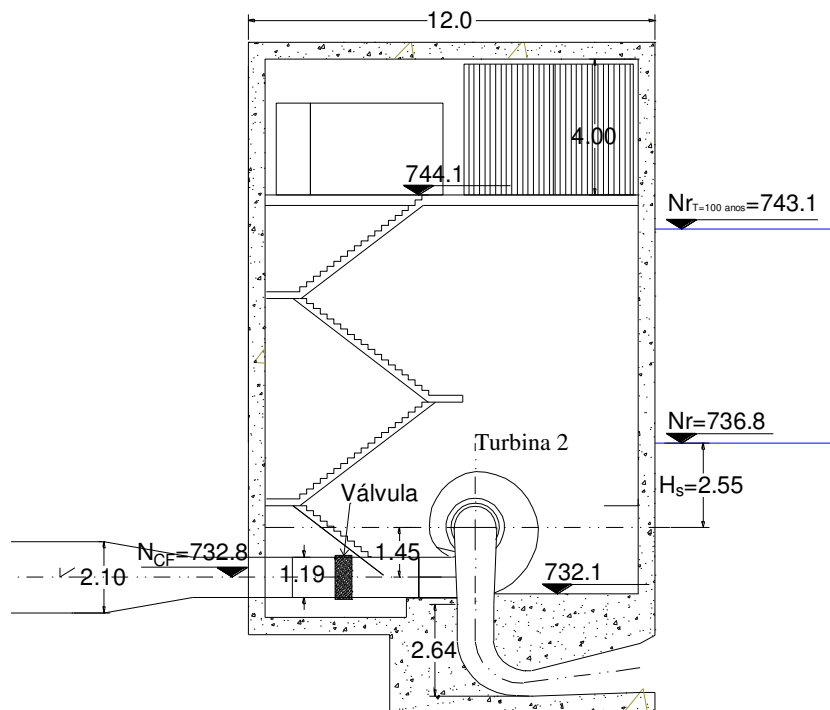


Figura 4.49 – Corte 1 do edifício da central – solução 2.

5. Avaliação da energia elétrica produzível

5.1. Enquadramento justificativo

5.1.1. Determinação da energia do aproveitamento

A determinação da energia elétrica produzível (E_a) é formalmente obtida por (Castro, 2002):

$$E_a = \int_{t_1}^{t_2} P_N(t) dt = \gamma \int_{t_1}^{t_2} Q_T(t) \cdot \eta(t) \cdot H_u(t) dt \quad [5.1]$$

em que:

$P_N(t)$ - potência instalada no instante t (kW);

$\eta(t)$ - rendimento global dos equipamentos no instante t ;

$H_u(t)$ - queda útil (m) para o caudal turbinado, que corresponde à subtração das perdas de carga (Δh) à queda bruta (H_b);

$Q_T(t)$ - caudal turbinado no instante t (m^3/s).

A determinação da energia é um processo complexo, uma vez que todos os parâmetros são função do tempo.

Caudal turbinado

O caudal turbinado é calculado com base no caudal disponível e nos limites de funcionamento da turbina, nomeadamente nos caudais máximos e mínimos da turbina. Apesar de a bibliografia disponível (Castro, 2012) indicar que o caudal máximo turbinável é 15% superior ao caudal nominal, na prática, e por questões de económicas, a turbina Francis é usualmente fabricada para um caudal máximo igual ao caudal nominal.

Assim, os limites de funcionamento para a turbina Francis considerados para efeitos deste trabalho são os seguintes:

Quadro 5.1 – Limites de funcionamento da turbina Francis.

$$\frac{\alpha_1 = \frac{Q_{min}}{Q_N}}{0.4} \quad \left| \quad \frac{\alpha_2 = \frac{Q_{max}}{Q_N}}{1}$$

No que diz respeito ao caudal disponível este define-se pelo caudal afluente ao aproveitamento subtraído dos caudais reservados, nomeadamente o caudal ecológico. Assim, o caudal disponível será (Castro, 2012):

$$Q'_i = \max(Q_i - Q_r; 0) \quad [5.2]$$

em que:

Q'_i - caudal disponível no dia i (m^3/s);

Q_i - caudal afluente no dia i (m^3/s);

Q_r – caudal reservado (m^3/s).

Como indicado no **subcapítulo 3.5**, o caudal ecológico é definido numa base mensal. Assim, o caudal médio diário disponível é obtido através da subtração do caudal ecológico (ou caudal reservado) determinado para o mês j ($Q_{r,j}$) a cada caudal médio diário afluente do mês correspondente ($Q_{i,j}$).

O caudal turbinado (Q_T) será igual ao caudal disponível, com máximo e mínimo estabelecidos pelos limites de funcionamento da turbina:

$$0.4Q_N \leq (Q_T = Q'_i) \leq Q_N \quad [5.3]$$

Rendimento dos equipamentos

O rendimento dos equipamentos é determinado através da seguinte equação (Castro, 2002):

$$\eta = \eta_t \eta_T \eta_G (1 - p_{div}) \quad [5.4]$$

em que:

- η – rendimento total;
- η_t – rendimento da turbina;
- η_T – rendimento do transformador;
- η_G – rendimento do gerador;
- p_{div} – perdas eléctricas diversas.

O rendimento dos equipamentos, uma vez que depende de diversas características físicas dos mesmos, é fornecido pelo fabricante, que disponibiliza essa informação a pedido ou genericamente através dos seus catálogos.

No que diz respeito ao rendimento das turbinas, usualmente existem catálogos de fornecedores que apresentam a curva de variação da relação do rendimento/rendimento máximo em função da potência.

Na **Figura 5.1**, apresenta-se uma curva de rendimento para turbinas Francis do fabricante Voith.

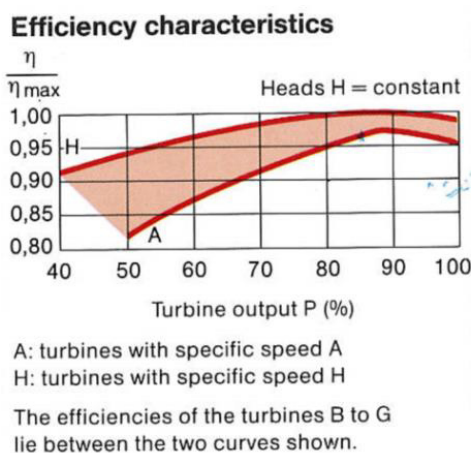


Figura 5.1 – Curva de rendimento de uma turbina Francis da Voith.

Uma vez que o fornecimento de curvas de rendimento pelos fabricantes só acontece em fase avançada do projeto, é comum, em fase de estudo prévio, a utilização de curvas de turbinas já instaladas em outros aproveitamentos de características semelhantes.

Castro (2012) propõem a **equação [5.5]** para o cálculo do rendimento da turbina, que é função do caudal turbinado (Q_T), do caudal nominal (Q_N) e de parâmetros que variam de acordo com o tipo de turbina:

$$\eta_t = \left\{ 1 - \left[\alpha \left| 1 - \beta \frac{Q_T}{Q_N} \right|^\chi \right] \right\} \delta \quad [5.5]$$

em que $\alpha, \beta, \delta, \chi$ são parâmetros que variam de acordo com o tipo de turbina. O **Quadro 5.2** apresenta os valores daqueles parâmetros para a turbina Francis.

Quadro 5.2 – Parâmetros de definição da turbina Francis para o cálculo do rendimento.

α	β	δ	χ
1.25	$1.1173h_u^{0.025}$	$2.94 - 11.7h_u^{-0.5}$	0.919

No que diz respeito ao rendimento do transformador e ao rendimento do gerador, Castro (2012) propõe que sejam considerados valores constantes e iguais a 99% e 95%, respetivamente, e 2% para perdas elétricas diversas.

Uma vez mais, com base em consulta ao mercado, obtém-se valores ligeiramente diferentes, sendo que para o transformador se considerou um valor constante de 98% e para o gerador um valor constante de 97%. No que diz respeito às perdas elétricas diversas, considerou-se 2%, de acordo com a bibliografia anteriormente citada.

Altura útil

O cálculo da altura útil no caso de uma turbina de reação é dada por:

$$H_u = NPA - Nr - \Delta h \quad [5.6]$$

em que:

NPA – nível de pleno armazenamento;

Nr – nível na restituição;

Δh - perdas de carga no circuito hidráulico, entre o açude e a restituição.

A queda útil é função dos caudais turbinados em cada instante, uma vez que as perdas de carga dependem do caudal escoado em cada instante. Assim, neste estudo considerou-se o valor representativo de uma queda útil do aproveitamento (queda útil equivalente), deduzindo à queda bruta o valor da perda de carga equivalente, aproximada pelo valor médio das perdas de carga avaliadas para os diferentes valores de caudais médios diários turbinados (série amostral: 36 anos x 365 dias).

Perdas de carga

Perdas de carga contínuas

A determinação das perdas de carga contínuas foi efetuada com base na equação de Manning-Strickler:

$$\Delta h = J \cdot L = \left(\frac{Q}{K_s R^{2/3} A} \right)^2 \cdot L \quad [5.7]$$

em que:

J – perdas de carga unitárias (m/m);

L – comprimento da conduta ou canal (m);

Q – caudal (m³/s);

K_s – coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler (ver **anexo A.4.14**);

A – área da secção molhada (m²);

R – raio hidráulico (m).

Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas tomam a seguinte expressão geral:

$$\Delta h = \xi \frac{V^2}{2g} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} \quad [5.8]$$

em que:

ξ – coeficiente de perda de carga localizada (ver **anexo A.5.1 a A.5.4**);

V – velocidade do escoamento (m/s).

5.1.3. Potência instalada

A potência instalada (P_N) é dada pela seguinte equação (Castro, 2002):

$$P_N = \gamma \cdot Q_N \cdot \eta_{(Q_N)} \cdot H_N \quad [5.9]$$

em que:

$\eta_{(Q_N)}$ – rendimento global dos equipamentos para o caudal nominal;

H_N – queda útil para o caudal nominal ou queda nominal (m);

Q_N – caudal nominal (m³/s).

No caso da aplicação de duas turbinas, a potência instalada no aproveitamento é a correspondente ao somatório da potência instalada em cada uma das turbinas.

5.2. Solução 1

5.2.1. Caudal turbinado

Pretende-se que a turbina se encontre em funcionamento aproximadamente 95% dos dias do ano. Desta forma procedeu-se à determinação, através dos caudais disponíveis, do correspondente caudal mínimo, obtendo-se $0.94 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por forma a que sejam aproveitados os menores caudais e, conseqüentemente, seja produzida mais energia, optou-se pela utilização de duas turbinas, tentando-se que uma delas tivesse como limite mínimo, o caudal mínimo anteriormente indicado ($0.94 \text{ m}^3/\text{s}$). Com base neste caudal, e considerando que a relação geralmente utilizada para o caudal nominal das turbinas é 1/3 e 2/3 do caudal nominal total (Q_N), procurou-se uma distribuição dos caudais entre as duas turbinas que abrangesse todos os caudais, garantindo os limites de funcionamento de cada uma delas e cujo somatório dos caudais máximos (ou nominais, neste caso) das duas resultasse no caudal nominal da central ($14.7 \text{ m}^3/\text{s}$), obtendo-se os limites apresentados no **Quadro 5.3**.

Quadro 5.3 – Limites de funcionamento das turbinas.

	Q_{\min}	Q_{\max}
Turbina 1	$0.4Q_{N1} = 1.7$	$Q_{N1} = 4.3$
Turbina 2	$0.4Q_{N2} = 4.2$	$Q_{N2} = 10.4$
Limites	$0.4Q_{N1} = 1.7$	$Q_N = Q_{N1} + Q_{N2} = 14.7$

O funcionamento das turbinas será efetuado de acordo com os limites indicados e com caudal disponível da seguinte forma:

- ✓ Se $1.7 \text{ m}^3/\text{s} < Q_T \leq 4.2 \text{ m}^3/\text{s}$ A turbina 1 estará em funcionamento
- ✓ Se $4.2 \text{ m}^3/\text{s} < Q_T \leq 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$ A turbina 2 estará em funcionamento
- ✓ Se $10.4 \text{ m}^3/\text{s} < Q_T \leq 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$ As duas turbinas estarão em funcionamento

5.2.2. Rendimento dos equipamentos

Para a determinação do rendimento dos equipamentos procedeu-se à comparação entre três curvas de rendimentos, nomeadamente, a definida pela **equação [5.5]** proposta por Castro (2012), uma curva genérica obtida com base no catálogo do fornecedor Voith e uma curva de rendimento de uma turbina equivalente à admitida para as duas soluções do aproveitamento (com um caudais de $4.0+8.0 \text{ m}^3/\text{s}$).

Para a utilização da equação de Castro (2012), foi considerada uma altura útil de 100 m, obtendo-se os parâmetros de definição que se apresentam no **Quadro 5.4**.

Quadro 5.4 – Parâmetros de definição da turbina Francis para o cálculo do rendimento.

α	β	δ	χ
1.25	1.254	2.77	0.919

A equação de definição da curva de rendimento (equação [5.5]) é:

$$\eta_t = \left\{ 1 - \left[1.25 \left| 1 - 1.254 \frac{Q_T}{Q_N} \right|^{0.919} \right] \right\} 2.77 \quad [5.10]$$

Os resultados obtidos, para cada uma das turbinas, apresenta-se nos gráficos seguintes.

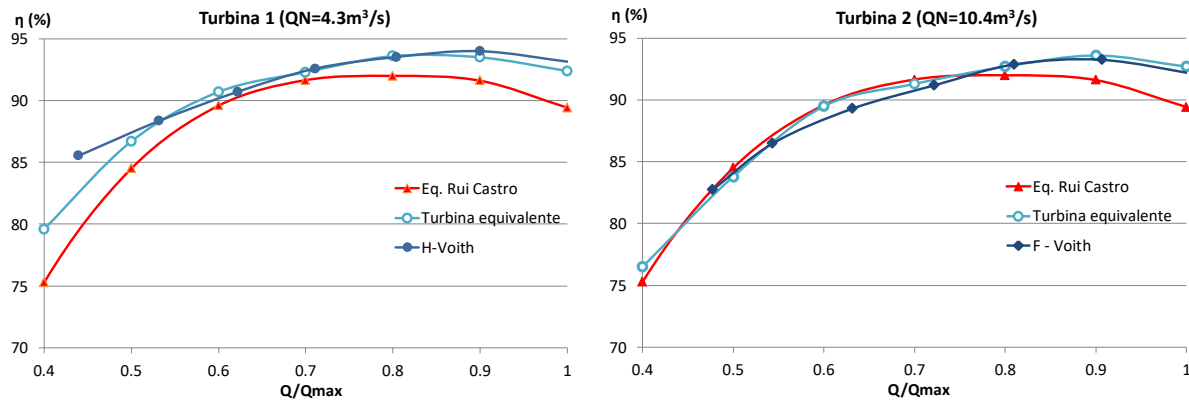


Figura 5.2 – Curvas de rendimento das turbinas com base em diferentes fontes.

A equação proposta por Rui Castro, resulta numa curva com rendimentos inferiores aos obtidos através de catálogos de mercado consultados. Assim, para efeitos do presente trabalho, serão consideradas as curvas de rendimentos obtidas com base na consulta ao mercado.

Ajustando curvas polinomiais às curvas de rendimento seleccionadas, são obtidas as seguintes equações para cada uma das turbinas:

$$\eta_{t1} = 88.111 \left(\frac{Q_T}{Q_N} \right)^3 - 254.76 \left(\frac{Q_T}{Q_N} \right)^2 + 243.66 \frac{Q_T}{Q_N} + 17.519 \quad [5.11]$$

$$\eta_{t2} = 88.889 \left(\frac{Q_T}{Q_N} \right)^3 - 265 \left(\frac{Q_T}{Q_N} \right)^2 + 259.61 \frac{Q_T}{Q_N} + 9.3524 \quad [5.12]$$

Assim, a equações finais de rendimento global dos equipamentos serão as seguintes:

$$\eta_{f1} = \eta_{t1} \times 0.97 \times 0.98 \times (1 - 0.02) \quad [5.13]$$

$$\eta_{f2} = \eta_{t2} \times 0.97 \times 0.98 \times (1 - 0.02) \quad [5.14]$$

Sendo 0.97 e 0.98 os rendimentos dos geradores e transformador, respetivamente, e 0.02 as perdas eléctricas diversas, conforme referido no capítulo 5.1.1.2.

5.2.3. Perdas de carga e queda útil nominal

Tendo em consideração que o nível de regulação será feito na câmara de carga, foram determinadas as perdas de carga entre a câmara de carga e a central.

Grelhas

O coeficiente de perda de carga nas grelhas é dado pela equação apresentada no anexo A.5.4. Assumindo-se a aplicação barras com secção retangular $\beta = 2.42$ (Quadro do anexo A.5.4), uma espessura entre barras (e) de 10 mm e um afastamento entre barras de 10 cm (a), sendo a inclinação das grelhas com a horizontal (α) de 80° , o coeficiente de perda de carga é:

$$\xi = \beta \left(\frac{e}{a}\right)^{4/3} \sin \alpha = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.1}\right)^{4/3} \sin 80^\circ = 0.111 \quad [5.15]$$

As perdas de carga são dadas por (equação [5.7]):

$$\Delta h_1 = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.111 \times \frac{Q^2}{2 \times 9.81 (8 \times 2.5)^2} = 0.000019 Q^2 \quad [5.16]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_1 = 0.000019 \times 14.7^2 = 0.004 \text{ m} \quad [5.17]$$

Tomada de água

A tomada de água será feita através de uma transição por forma a reduzir as perdas de carga. Adotando a contração arredondada na transição, o coeficiente de perda de carga (ξ) será 0.25 (Anexo A.5.1). As perdas de carga são (equação [5.7]):

$$\Delta h_2 = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.25 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 2.1^2/4)^2} = 0.00106 Q^2 \quad [5.18]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_2 = 0.23 \text{ m} \quad [5.19]$$

Válvula de segurança da conduta – válvula borboleta

A válvula de segurança da conduta terá um diâmetro de 2200 mm para PN10. De acordo com o anexo A.5.3, o coeficiente de perda de carga (ξ) é de 0.11. As perdas de carga são (equação [5.7]):

$$\Delta h_3 = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.11 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 2.1^2/4)^2} = 0.000467 Q^2 \quad [5.20]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_3 = 0.10 \text{ m} \quad [5.21]$$

Perdas de carga contínuas na conduta forçada

As perdas de carga contínuas são calculadas através da **equação [5.6]**. Sendo a conduta em aço $K_s=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (ver anexo **A4.14**), com um diâmetro de 2100mm:

$$\Delta h_4 = \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot (R)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L = \left(\frac{Q}{90 \cdot \pi \frac{2.1^2}{4} \cdot \left(\frac{2.1}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \times 235 = 0.00571Q^2 \quad [5.22]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_4 = 1.23 \text{ m} \quad [5.23]$$

Perdas de carga localizadas nas curvas da conduta forçada

O coeficiente de perdas de carga nas curvas da conduta foi obtido através do **Anexo A.5.2**, admitindo uma relação $r/D=1.5$. Os coeficientes de cada curva apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.5 – Coeficiente de perda de carga nas curvas da conduta forçada (para $r/D=1.5$) – solução 1.

Maciço	Ângulo (°)	ξ
M1	46	0.133
M2	10	0.050
M3	10	0.050
M4	10	0.050
M5	3	0.015
M6	4	0.020
M7	23	0.094
TOTAL=		0.412

As perdas de carga podem ser definidas a partir da **equação [5.7]**, que resulta em:

$$\Delta h_5 = 0.412x \frac{Q^2}{2 \times 9.81x \left(\pi \frac{2.1^2}{4} \right)^2} = 0.00175Q^2 \quad [5.24]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_5 = 0.38 \text{ m} \quad [5.25]$$

Válvula de segurança da turbina – válvula borboleta

Turbina 1

A válvula de segurança da turbina 1 terá um diâmetro de 800 mm. Consultando o **anexo A5.3**, retira-se que $\xi = 0.16$. Com o diâmetro da tubagem de admissão à turbina de 0.75 m, a partir da **equação [5.7]**, retiram-se as perdas de carga:

$$\Delta h_{6,T1} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.16 \frac{Q^2}{2 \times 9.81x (\pi x 0.75^2/4)^2} = 0.04178Q^2 \quad [5.26]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 4.3 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{6,T1} = 0.77 \text{ m} \quad [5.27]$$

Turbina 2

A válvula de segurança da turbina 2 terá um diâmetro de 1200 mm. Do anexo **A.5.3**, retira-se que $\xi = 0.12$. O diâmetro da tubagem de admissão à turbina é 1.19 m, as perdas de carga (**equação [5.7]**) são:

$$\Delta h_{6,T2} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.12 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 1.19^2/4)^2} = 0.00494Q^2 \quad [5.28]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{6,T2} = 0.54 \text{ m} \quad [5.29]$$

Redução cónica da conduta forçada para a conduta de admissão à turbina

Admitindo uma transição cónica, do anexo **A.5.1** retira-se que $\xi = 0.10$.

Turbina 1

Com o diâmetro da tubagem de admissão à turbina de 0.75 m, as perdas de carga (**equação [5.7]**) são:

$$\Delta h_{7,T1} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.1 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 0.75^2/4)^2} = 0.02611Q^2 \quad [5.30]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 4.3 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{7,T1} = 0.48 \text{ m} \quad [5.31]$$

Turbina 2

O diâmetro de admissão à turbina é de 1.19 m, logo (**equação [5.7]**):

$$\Delta h_{7,T2} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.1 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 1.19^2/4)^2} = 0.00412Q^2 \quad [5.32]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{7,T2} = 0.45 \text{ m} \quad [5.33]$$

Total de perdas de carga

No **Quadro 5.6** apresenta-se o resumo das perdas de carga em função do caudal e para o caudal nominal, entre a câmara de carga e início do edifício da central.

As perdas de carga resultantes da redução na conduta para admissão do caudal às turbinas, bem como das respectivas válvulas de segurança, apresenta-se no **Quadro 5.7**.

Quadro 5.6 – Total das perdas de carga entre a câmara de carga e a central – solução 1.

Componente	Perdas de carga	
	Δh	Δh_N ($Q_N=14.7\text{m}^3/\text{s}$)
Grelhas	$0.00002 Q^2$	0.003 m
Tomada de água	$0.00106 Q^2$	0.23 m
Válvula de protecção da conduta	$0.00047 Q^2$	0.10 m
Atrito conduta	$0.00571 Q^2$	1.23 m
Curvas da conduta	$0.00175 Q^2$	0.38 m
	$0.00901 Q^2$	1.95 m

Quadro 5.7 – Total das perdas de carga nas turbinas – solução 1.

Componente	Turbina 1		Turbina 2	
	Δh	Δh_N	Δh	Δh_N
Válvula de segurança da turbina	$0.0418 Q^2$	0.773 m	$0.0049 Q^2$	0.535 m
Redução cónica	$0.0261 Q^2$	0.483 m	$0.0041 Q^2$	0.446 m
TOTAL=	$0.0679 Q^2$	1.255 m	$0.0091 Q^2$	0.980 m

Determinação da queda útil nominal

Tendo em consideração que a regulação do grupo será efetuada a partir do nível na câmara de carga, e para o caudal nominal, a **equação [5. 6]** toma a seguinte expressão:

$$H_N = NCC - Nr - \Delta h_N \quad [5.34]$$

em que:

H_N – queda nominal (m);

NCC – nível da regulação na câmara de carga (826.3 m);

Nr – nível na restituição (736.8 m);

Δh_N - perdas de carga para o caudal nominal (m), ver **Quadro 5.6 e Quadro 5.7.**

Turbina 1

Para a turbina 1 ($Q_N=4.3 \text{ m}^3/\text{s}$), a queda nominal é:

$$H_N = 826.3 - 736.8 - 1.95 - 1.26 = 86.3 \text{ m} \quad [5.35]$$

Turbina 2

Para a turbina 2, ($Q_N=10.4 \text{ m}^3/\text{s}$), a queda nominal é:

$$H_N = 826.3 - 736.8 - 1.95 - 0.98 = 86.6 \text{ m} \quad [5.36]$$

5.2.4. Potência instalada

A potência instalada é obtida através **equação [5.9]**, cujos resultados obtidos se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 5.8 – Potência instalada – solução 1.

	Q_N (m^3/s)	Rendimento - η_N	Queda nominal - H_N (m)	Potencia nominal - P_N (kW)
Turbina 1	4.3	0.86	86.3	3138
Turbina 2	10.4	0.86	86.6	7640
TOTAL	14.7			10778

5.2.5. Determinação da energia elétrica produzível

A determinação da energia elétrica produzível foi efetuada através da **equação [5.1]**, sendo que, como indicado no **subcapítulo 5.1.1.1**, os caudais disponíveis (Q'_i) foram obtidos através da **equação [5.2]**, resultando da subtração dos caudais ecológicos (Q_r), apresentados no **Quadro 3.7** do **subcapítulo 3.5**, aos caudais médios diários afluentes. Os caudais turbinados foram obtidos através da aplicação da **equação [5.12]**, com os limites de funcionamento indicados no **Quadro 5.3**.

Os caudais afluentes, os caudais disponíveis e os caudais turbinados apresentam-se numa base mensal e anual nos **Quadros 5.9, 5.10 e 5.11**, respetivamente.

Obtidos os caudais turbinados, aplicando a **equação [5.6]** para o cálculo da altura útil e **as equações [5.13] e [5.14]** para a determinação dos rendimentos globais finais, elaborou-se uma folha em Excel para a determinação da energia elétrica produzível, cujos valores mensais e os valores mensais acumulados se apresentam no gráfico na figura seguinte.

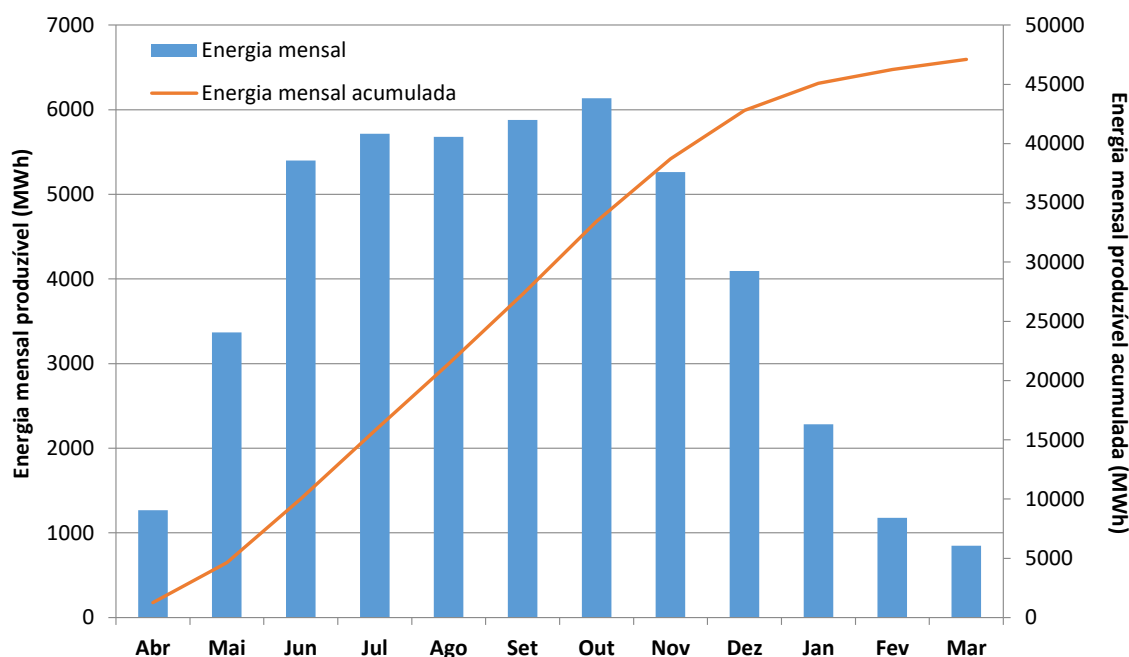


Figura 5.3 – Gráfico da energia mensal média produzível e da energia mensal média produzível acumulada – solução 1.

Quadro 5.9 – Caudais médios afluentes ao aproveitamento.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	4.8	9.4	29.6	31.6	13.2	17.2	22.3	22.3	29.5	13.0	6.5	3.4	17.0
1968	2.0	1.7	2.1	3.1	6.7	6.8	7.1	9.3	7.2	4.9	2.6	1.9	4.6
1970	1.9	5.6	17.2	16.7	18.4	14.1	18.9	18.3	16.6	7.6	4.5	2.7	11.9
1975	8.8	33.6	47.6	31.9	8.2	14.2	18.0	17.6	15.7	7.9	4.7	3.2	17.7
1976	2.0	3.1	32.2	10.8	10.3	13.5	24.4	20.0	10.1	6.0	3.6	2.4	11.5
1977	2.1	13.9	20.5	44.4	23.0	25.6	29.2	29.4	17.9	7.9	4.9	3.2	18.6
1978	2.2	10.5	18.6	66.2	13.8	25.5	44.8	30.2	14.0	7.3	4.2	2.6	20.1
1979	2.1	11.3	5.6	46.5	62.1	33.4	14.3	17.9	16.0	7.2	7.0	7.0	19.4
1980	45.2	50.4	53.5	31.2	19.8	9.9	10.4	9.1	8.4	5.3	3.6	2.6	20.8
1981	4.1	84.0	24.6	17.6	21.8	13.8	11.9	8.9	5.2	3.9	3.5	2.6	17.0
1982	2.5	18.6	42.5	53.9	25.9	43.3	32.6	20.2	17.5	11.2	6.8	3.7	23.3
1983	3.6	6.9	33.3	20.6	18.1	13.4	18.3	15.3	8.2	4.5	3.0	2.2	12.3
1984	2.1	11.5	14.5	35.9	14.0	28.4	33.9	25.6	20.8	12.0	5.7	3.6	17.4
1985	5.3	20.9	16.3	30.8	8.4	14.5	20.5	16.8	7.3	3.8	2.8	2.1	12.5
1986	9.8	50.8	86.8	17.4	22.9	10.3	12.3	23.6	12.1	5.8	3.9	3.0	21.6
1988	2.3	4.3	23.9	18.7	29.6	12.8	14.0	13.6	8.4	4.3	2.6	1.8	11.4
1989	1.5	1.5	8.0	9.5	21.1	13.8	13.1	11.2	6.5	3.7	2.1	4.1	8.1
1990	9.9	15.0	8.0	5.8	12.2	28.5	11.1	6.8	3.9	2.4	1.8	1.5	8.9
1992	9.6	52.7	34.5	17.9	10.1	15.7	19.9	16.4	10.5	6.8	3.9	2.5	16.8
1995	6.9	4.1	38.8	33.1	19.2	27.9	19.5	16.8	10.4	4.8	3.1	2.5	15.6
1996	3.9	3.3	19.1	8.5	11.0	9.2	6.6	5.2	2.9	2.2	2.1	1.5	6.3
1997	14.6	16.1	55.5	29.3	32.7	34.9	29.3	19.2	12.4	6.6	4.5	3.1	21.5
1998	5.4	6.9	8.9	8.3	6.6	7.0	5.5	3.9	2.6	1.9	1.6	1.6	5.0
1999	1.1	4.6	17.0	11.0	20.9	32.3	17.2	13.4	7.3	3.8	8.0	9.3	12.1
2000	7.7	8.3	80.6	36.2	23.4	30.4	19.1	13.4	10.0	8.4	4.5	3.2	20.4
2001	2.5	42.1	31.8	66.8	43.7	17.1	11.2	8.9	7.4	4.3	4.0	12.8	21.3
2002	5.6	18.9	22.3	18.7	75.9	23.6	36.1	19.2	13.3	8.7	4.3	2.9	21.0
2003	1.5	3.4	50.7	15.1	7.4	11.8	12.4	9.6	4.9	3.1	2.2	1.8	10.3
2006	6.3	14.0	54.3	58.9	28.9	25.9	24.0	15.0	9.7	6.7	4.7	2.9	21.0
2007	2.6	2.1	4.2	21.6	8.6	13.1	16.1	11.9	5.8	3.0	1.9	1.3	7.7
2008	1.6	80.1	25.0	21.3	39.4	14.9	8.9	7.7	4.6	2.8	2.1	1.7	17.7
2009	1.7	14.6	20.7	25.1	28.0	25.5	18.5	12.6	7.6	4.8	3.0	2.7	13.8
2010	2.2	2.5	11.8	10.6	16.9	12.9	14.3	12.7	6.7	3.4	2.1	1.8	8.2
2011	5.9	5.8	20.2	15.5	34.5	25.1	19.8	15.1	9.0	4.5	3.8	2.7	13.5
2013	1.6	5.0	14.5	25.1	14.4	24.1	13.2	9.1	5.9	3.0	2.0	1.6	10.0
2014	1.6	7.9	18.5	24.3	42.0	24.5	16.7	10.5	6.9	4.4	2.9	2.0	13.6
Média	5.4	17.9	28.1	26.1	22.6	19.9	18.5	14.9	10.1	5.6	3.7	3.1	14.7
desvio padrão	7.5	21.2	20.0	16.5	15.3	8.9	8.8	6.3	5.6	2.7	1.6	2.2	5.3
P50	2.6	9.9	21.5	21.4	19.5	16.4	17.6	14.3	8.4	4.8	3.6	2.6	14.7
P90	1.6	2.8	8.0	9.0	8.3	10.1	9.7	8.3	4.8	2.9	2.0	1.6	7.9

Quadro 5.10 – Caudais médios disponíveis no aproveitamento.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	4.2	8.6	28.5	29.3	10.3	14.2	19.4	19.6	27.8	11.9	5.6	2.7	15.2
1968	1.4	0.9	1.0	0.9	3.7	3.9	4.2	6.6	5.6	3.8	1.8	1.2	2.9
1970	1.3	4.8	16.1	14.4	15.5	11.2	15.9	15.6	15.0	6.5	3.6	1.9	10.2
1975	8.2	32.8	46.4	29.6	5.3	11.2	15.1	14.9	14.1	6.7	3.9	2.4	15.9
1976	1.4	2.3	31.1	8.5	7.3	10.6	21.4	17.3	8.5	4.9	2.8	1.7	9.8
1977	1.5	13.1	19.4	42.1	20.0	22.7	26.3	26.7	16.3	6.8	4.0	2.4	16.9
1978	1.6	9.7	17.5	63.9	10.9	22.5	41.9	27.5	12.4	6.1	3.4	1.9	18.4
1979	1.5	10.5	4.5	44.2	59.2	30.5	11.4	15.2	14.4	6.1	6.1	6.3	17.6
1980	44.6	49.6	52.4	28.9	16.9	7.0	7.5	6.4	6.8	4.1	2.8	1.9	19.1
1981	3.5	83.2	23.5	15.3	18.8	10.9	9.0	6.2	3.6	2.7	2.6	1.9	15.3
1982	1.9	17.8	41.4	51.6	22.9	40.4	29.6	17.5	15.8	10.0	5.9	2.9	21.6
1983	3.0	6.1	32.2	18.3	15.1	10.5	15.4	12.6	6.6	3.4	2.2	1.5	10.6
1984	1.5	10.7	13.4	33.6	11.1	25.5	30.9	22.9	19.2	10.9	4.8	2.8	15.7
1985	4.7	20.1	15.2	28.5	5.5	11.5	17.5	14.1	5.7	2.7	2.0	1.4	10.8
1986	9.2	50.0	85.7	15.1	19.9	7.4	9.3	20.9	10.5	4.7	3.0	2.2	19.8
1988	1.7	3.5	22.8	16.4	26.7	9.9	11.1	10.9	6.8	3.2	1.7	1.0	9.7
1989	0.9	0.7	6.9	7.3	18.1	10.9	10.2	8.5	4.9	2.5	1.2	3.4	6.3
1990	9.3	14.2	6.9	3.6	9.2	25.6	8.2	4.1	2.3	1.3	1.0	0.8	7.2
1992	9.0	51.9	33.4	15.6	7.2	12.8	17.0	13.7	8.9	5.6	3.1	1.7	15.1
1995	6.3	3.3	37.7	30.8	16.2	25.0	16.5	14.1	8.8	3.7	2.2	1.7	13.9
1996	3.3	2.5	18.0	6.2	8.1	6.3	3.7	2.5	1.3	1.1	1.2	0.8	4.6
1997	14.0	15.3	54.4	27.0	29.8	32.0	26.3	16.5	10.8	5.4	3.6	2.4	19.8
1998	4.8	6.1	7.8	6.1	3.7	4.1	2.5	1.2	1.0	0.7	0.8	0.8	3.3
1999	0.5	3.8	15.9	8.7	17.9	29.3	14.2	10.7	5.7	2.7	7.2	8.5	10.4
2000	7.0	7.5	79.5	34.0	20.5	27.5	16.1	10.8	8.4	7.2	3.7	2.5	18.7
2001	1.9	41.4	30.7	64.5	40.8	14.2	8.3	6.2	5.8	3.2	3.1	12.1	19.5
2002	5.0	18.1	21.2	16.4	73.0	20.6	33.1	16.5	11.7	7.6	3.4	2.2	19.2
2003	0.9	2.7	49.6	12.8	4.4	8.9	9.4	6.9	3.3	2.0	1.3	1.1	8.6
2006	5.7	13.2	53.2	56.6	26.0	23.0	21.1	12.3	8.1	5.5	3.8	2.2	19.3
2007	2.0	1.3	3.1	19.3	5.7	10.2	13.2	9.2	4.2	1.9	1.1	0.5	6.0
2008	1.0	79.3	23.9	19.0	36.4	12.0	5.9	5.0	3.0	1.7	1.2	1.0	16.0
2009	1.1	13.8	19.5	22.8	25.0	22.5	15.5	9.9	6.0	3.7	2.1	2.0	12.1
2010	1.6	1.7	10.7	8.3	14.0	9.9	11.4	10.0	5.1	2.3	1.2	1.1	6.5
2011	5.3	5.0	19.0	13.2	31.6	22.2	16.8	12.4	7.4	3.4	2.9	2.0	11.8
2013	1.0	4.2	13.4	22.8	11.5	21.1	10.3	6.4	4.3	1.9	1.2	0.9	8.3
2014	1.0	7.1	17.4	22.0	39.1	21.5	13.7	7.8	5.3	3.3	2.0	1.3	11.9
Média	4.8	17.1	27.0	23.8	19.6	16.9	15.5	12.2	8.5	4.5	2.9	2.4	13.0
desvio padrão	7.5	21.2	20.0	16.5	15.3	8.9	8.8	6.3	5.6	2.7	1.6	2.2	5.3
P50	2.0	9.1	20.4	19.1	16.6	13.5	14.7	11.6	6.8	3.7	2.8	1.9	13.0
P90	1.0	2.0	6.9	6.7	5.4	7.2	6.7	5.6	3.2	1.8	1.2	0.9	6.2

Quadro 5.11 – Caudais médios turbinados.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	3.8	6.2	12.3	12.7	8.2	11.3	14.7	14.7	14.7	11.3	5.6	2.7	9.9
1968	0.4	0.0	0.3	0.4	3.6	3.7	4.0	6.6	5.6	3.8	1.0	0.1	2.5
1970	0.1	2.1	10.0	11.1	10.8	11.0	13.1	13.9	13.4	6.5	3.6	1.3	8.1
1975	6.4	9.5	14.6	8.5	5.7	11.2	13.6	12.3	13.0	6.7	3.9	1.8	9.0
1976	0.0	1.2	10.8	8.3	7.3	7.0	14.7	14.0	8.4	4.9	2.8	0.6	6.7
1977	0.3	8.7	10.6	14.6	13.1	13.7	14.7	14.6	13.3	6.8	4.0	2.4	9.8
1978	0.5	6.9	11.8	14.5	10.3	14.0	14.7	14.5	11.9	6.1	3.4	1.5	9.2
1979	0.4	8.9	4.5	5.5	13.5	14.2	11.3	11.3	11.7	6.1	5.8	6.0	8.3
1980	11.7	14.7	14.7	14.0	12.9	7.0	7.5	6.4	6.4	4.1	2.8	1.5	8.7
1981	3.4	14.4	12.1	10.4	11.2	10.0	8.9	6.2	3.6	2.7	2.6	1.6	7.3
1982	1.0	9.3	14.0	14.7	13.8	14.7	14.2	14.4	13.7	10.0	5.9	2.9	10.8
1983	3.0	5.9	9.1	11.3	11.8	10.5	14.2	11.5	6.6	3.4	1.9	0.1	7.5
1984	0.4	7.7	11.0	14.7	11.0	14.6	14.7	14.7	14.7	10.8	4.8	2.8	10.2
1985	4.1	7.5	12.5	13.1	5.5	8.8	12.1	12.7	5.7	2.7	1.7	0.3	7.2
1986	4.7	11.7	14.6	10.8	12.5	7.2	8.7	8.4	10.0	4.7	3.0	1.7	8.2
1988	0.8	2.8	5.7	10.8	12.8	9.7	11.1	10.8	6.8	3.2	1.0	0.0	6.3
1989	0.0	0.1	2.9	6.8	12.1	10.8	10.2	8.5	4.9	1.9	0.1	1.5	5.0
1990	5.7	9.0	6.4	3.6	9.0	14.1	7.9	4.1	2.0	0.2	0.0	0.0	5.2
1992	7.4	14.5	14.7	11.1	6.6	12.2	13.7	12.2	8.9	5.6	3.1	1.0	9.3
1995	2.2	2.8	14.2	14.0	11.6	14.7	14.6	12.7	8.8	3.7	2.2	0.8	8.5
1996	3.2	1.9	7.4	5.7	7.9	6.3	3.7	2.4	0.3	0.0	0.3	0.0	3.3
1997	3.6	11.1	14.7	14.2	14.7	14.6	14.6	14.3	10.8	5.4	3.6	2.4	10.4
1998	3.8	5.7	7.6	5.8	3.1	4.1	2.5	0.8	0.0	0.0	0.0	0.1	2.8
1999	0.0	2.9	8.3	7.8	11.3	14.7	12.9	10.5	5.7	2.7	4.0	8.5	7.5
2000	7.0	7.4	13.1	11.7	11.7	13.3	14.1	10.8	8.4	6.4	3.7	1.9	9.1
2001	1.1	6.7	13.1	14.7	13.6	12.2	8.3	6.2	5.8	3.2	3.1	6.0	7.9
2002	5.0	9.4	12.6	10.3	14.0	14.7	14.7	14.4	11.6	7.4	3.4	1.9	10.0
2003	0.1	1.6	11.5	9.8	4.4	8.3	8.5	6.3	3.3	1.5	0.1	0.1	4.6
2006	2.4	5.2	14.1	14.6	14.6	14.4	14.0	12.1	8.1	5.5	3.8	2.0	9.3
2007	1.5	0.4	2.7	10.5	5.6	9.8	12.6	9.2	4.2	1.2	0.0	0.0	4.8
2008	0.5	6.6	12.4	13.4	14.5	10.1	5.9	5.0	3.0	0.8	0.0	0.0	6.1
2009	0.0	7.5	7.9	10.1	12.4	10.5	10.6	9.5	6.0	3.7	1.7	1.7	6.8
2010	0.0	0.7	6.3	7.5	8.6	9.9	10.9	9.6	5.1	2.0	0.1	0.1	5.1
2011	3.1	4.5	10.8	11.3	13.8	14.4	14.0	12.0	7.4	3.4	2.8	1.6	8.3
2013	0.0	2.5	8.3	11.7	9.6	10.9	8.9	6.4	4.3	1.4	0.0	0.0	5.4
2014	0.0	5.9	12.3	9.0	14.0	14.0	12.7	7.8	5.3	3.3	1.9	0.1	7.2
Média	2.4	6.2	10.3	10.5	10.5	11.2	11.3	10.0	7.6	4.3	2.4	1.6	7.4
desvio padrão	2.8	4.1	3.8	3.5	3.4	3.1	3.5	3.8	4.0	2.9	1.8	1.9	2.2
P50	1.3	6.4	11.2	11.0	11.5	11.1	12.6	10.8	6.7	3.7	2.8	1.5	7.7
P90	0.0	1.0	5.1	5.8	5.5	7.0	6.7	5.6	3.2	1.0	0.0	0.0	4.7

No **Quadro 5.12**, apresenta-se a energia elétrica mensal e anual produzível (na base mensal e anual) para a solução 1, bem como os seus parâmetros estatísticos mais característicos, nomeadamente médias, desvios padrão e os percentis 50º (P50) e 90º (P90), que representam as probabilidades, de 50% e 90%, respetivamente, de a produção real de energia seja no mínimo o valor dado pelo respetivo percentil.

Quadro 5.12 – Energia elétrica produzível – solução 1.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Anual
1966	1992	3316	6480	6886	4459	5955	8000	7752	8007	6114	2713	1467	63142
1968	205	0	131	214	1900	1912	2090	3463	3025	2030	462	49	15481
1970	31	1135	5266	5993	5859	5670	7089	7276	7231	3466	1788	687	51491
1975	3338	5189	7683	4651	3137	5779	7352	6494	7036	3602	1917	987	57166
1976	0	652	5649	4411	4010	3677	8011	7304	4571	2566	1382	304	42536
1977	167	4756	5542	7928	7002	7156	8011	7703	7249	3657	1922	1309	62401
1978	234	3753	6223	7864	5610	7395	7993	7616	6415	3277	1660	761	58800
1979	199	4811	2298	2978	7340	7454	6111	5981	6374	3227	2749	3222	52746
1980	6212	7999	7752	7612	6992	3665	4102	3310	3455	2212	1368	762	55441
1981	1707	7829	6356	5695	6030	5308	4872	3247	1972	1503	1266	822	46608
1982	519	5059	7387	8011	7483	7752	7668	7616	7352	5393	2873	1637	68750
1983	1534	3190	4798	6162	6371	5548	7715	5959	3565	1862	886	39	47630
1984	221	4157	5731	7989	5945	7705	8011	7752	7997	5890	2259	1503	65160
1985	2157	4060	6538	7178	2906	4678	6589	6587	3029	1441	793	154	46111
1986	2433	6369	7693	5879	6807	3754	4731	4389	5427	2449	1497	903	52329
1988	411	1493	2987	5907	6986	5158	6056	5679	3593	1703	474	0	40447
1989	0	41	1480	3654	6531	5603	5490	4482	2542	1053	27	843	31748
1990	2961	4851	3298	1921	4864	7400	4299	2076	1060	92	0	0	32823
1992	3862	7883	7752	6050	3450	6340	7427	6423	4841	3019	1511	501	59060
1995	1147	1490	7464	7608	6288	7752	7940	6598	4813	1972	1057	431	54559
1996	1652	1051	3878	3110	4248	3178	2009	1260	166	0	136	0	20688
1997	1889	6021	7750	7688	7988	7729	7961	7504	5895	2807	1816	1273	66319
1998	1964	3061	3929	3146	1660	2141	1358	416	0	0	0	31	17706
1999	0	1544	4371	4163	6189	7752	6882	5432	2980	1433	1945	4628	47320
2000	3745	3979	6932	6339	6334	7051	7595	5625	4574	3431	1807	1083	58494
2001	551	3617	6921	8002	7354	6447	4502	3173	3053	1743	1491	3226	50080
2002	2553	5084	6648	5599	7643	7745	8005	7605	6321	4042	1644	1009	63897
2003	31	881	6039	5317	2419	4315	4578	3215	1815	781	28	68	29488
2006	1282	2760	7413	7962	7954	7617	7578	6300	4439	2925	1911	1079	59220
2007	752	215	1438	5755	2993	5179	6679	4799	2228	644	0	0	30680
2008	253	3618	6578	7294	7878	5381	3147	2557	1629	434	0	0	38768
2009	0	4110	4199	5468	6735	5526	5748	5022	3174	1999	822	898	43701
2010	0	373	3337	3986	4701	5236	5905	5059	2677	1054	29	43	32402
2011	1604	2399	5693	6095	7529	7617	7546	6327	3956	1802	1342	822	52731
2013	0	1368	4321	6398	5200	5722	4853	3344	2212	756	0	0	34173
2014	0	3180	6455	4851	7630	7336	6936	4105	2717	1836	868	56	45970
Média	1267	3369	5400	5716	5679	5879	6134	5263	4094	2284	1179	850	47113
desvio padrão	1447	2246	2030	1911	1858	1666	1912	2011	2196	1535	872	1026	14094
P50	651	3466	5885	5950	6239	5750	6780	5652	3579	1985	1355	761	48855
P90	0	513	2642	3128	2949	3671	3624	2865	1722	539	0	0	30084

No **Quadro 5.13** apresenta-se o resumo, para cada uma das turbinas e para o total do aproveitamento, dos resultados obtidos.

Quadro 5.13 – Energia elétrica produzível (resumo) – solução 1.

	Caudais			Queda		Volume anual turbinado - V (hm^3)	Energia - E_a (GWh)
	Q_N (m^3/s)	Q_{min} (m^3/s)	Q_{max} (m^3/s)	equivalente - H_{eq} (m)	nominal - H_N (m)		
Turbina 1	4.3	1.7	4.3	88.1	86.3	56.96	11.56
Turbina 2	10.4	4.2	10.4	88.2	86.6	174.76	35.56
TOTAL	14.7	1.7	14.7			231.72	47.12

5.3. Solução 2

5.3.1. Caudal turbinado

Uma vez que o caudal nominal ótimo obtido através do estudo económico foi o mesmo que o obtido na solução 1, os limites de funcionamento das turbinas são os apresentados no **Quadro 5.3**.

5.3.2. Rendimento dos equipamentos

À semelhança do indicado no subcapítulo anterior, também o rendimento dos equipamentos será o mesmo, sendo dado pelas **equações [5.13] e [5.14]**.

5.3.3. Perdas de carga

Tendo em consideração que o nível de regulação será efetuada nas tomadas de água dos açudes, foram determinadas as perdas de carga entre os açudes de Cieneguilla e Matadero e a central hidroelétrica.

Grelhas

O coeficiente de perda de carga nas grelhas é dado pela equação apresentada no anexo **A5.4**. Assumindo-se a aplicação barras com secção retangular $\beta = 2.42$ (Quadro do anexo **A5.4**), uma espessura entre barras (e) de 10 mm e um afastamento entre barras de 10 cm (a), sendo a inclinação das grelhas com a horizontal (α) de 80° , o coeficiente de perda de carga é:

$$\xi = \beta \left(\frac{e}{a}\right)^{4/3} \sin \alpha = 2.42 \left(\frac{0.01}{0.1}\right)^{4/3} \sin 80^\circ = 0.111 \quad [5.37]$$

As perdas de carga são dadas por (**equação [5.7]**):

Troço 1 - Cieneguilla

Assumindo a área a montante igual à área da grelha (2.5 m x 2.5 m), as perdas de carga resultam em:

$$\Delta h_{1, tr1} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.111 \times \frac{Q^2}{2 \times 9.81 (2.5 \times 2.5)^2} = 0.00014 Q^2 \quad [5.38]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{1, tr1} = 0.00019 \times 4.5^2 = 0.003 \text{ m} \quad [5.39]$$

Troço 2 - Matadero

Assumindo a área a montante igual à área da grelha (4.0 m x 4.0 m), as perdas de carga resultam em:

$$\Delta h_{1, tr2} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.111 \times \frac{Q^2}{2 \times 9.81 (4.0 \times 4.0)^2} = 0.00002 Q^2 \quad [5.40]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 10.2 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{1, tr2} = 0.002 \text{ m} \quad [5.41]$$

Tomada de água

A tomada de água será feita através de uma transição por forma a reduzir as perdas de carga. Adotando a contração arredondada na transição, o coeficiente de perda de carga (ξ) será 0.25 (anexo **A5.1**). As perdas de carga são (**equação [5.7]**):

Troço 1 - Cieneguilla

Sendo o diâmetro da conduta do Cieneguilla de 1.4 m:

$$\Delta h_{2, \text{tr1}} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.25 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 1.4^2 / 4)^2} = 0.00538Q^2 \quad [5.42]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{2, \text{tr1}} = 0.11 \text{ m} \quad [5.43]$$

Troço 2 - Matadero

Sendo o diâmetro da conduta do Matadero de 1.8 m:

$$\Delta h_{2, \text{tr2}} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.25 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 1.8^2 / 4)^2} = 0.00197Q^2 \quad [5.44]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 10.2 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{2, \text{tr2}} = 0.20 \text{ m} \quad [5.45]$$

Perdas de carga contínuas da conduta

As perdas de carga contínuas são calculadas através da **equação [5.6]**. As condutas são executada em aço ($K_s=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ver anexo **A.4.14**) e foi considerado para a conduta de baixa pressão um acréscimo de 10% nas perdas de carga, para as perdas de carga localizadas.

Troço 1 - Cieneguilla

Com um diâmetro de 1.4 m e comprimento (L) estimado em 790 m, as perdas de carga são:

$$\Delta h_{3, \text{tr1}} = 1.1 \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot (R)^{2/3}} \right)^2 L = 1.1 \times \left(\frac{Q}{90 \cdot \pi \frac{1.4^2}{4} \cdot \left(\frac{1.4}{4}\right)^{2/3}} \right)^2 \times 790 = 0.1835! \quad [5.46]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{3, \text{tr1}} = 3.72 \text{ m} \quad [5.47]$$

Troço 2 - Matadero

Para um diâmetro de 1.8 m e um comprimento (L) estimado em 495m, as perdas de carga são:

$$\Delta h_{3, \text{tr}2} = 1.1 \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot (R)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L = 1.1 \left(\frac{Q}{90 \cdot \pi \frac{1.8^2}{4} \cdot \left(\frac{1.8}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \times 495 = 0.03010Q^2 \quad [5.48]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 10.2 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{3, \text{tr}2} = 3.13 \text{ m} \quad [5.49]$$

As perdas de carga no troço 1 (Cieneguilla) e o troço 2 (Matadero), apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.14 – Perdas de carga totais no troço 1 (Cieneguilla) e no troço 2 (Matadero) – solução 2.

Componente	Troço 1 - Cieneguilla		Troço 2 - Matadero	
	Δh	Δh_N ($Q_N=4.5\text{m}^3/\text{s}$)	Δh	Δh_N ($Q_N=10.2\text{m}^3/\text{s}$)
Grelhas	0.00014 Q^2	0.003 m	0.00002 Q^2	0.002 m
Tomada de água	0.00538 Q^2	0.11 m	0.00197 Q^2	0.20 m
Atrito conduta	0.18355 Q^2	3.717 m	0.03010 Q^2	3.13 m
TOTAL=	0.1891 Q^2	3.83 m	0.0321 Q^2	3.33 m

Considerando os respetivos caudais de dimensionamento, a energia na secção de ligação das duas condutas será para o Cieneguilla (troço 1):

$$N_{L1} = NPA - \Delta h = 829.5 - 3.83 = 825.67 \text{ m} \quad [5.50]$$

Para o Matadero (troço 2):

$$N_{L2} = NPA - \Delta h = 829.0 - 3.33 = 825.67 \text{ m} \quad [5.51]$$

Perdas de carga contínuas no troço 3 – conduta de ligação

As perdas de carga contínuas são calculadas através da **equação [5.6]**. Tendo a conduta um diâmetro de 2.4 m, executada em aço ($K_s=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ver anexo **A.4.14**) e um comprimento (L) estimado em 2025 m. Foi ainda considerado um acréscimo de 10% nas perda de carga, para as perdas de carga localizadas. As perdas de carga por atrito são:

$$\Delta h_{3, \text{tr}1} = 1.1 \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot (R)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L = 1.1 \times \left(\frac{Q}{90 \cdot \pi \frac{2.4^2}{4} \cdot \left(\frac{2.4}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \times 2025 = 0.02655Q^2 \quad [5.52]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{3, \text{tr}1} = 5.74 \text{ m} \quad [5.53]$$

Redução cónica da ligação da chaminé de equilíbrio à conduta forçada

Admitindo uma transição cónica, do anexo **A5.1** retira-se que $\xi = 0.10$. Para um diâmetro da conduta forçada de 2.1 m (**equação [5.7]**), as perdas de carga são:

$$\Delta h_{T1,7} = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.1 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 2.1^2/4)^2} = 0.00042 Q^2 \quad [5.54]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_{T1,7} = 0.092 \text{ m} \quad [5.55]$$

Válvula de segurança da conduta forçada – válvula borboleta

A válvula de segurança da conduta terá um diâmetro de 2200 mm para PN10. De acordo com o **anexo A.5.3**, o coeficiente de perda de carga (ξ) é de 0.11. As perdas de carga são (**equação [5.7]**):

$$\Delta h_3 = \xi \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.11 \frac{Q^2}{2 \times 9.81 \times (\pi \times 2.1^2/4)^2} = 0.000467 Q^2 \quad [5.56]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_3 = 0.10 \text{ m} \quad [5.57]$$

Perdas de carga contínua na conduta forçada

As perdas de carga contínuas são calculadas através da **equação [5.6]**. Tendo a conduta um diâmetro de 2100 mm, um comprimento (L) estimado em 560 m e executada em aço ($K_s=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, ver **anexo A.4.14**), as perdas de carga são:

$$\Delta h_4 = \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot (R)^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{Q}{90 \cdot \pi \frac{2.1^2}{4} \cdot \left(\frac{2.1}{4}\right)^{2/3}} \right)^2 \times 560 = 0.01497 \quad [5.58]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_4 = 3.23 \text{ m} \quad [5.59]$$

Perdas de carga localizadas nas curvas da conduta forçada

O coeficiente de perdas de carga nas curvas da conduta foi obtido através do **Anexo A.5.2**, admitindo uma relação $r/D=1.5$. Os coeficientes de cada curva apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.15 – Coeficiente de perda de carga nas curvas da conduta forçada (para $r/D=1.5$) – solução 2.

Maciço	Ângulo (°)	ξ
M1	4	0.020
M2	5	0.025
M3	21	0.088
M4	3	0.015
M5	21	0.088
M6	4	0.020
M7	9	0.045
M8	11	0.054
TOTAL=		0.355

As perdas de carga podem ser definidas a partir da **equação [5.7]**, que resulta em:

$$\Delta h_5 = 0.3545x \frac{Q^2}{2x9.81x \left(\pi \frac{2.1^2}{4}\right)^2} = 0.00151Q^2 \quad [5.60]$$

Para o caudal de dimensionamento ($Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\Delta h_5 = 0.33 \text{ m} \quad [5.61]$$

Válvula de segurança da turbina – válvula borboleta

Uma vez que na solução 2 as turbinas terão as mesmas dimensões que na solução 1, e a secção da conduta forçada nas duas soluções se manteve, as perdas de carga das turbinas serão também iguais.

Redução cónica da conduta forçada para a conduta de admissão à turbina

À semelhança do indicado no ponto anterior, também estas perdas de carga se mantêm iguais às determinadas na solução 1.

Total de perdas de carga

Uma vez que a energia na zona de ligação do troço 1 (Cieneguilla) e o troço 2 (Matadero) é obrigatoriamente igual (**Quadro 5.14**), no **Quadro 5.16** apresenta-se o resumo das perdas de carga em função do caudal e para o caudal nominal entre o troço 1 (Cieneguilla) da conduta de baixa pressão e início do edifício da central.

As perdas de carga resultantes da redução na conduta para admissão de caudal às turbinas bem como das respetivas válvulas de segurança nesta solução, apresentam-se no **Quadro 5.7**, uma vez que são iguais às determinadas na solução 1.

Quadro 5.16 – Total das perdas de carga entre a câmara de carga e a central – solução 2.

Componente	Perdas de carga	
	Δh	Δh_N ($Q_N=14.7\text{m}^3/\text{s}$)
Troço 1 - Cieneguilla	0.1891 Q^2	3.83 m
Atrito conduta baixa pressão	0.02655 Q^2	5.74 m
Redução cónica CB para CF	0.00042 Q^2	0.09 m
Válvula de protecção da conduta	0.00047 Q^2	0.10 m
Atrito conduta	0.01497 Q^2	3.23 m
Curvas da conduta	0.00151 Q^2	0.33 m
TOTAL=	0.04392 Q^2	13.32 m

Determinação da altura útil

A queda nominal é determinada através da **equação [5.6]**:

$$H_N = NPA - Nr - \Delta h_N \quad [5.62]$$

em que:

H_N – queda nominal (m);

NPA – nível de pleno armazenamento do açude Cieneguilla (829.5 m);

Nr – nível na restituição (736.8 m);

Δh_N - perdas de carga para o caudal nominal (m), no circuito hidráulico do aproveitamento entre açude Cieneguilla e a restituição.

Para a turbina 1, a queda nominal ($Q = 4.3 \text{ m}^3/\text{s}$), será:

$$H_N = 829.5 - 736.8 - 13.32 - 1.25 = 78.2 \text{ m} \quad [5.63]$$

Para a turbina 2, a queda nominal ($Q = 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$), será:

$$H_N = 829.5 - 736.8 - 13.32 - 0.98 = 78.4 \text{ m} \quad [5.64]$$

5.3.4. Potência instalada

A potência instalada é obtida através **equação [5.9]**, cujos resultados obtidos se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 5.17 – Potência instalada – solução 2.

	Q_N (m^3/s)	Rendimento - η_N	Queda nominal - H_N (m)	Potencia nominal - P_N (kW)
Turbina 1	4.3	0.86	78.2	2842
Turbina 2	10.4	0.86	78.4	6922
TOTAL	14.7			9763

5.3.5. Determinação da energia elétrica produzível

A determinação da energia elétrica produzível foi efetuada através da **equação [5.1]**. Os caudais afluentes, os caudais disponíveis e os caudais turbinados foram obtidos como indicado no item 5.2.5. Nos **Quadros 5.9, 5.10 e 5.11** apresentam-se os valores numa base mensal e anual.

Aplicando a **equação [5.6]** para o cálculo da altura útil e **as equações [5.13] e [5.14]** para a determinação dos rendimentos globais finais, elaborou-se uma folha em Excel para a determinação da energia elétrica produzível, cujos valores mensais e os valores mensais acumulados se apresentam no gráfico na figura seguinte.

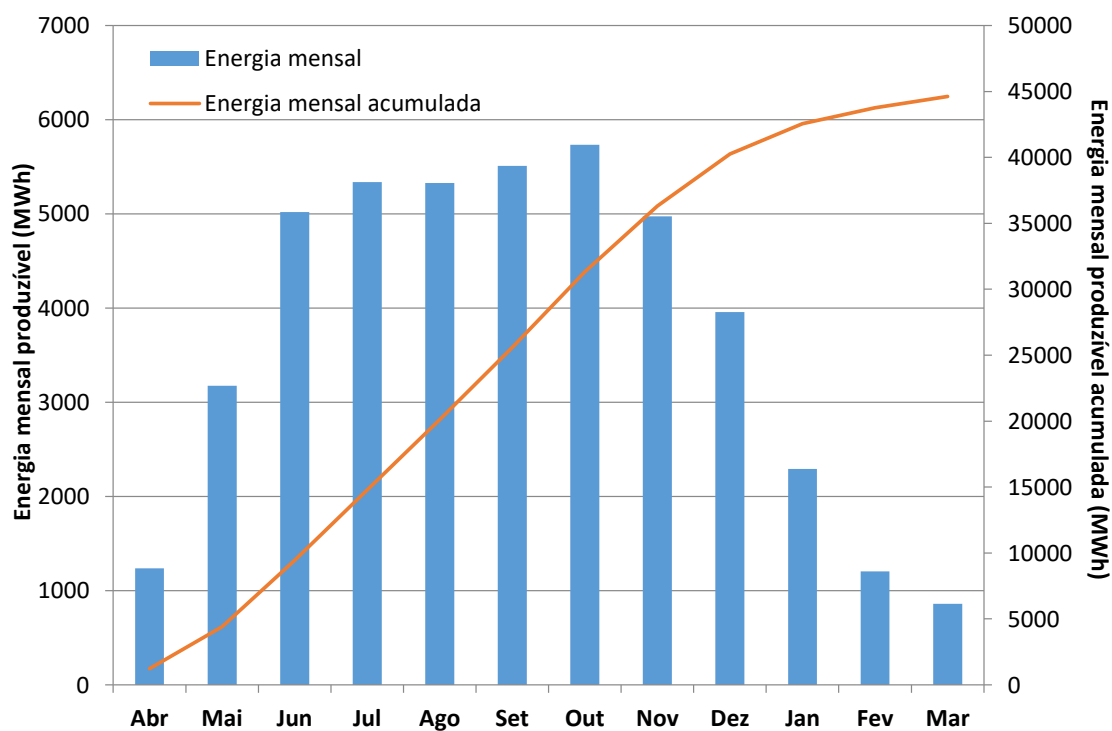


Figura 5.4 – Gráfico da energia mensal média produzível e da energia mensal média produzível acumulada – solução 2.

No **Quadro 5.18**, apresenta-se a energia elétrica produzível (na base mensal e anual) para a solução 2, bem como os seus parâmetros estatísticos mais característicos, nomeadamente médias, desvios padrão e os percentis 50° (P50) e 90° (P90), que representam as probabilidades, de 50% e 90%, respetivamente, de a produção real de energia seja no mínimo o valor dado pelo respetivo percentil.

No **Quadro 5.19** apresenta-se a síntese relativa a cada turbina e para o total do aproveitamento.

Quadro 5.18 – Energia elétrica produzível – solução 2.

Ano	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Feb	Mar	Anual
1966	1976	3169	5936	6390	4347	5665	7250	7023	7254	5832	2751	1512	59105
1968	212	0	135	221	1888	1948	2120	3469	3013	2071	478	51	15605
1970	32	1055	4934	5627	5561	5404	6567	6672	6678	3475	1835	709	48549
1975	3205	4912	6975	4214	3071	5498	6782	5954	6529	3606	1967	1016	53729
1976	0	625	5277	4284	4018	3601	7257	6682	4509	2619	1425	314	40611
1977	170	4487	5175	7193	6499	6576	7257	6991	6694	3668	1972	1351	58033
1978	242	3615	5857	7143	5408	6751	7246	6925	6034	3315	1708	786	55029
1979	204	4559	2348	2809	6735	6799	5811	5650	6016	3266	2734	3202	50133
1980	5707	7250	7023	6960	6464	3684	4099	3337	3450	2267	1411	787	52438
1981	1694	7101	5949	5438	5719	5136	4785	3246	2028	1550	1303	850	44798
1982	535	4729	6747	7257	6875	7023	7003	6930	6762	5246	2900	1687	63693
1983	1554	3152	4526	5802	5968	5361	7049	5656	3574	1916	915	40	45513
1984	227	3897	5425	7243	5684	6991	7257	7023	7248	5588	2307	1547	60437
1985	2152	3754	6088	6624	2947	4501	6158	6159	3064	1486	820	159	43912
1986	2315	5864	6982	5561	6292	3703	4641	4252	5227	2502	1542	928	49808
1988	423	1461	2773	5590	6477	4978	5774	5440	3590	1750	490	0	38746
1989	0	42	1382	3546	6132	5342	5332	4419	2593	1084	28	786	30687
1990	2890	4601	3280	1965	4691	6759	4240	2129	1094	95	0	0	31743
1992	3703	7163	7023	5670	3423	5964	6822	6020	4772	3057	1556	518	55690
1995	1092	1491	6787	6952	5869	7023	7212	6141	4753	2024	1091	445	50881
1996	1677	1074	3698	3059	4094	3177	2063	1298	172	0	140	0	20453
1997	1746	5657	7021	7018	7242	7008	7224	6839	5650	2857	1867	1314	61443
1998	1974	3003	3831	3078	1660	2158	1401	429	0	0	0	32	17566
1999	0	1539	4084	4070	5812	7023	6417	5241	3023	1476	1931	4562	45180
2000	3769	3953	6376	5941	5974	6473	6944	5400	4509	3380	1854	1116	55690
2001	567	3356	6398	7251	6763	6039	4455	3206	3097	1795	1476	3146	47549
2002	2596	4745	6190	5291	6983	7018	7253	6927	5975	4015	1690	1041	59724
2003	32	862	5533	5100	2445	4216	4442	3176	1866	807	29	70	28578
2006	1248	2648	6763	7224	7217	6931	6931	5930	4419	2958	1956	1114	55339
2007	776	222	1464	5456	3001	5006	6258	4714	2280	664	0	0	29841
2008	257	3277	6115	6706	7160	5182	3187	2600	1677	449	0	0	36611
2009	0	3878	3981	5166	6209	5217	5431	4862	3212	2054	848	928	41786
2010	0	385	3165	3843	4380	5091	5644	4888	2711	1087	30	44	31269
2011	1603	2373	5334	5772	6886	6925	6907	5961	3936	1851	1363	849	49762
2013	0	1303	4151	5966	4978	5408	4734	3371	2265	781	0	0	32956
2014	0	3088	6027	4685	6982	6728	6452	4080	2769	1889	897	58	43655
Média	1238	3175	5021	5336	5329	5509	5733	4973	3957	2291	1203	860	44626
desvio padrão	1379	2050	1811	1687	1621	1413	1636	1755	1976	1480	883	1016	12770
P50	672	3223	5479	5609	5840	5453	6337	5420	3582	2039	1387	786	48855
P90	0	505	2561	3068	2974	3642	3643	2888	1772	557	0	0	29210

Quadro 5.19 – Energia elétrica produzível (resumo) – solução 2.

	Caudais			Queda		Volume anual turbinado - V (hm ³)	Energia - E _a (GWh)
	Q _N (m ³ /s)	Q _{min} (m ³ /s)	Q _{max} (m ³ /s)	equivalente - H _{eq} (m)	nominal - H _N (m)		
Turbina 1	4.3	1.7	4.3	86.0	78.2	56.96	10.98
Turbina 2	10.4	4.2	10.4	86.0	78.4	174.76	33.65
TOTAL	14.7	1.7	14.7			231.72	44.63

6. Avaliação económica das soluções estudadas

6.1. Enquadramento justificativo

Os Estudos de Viabilidade Técnica e Económica incidem numa análise dos custos e dos benefícios financeiros gerados pelo projeto, ao longo da sua vida útil (considerada de 35 anos), avaliando a sua rentabilidade e viabilidade, por forma a permitir inferir se o projeto em causa revela ou não interesse.

A análise dos custos assenta numa estimativa dos custos de investimento, dos custos de exploração e funcionamento durante o tempo de vida útil do aproveitamento. Os benefícios correspondem às receitas que se prevê que serão geradas ao longo da vida útil do projeto.

6.1.1. Conceitos de matemática financeira

Taxa de atualização

A diferença entre os benefícios gerados e os custos de investimento e de exploração e de funcionamento é o chamado de *cash-flow*, que não é mais do que saldo do fluxo de entradas e saídas monetárias.

Num projeto, as entradas e saídas de dinheiro são, em geral, escalonadas no tempo, constituindo este aspeto uma dificuldade da avaliação económica. A conversão dos valores financeiros referidos a uma data, nos valores financeiros equivalentes noutra data, resolve esta dificuldade. Essa conversão é efetuada através de uma taxa de atualização, cujo conceito está ligado ao conceito de rendimento real do investimento, também conhecido por custo de oportunidade de capital. A taxa de atualização traduz a rendibilidade mínima que o investidor exige para investir num determinado projeto, sendo em geral fixada através da taxa de rendimento real, da taxa de risco e da taxa de inflação. Se a análise for conduzida a preços de mercado constante, a taxa de inflação não é considerada.

O cálculo da taxa de atualização é um processo complexo e subjetivo, que se encontra fora do âmbito deste trabalho e, portanto, procurou-se bibliografia com a indicação das taxas correntes de mercado para o sector.

O Governo do Chile indica que a taxa de atualização financiada a 100% com capital próprio (equivalente a considerar que o projeto não tem dívidas) é para o sector das hídricas de 7.54% (Gobierno de Chile, 2017).

Segundo dados da ENDESA (citado por Villarreal, 2017), a taxa de atualização para projetos hidroelétricos com uma potência inferior a 20 MW é de 10%.

Em 2010, e segundo dados da Colbún (citado por Eyzaguirre, 2011), a taxa de atualização variava entre 8.4% a 9.5%, sendo usualmente considerada de 9%.

Dado o exposto, neste trabalho consideraram-se taxas de atualização de 7%, 8%, 9% e 10%.

Atualização de valores

A taxa de atualização (i) é um parâmetro da análise económica de soluções técnicas de projeto, correspondendo o valor financeiro do ano t (V_t) ao seguinte valor atualizado ou valor financeiro no ano zero (V_0):

$$V_0 = \frac{V_t}{(1+i)^t} \quad [6.1]$$

em que t representa o ano de referência e $\frac{1}{(1+i)^t}$ o factor de actualização.

Sendo V_t constante e distribuído ao longo dos N anos, a determinação do valor no momento actual (V_0), é obtido pela seguinte expressão:

$$V_0 = \sum_{t=1}^N \frac{V_t}{(1+i)^t} = V_t \frac{(1+i)^N - 1}{i(1+i)^N} \quad [6.2]$$

De forma inversa, a atualização de um determinado valor no ano inicial para um determinado ano t , ou atualização de capital, é efetuada através da seguinte equação:

$$V_t = V_0(1+i)^t \quad [6.3]$$

em que $(1+i)^t$ é o factor de capitalização.

À semelhança do anterior:

$$V_t = \sum_{t=1}^N V_0(1+i)^t = V_0 \frac{i(1+i)^N}{(1+i)^N - 1} \quad [6.4]$$

6.1.2. Indicadores económicos

Num aproveitamento hidroelétrico, os custos estão sobretudo associados à potência instalada, altura de queda, energia produzida e ao número de horas de utilização do aproveitamento. Assim, podem ser utilizados indicadores económicos apresentados seguidamente.

Período de utilização

A partir da produção anual de energia (E_a), expressa em MWh, é possível quantificar o número de horas anuais (h_{anual}), em que o aproveitamento produzia a mesma energia, com a potência nominal instalada (P_N), expressa em MW (Castro, 2012).

$$h_{anual} = \frac{E_a}{P_N} \quad [6.5]$$

Custo por unidade de potência instalada

O custo por unidade de potência instalada (C_p), expresso em €/kW, é calculado tendo em conta o investimento total no ano 0 (I_0) e a potência nominal instalada (P_N), em kW (Castro, 2012):

$$C_P = \frac{I_0}{P_N} \quad [6.6]$$

Para uma central até 10 MW e com queda média, que de acordo com Castro (2012) se situa entre 20 m a 150 m, o custo máximo por unidade de potência instalada do aproveitamento deverá ser 2 000€/kW.

Devido às economias de escala e ao facto de cada instalação possuir um determinado número de equipamentos, cujo custo não varia significativamente com a dimensão da central, o custo por unidade de potência instalada (C_P) aumenta à medida que diminui a dimensão da central (Castro, 2012).

Custo por unidade de energia produzida

O custo por unidade de energia produzida (C_E) num sistema hidroelétrico, expresso em €/MWh, tendo em conta o investimento total (I_0) é dado por (ESHA, 2004):

$$C_{E0} = \frac{I_0}{E_a} \quad [6.7]$$

em que E_a é produção anual de energia em MWh.

Procedeu-se ainda ao cálculo deste custo, considerando o investimento total atualizado (I_t) e acrescido dos custos de operação e manutenção atualizadas (D_{at}):

$$C_E = \frac{I_t + D_{at}}{E_a} \quad [6.8]$$

Custo unitário médio anual da energia produzida

O custo unitário médio anual (C_m), ou seja, o custo de cada unidade de energia produzida, expresso em €/MWh, é dado por (Castro, 2012):

$$C_m = \frac{D_a}{E_a} \quad [6.9]$$

onde D_a são os custos de operação e manutenção (€).

6.1.3. Indicadores de avaliação de investimento

Relação Benefício-Custo

A relação Benefício-Custo (B/C), determinado em termos brutos ou líquidos (correspondendo neste último caso ao Índice de Rentabilidade), relaciona o *cash-flow* de exploração com o *cash-flow* de investimento. Em resumo, este critério relaciona os benefícios do projeto atualizados com os seus custos igualmente atualizados.

$$B/C = \sum_0^n \frac{B_t}{(1+i)^t} : \sum_0^n \frac{I_t}{(1+i)^t} \quad [6.10]$$

em que:

B_t – benefícios líquidos gerados pelo projeto durante a exploração, corresponde às receitas geradas subtraídas dos custos de exploração ($B_t = R_t - D_a$);

I_t – custos do investimento.

Segundo este critério o projeto aprova-se quando $B/C > 1$. Muitos investidores, consideram o projeto é aceite quando o rácio B/C for superior a 1.1 (Benefícios superiores em 10% aos custos).

Valor Líquido Atualizado

O Valor Líquido Atualizado (VLA) ou *cash-flow* atualizado, traduz o resultado da atualização dos fluxos monetários (entradas e saídas) durante a vida útil do empreendimento.

$$VLA = \sum_0^n \frac{B_t}{(1+i)^t} - \sum_0^n \frac{I_t}{(1+i)^t} \quad [6.11]$$

A decisão de investir com base no critério VAL segue os seguintes critérios:

- $VLA > 0 \Rightarrow$ o projeto tem viabilidade económica. Os benefícios gerados pelo projeto permitirão recuperar o investimento, remunerar o capital investido à taxa i (rendimento mínimo exigido pelo investidor) e ainda proporcionar um excedente correspondente ao VLA;
- $VLA = 0 \Rightarrow$ é indiferente realizar ou não o projeto. Todo o investimento inicial é recuperado e remunerar o capital investido à taxa i , no entanto não é criado um excedente;
- $VLA < 0 \Rightarrow$ o projeto é economicamente inviável. O projeto não remunera o capital à taxa i , pelo que o projeto deve ser rejeitado.

Taxa Interna de Rentabilidade

A Taxa Interna de Rentabilidade (TIR) traduz o valor da taxa de atualização que anula o VLA do projeto (ou que torna o *cash-flow* total atualizado igual a zero).

$$\sum_0^n \frac{B_t}{(1+TIR)^t} - \sum_0^n \frac{I_t}{(1+TIR)^t} = 0 \quad [6.12]$$

A obtenção de uma TIR superior à taxa de atualização considerada na avaliação do VAL indica que o projeto tem capacidade para gerar uma taxa de rentabilidade superior ao custo de oportunidade e o contrário indica que a rentabilidade mínima exigida não é alcançada. Portanto, se:

- $TIR > i \Rightarrow$ o projeto tem viabilidade económica;
- $TIR < i \Rightarrow$ recusa-se o projeto.

Período de Recuperação do Investimento

O Período de Recuperação do Investimento (PR), traduz o período de tempo necessário para que, no período de exploração, seja recuperado o investimento aplicado. Para muitos investidores, o projeto é aceite quando PR é inferior a cerca de metade do período de vida útil do projeto.

$$\sum_0^{PR} \frac{B_t}{(1+i)^t} = \sum_0^{PR} \frac{I_t}{(1+i)^t} \quad [6.13]$$

6.1.4. Estimativas de custo

Verbas admitidas para a determinação dos custos

Com base nos estudos de dimensionamento dos diversos componentes do aproveitamento (**capítulo 4**), procedeu-se a uma estimativa preliminar de custo. O custo de algumas componentes varia significativamente com a variação do caudal de dimensionamento, sendo que a outras componentes pode ser atribuída uma verba global, de acordo com o apresentado nas tabelas abaixo.

Além dos custos das obras, é necessário considerar outros custos diretos e indiretos, bem como os custos de operação e exploração durante toda a vida útil do aproveitamento. As verbas admitidas apresentam-se nos quadros seguintes.

Quadro 6.1 – Verbas admitidas para os custos de investimento.

CUSTOS DE INVESTIMENTO (I)			
Custos directos	Obras	Açudes	Verba global
		Canal de adução e túnel/ Conduatas	Variável com caudal
		C. Carga/Chaminé de equilíbrio	Verba global
		Conduata forçada	Variável com caudal
		Central	Variável com caudal
	Acessos	Verba global	
	Ligação à rede eléctrica	Verba global	
	Imprevistos e estaleiros	10% (Custos Obras+Acessos+Rede electrica)	
	Reposição de equipamentos no ano 24	50% (Custos Equipamentos central)	
	Custos indirectos	Estudos e Projectos	5% (Custos Directos - Custos Equipamentos ano 24)
Fiscalização e consultoria		3.5% (Custos Directos - Custos Equipamentos ano 24)	
Aquisição de terrenos		Verba global	

Admitiu-se que os custos unitários no cálculo dos custos das diversas componentes, são os praticados em Portugal, obtidos com base em valores de obras executadas, e apresentam-se no **capítulo 6.1.4.2**.

Quadro 6.2 – Verbas admitidas para os custos de exploração.

CUSTOS DE EXPLORAÇÃO (C)	
Operação / Exploração	0.5% (Custos Investimento)
Manutenção e Conservação	5.3% Receitas
Administrativos	1.8% Receitas

A estimativa das receitas médias anuais obtidas ao longo da exploração do aproveitamento é dada pela multiplicação da energia média anual prevista ser produzida (E_a) pela tarifa considerada (0.07€/kWh).

Determinação do custo das componentes

Açudes

O custo dos açudes foi determinado multiplicando o volume de betão, obtido no seu dimensionamento (**capítulo 4**), pelos respetivos custos unitários compostos (**Quadro 6.3**), que incluem o custo de material e aplicação do betão, das armaduras e das cofragens. Na fase de dimensionamento, teve-se em consideração não só as verificações de segurança indicadas no **capítulo 4**, bem como a redução do custo total, na determinação da inclinação do paramento de jusante.

Quadro 6.3 – Custos unitários adotados para os trabalhos nos açudes.

Açudes	Custo unitário
Escavação	20 €/m ³
Betão (inclui armaduras e cofragem)	250 €/m ³

Canal de adução

O custo do canal é determinado multiplicando as quantidades obtidas no seu dimensionamento (**capítulo 4**), pelos respetivos custos unitários (**Quadro 6.4**).

Quadro 6.4 – Custos unitários adotados para o canal de adução.

Canal	Custo unitário
Escavação	20 €/m ³
Betão de regularização	90 €/m ³
Betão estrutural	110 €/m ³
Armaduras	1.1 €/kg
Cofragens	20 €/m ²

Túneis

Na determinação do custo dos túneis teve-se em conta o volume de escavação e de betão a aplicar. Tendo em consideração o grau de dificuldade e as metodologias implicadas na execução de um túnel, admitiram-se os custos unitários apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.5 – Custos unitários adotados para os túneis.

Túneis	Custo unitário
Escavação	100 €/m ³
Betão projectado	190 €/m ²

No que diz respeito à execução do túnel no canal, admitiu-se que as paredes e laje são revestidas numa espessura de 0.1m de betão armado. O custo considerado para esta estrutura foi de 400 €/m³.

Câmara de carga e chaminé de equilíbrio

O custo destas componentes foi obtido determinando o volume de betão e escavação e multiplicando-se as quantidades obtidas pelos respetivos custos unitários (**Quadro 6.6**).

Quadro 6.6 – Custos unitários adotados para a câmara de carga e para a chaminé de equilíbrio.

Câmara de carga e Chaminé de equilíbrio	Custo unitário
Escavação	20 €/m ³
Betão (inclui armaduras e cofragem)	400 €/m ³

Conduatas

O custo total das conduatas corresponde à soma do custo dos equipamentos (conduta forçada) com o custo de construção civil (escavações e maciços de apoio em betão armado).

O custo das conduatas é estimado aplicando às quantidades de aço da conduta (**capítulo 4**) e de escavação, os respetivos custos unitários (**Quadro 6.7**). O custo de betão admitido foi um custo composto, que inclui material e aplicação de betão, cofragens e armaduras. No custo do aço são ainda incluídos os acessórios da conduta, nomeadamente curvas, soldaduras e válvulas de segurança. Por este motivo, foi considerado um custo ligeiramente inferior no aço da conduta em baixa pressão, uma vez que a sua instalação é mais acessível e requer acessórios menos dispendiosos.

Quadro 6.7 – Custos unitários adotados para o as conduatas.

Conduatas	Custo unitário
Escavação	20 €/m ³
Betão (inclui armaduras e cofragem)	250 €/m ³
Aço (Conduta forçada)	6 €/kg
Aço (Conduta baixa pressão)	4.8 €/kg

Central

No edifício da central, incluindo obras de construção civil, equipamentos elétricos e mecânicos, o custo foi determinado através da equação proposta por Gordon em 1982 (Aggidis et al., 2010):

$$C = k \left(\frac{P_N}{H_N^{0.3}} \right)^{0.82} \quad [6.14]$$

em que:

C – custo da central em US\$;

P_N – potência instalada (MW);

H_N – queda nominal (m);

k – coeficiente que tem em conta a queda e o factor de carga e pode ser obtido através do

Quadro 6.8.

Quadro 6.8 – Coeficiente k da equação do custo da central (Aggidis et al., 2010).

Coeficiente k	Factor de carga		
	Mínimo	Médio	Máximo
Queda < 350 m	1.8x10 ⁶	3.0x10 ⁶	4.2x10 ⁶
Queda > 350 m	3.0x10 ⁶	5.0x10 ⁶	7.0x10 ⁶

O fator de carga é definido pela relação entre a energia efetivamente produzida num determinado período de tempo e aquela que se produziria com a central a trabalhar à sua potência nominal no mesmo período. O fator de carga dos aproveitamentos hidroelctricos é geralmente 60%.

Esta equação não considera outros fatores que afetam o custo, tais como localização, custo da elaboração do projeto, etc., e é aplicável a aproveitamentos com potências instaladas entre 0.4 MW e 25000 MW e quedas entre 5.5 m e 1100 m.

A universidade de Lancaster (Reino Unido) apresenta ainda uma ferramenta online (cujo link se apresenta na bibliografia), para determinação dos custos dos equipamentos e do projeto, com base em equações aí definidas. A equação para o custo da central, proposta pela referida Universidade é definida em função da queda, sendo para quedas entre 30 m e 200 m:

$$C_{EC} = 45500 \cdot \left(\frac{P_N}{H_N^{0.3}} \right)^{0.6} \quad [6.15]$$

em que:

C_{EC} – custo da central em £;

P_N – potência instalada (kW).

A determinação do custos dos equipamentos electromecânicos é determinada pela **equação [6.16]** e o custo das turbinas pela **equação [6.17]** (Universidade de Lancaster).

$$C_{EM} = 12000 \cdot \left(\frac{P_N}{H_N^{0.2}} \right)^{0.56} \quad [6.16]$$

$$C_t = 16500 \cdot \left(\frac{P_N}{H_N^{0.5}} \right)^{0.52} \quad [6.17]$$

em que:

C_{EM} – custo dos equipamentos eletro-mecânicos na central em £;

C_t – custo da turbina Francis para um caudal superior a 10 m³/s, em £.

Equipamentos hidromecânicos

Os estudos preveem ainda a instalação de comportas, grelhas e limpa-grelhas automáticos, sendo admitido para este último um custo global unitário (**Quadro 6.9**).

Quadro 6.9 – Custos adotados para as comportas, grelhas e limpa-grelhas.

Dispositivo	Custo unitário
Comportas	5 000 €/m ²
Grelhas	5 000 €/m ²
Limpa - grelhas na tomada de água	60 000 €/un
Limpa - grelhas na câmara de carga	120 000 €/un

Determinação de outros custos

No que diz respeito aos acessos (**Quadro 6.10**), considerou-se uma largura total de faixa de 4.0 m, resultando num montante global de aproximadamente 600 000€ em ambas as soluções (Solução 1: aproximadamente 2.4 km de novos acessos e 7 km de acessos a alargar/melhorar; Solução 2: aproximadamente 2.2 km de novos acessos e 7 km de acessos a alargar/melhorar).

Na ligação à rede elétrica obteve-se um custo total de 1 750 000€ (para uma extensão de linha admitida de 10 km para ambas as soluções) e na aquisição de terrenos obteve-se um montante global de 127 000 €, calculando-se uma área total de terrenos a adquirir, para ambas as soluções, de aproximadamente 63 500 m², (**Quadro 6.10**).

Quadro 6.10 – Custos unitários adotados para os acessos, ligação à rede elétrica e aquisição de terrenos.

Outros custos		Custo unitário
Acessos	Novos	22 €/m ²
	A alargar/melhorar	12 €/m ²
Ligação à rede	Linha	75 000 €/km
	Interligação	1 000 000 €
Aquisição de terrenos		2 €/m ²

6.2. Solução 1

6.2.1. Custos das componentes

O custo das diversas componentes foi efetuado tendo em conta os custos unitários apresentados anteriormente, e apresentam-se nos quadros seguintes.

Quadro 6.11 – Custo do açude Cieneguilla.

Açude Cieneguilla		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
Soleira descarregadora e encontros	escavação	2462 m ³	20 €/m ³	49 240 €	624 760 €
	betão	1794 m ³	250 €/m ³	448 500 €	
Obra de dissipação	escavação	576 m ³	20 €/m ³	11 520 €	
	betão	382 m ³	250 €/m ³	95 500 €	
Comporta da descarga de fundo		4 m ²	5000 €/m ²	20 000 €	

Quadro 6.12 – Custo do açude Matadero.

Açude Matadero		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
Soleira descarregadora e encontros	escavação	3275 m ³	20 €/m ³	65 500 €	1 358 250 €
	betão	1801 m ³	250 €/m ³	450 250 €	
Comportas sobre a soleira descarregadora		160 m ²	5000 €/m ²	797 500 €	
Comporta da descarga de fundo		9 m ²	5000 €/m ²	45 000 €	

Quadro 6.13 – Custo do túnel entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero – solução 1.

Túnel entre o açude Cieneguilla e o Matadero		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
L=700 m B=2.8 m h=2.4 m r=1.4 m	Escavação	6859 m ³	100 €/m ³	685 913 €	1 288 690 €
	Betão projectado	3173 m ³	190 €/m ³	602 776 €	

Quadro 6.14 – Custo do túnel e canal entre o açude Matadero e a câmara de carga – solução 1.

Canal e túnel entre o açude Matadero e a câmara de carga		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
Túnel L= 1200 m B= 2.7 m h= 2.9 m r= 1.5 m	Escavação	14769 m ³	100 €/m ³	1 476 860 €	3 730 614 €
	Betão projectado	1822 m ²	190 €/m ²	346 199 €	
	Betão armado	1069 m ³	400 €/m ³	427 680 €	
Canal L= 1470 m B= 2.7 m ht _m = 3.7 m	Escavação	2164 m ³	20 €/m ³	43 274 €	
	Betão de regularização	456 m ³	90 €/m ³	41 013 €	
	Betão armado (armadura:75kg/m ³)	5167 m ³	193 €/m ³	994 590 €	
	Cofragem	16787 m ²	20 €/m ²	335 748 €	
Comporta de isolamento na entrada do túnel		13 m ²	5 000 €/m ²	65 250 €	

Quadro 6.15 – Custo da câmara de carga – solução 1.

Câmara de carga		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
L= 20.0 m	Escavação	1040 m ³	20 €/m ³	20 800 €	541 280 €
B= 8.0 m	Betão	551 m ³	400 €/m ³	220 480 €	
h= 8.3 m	Grelha	36 m ²	5 000 €/m ²	180 000 €	
	Limpa-grelhas	1 vg	120 000 €/vg	120 000 €	

Quadro 6.16 – Custo da conduta forçada – solução 1.

Conduta forçada		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
Maciços	Escavação em vala	3975 m ³	20 €/m ³	79 500 €	938 134 €
	Betão	242 m ³	250 €/m ³	60 500 €	
D= 2.1 m L= 325 m	Conduta	133022 kg	6 €/kg	798 134 €	

Central

O custo da central foi efetuado através da equação [6.14] e [6.15] anteriormente apresentadas. Para a determinação do fator k associado à equação [6.14], procedeu-se ao cálculo do fator de carga do aproveitamento, determinando-se, para cada uma das turbinas, a energia anual produzida se as turbinas trabalhassem durante este período à sua potência nominal (E_N), tomando a equação[5.1] a seguinte forma:

$$E_N = \gamma \cdot Q_N \cdot \eta_N \cdot H_N \cdot T \quad [6.18]$$

em que, em que T representa o número de horas de um ano de produção ($T = 365 \cdot 24 = 8760 \text{ h}$).

Para a turbina 1:

$$Q_N = 4.3 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (caudal nominal da turbina 1);}$$

$$\eta_N = 0.86 \text{ (rendimento para a potência nominal, ver Quadro 5.8);}$$

$H_N = 86.3 \text{ m}$ (queda útil de dimensionamento, ver **Quadro 5.8**);

$E_{N,T1} = 27.40 \text{ GWh}$ (Energia da turbina 1).

Para a turbina 2:

$Q_N = 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal nominal da turbina 2);

$\eta_N = 0.86$ (rendimento para a potência nominal, ver **Quadro 5.8**);

$H_N = 86.6 \text{ m}$ (queda útil de dimensionamento, ver **Quadro 5.8**);

$E_{N,T2} = 66.50 \text{ GWh}$ (Energia da turbina 2).

Assim, o fator de carga será de ($E_a = 47.12 \text{ GWh}$ ver **Quadro 5.13**):

$$\text{Fator de carga} = \frac{E_a}{E_{N,T1} + E_{N,T2}} = \frac{47.12}{27.40 + 66.50} = 50.2\% \quad [6.19]$$

Considerou-se que o fator de carga é médio (aproximadamente 60%), e, portanto, do **Quadro 6.8** retira-se o valor do coeficiente $k = 3.0 \times 10^6$.

O custo da central, determinado através da **equação [6. 14]** é:

$$C_{EC} = k \left(\frac{P_N}{H_N^{0.3}} \right)^{0.82} = 3.0 \times 10^6 \left(\frac{10.778}{86.6^{0.3}} \right)^{0.82} \times 0.85 = 5\,978\,498 \text{ €} \quad [6.20]$$

em que:

$P_N = 10.778 \text{ MW}$ (potência instalada, ver **Quadro 5.8**);

$H_N = 86.6 \text{ m}$ (queda útil nominal, admitida a da turbina 2, **Quadro 5.8**).

Aplicando a **equação [6. 15]** proposta pela Universidade de Lancaster (Reino Unido), com P em kW:

$$C_{EC} = 45500 \cdot \left(\frac{P_N}{H_N^{0.3}} \right)^{0.6} = 45500 \cdot \left(\frac{10778}{86.6^{0.3}} \right)^{0.6} \times 1.14 = 6\,105\,004 \text{ €} \quad [6.21]$$

Sendo este valor obtido mais desfavorável, optou-se por adotar o custo obtido por esta metodologia (proposta pela Universidade de Lancaster).

6.2.2. Análise económica

A análise económica teve em conta a metodologia indicada no **item 6.1**. Por forma a determinar-se a distribuição dos custos, procedeu-se a um planeamento simplificado dos trabalhos para 3 anos de construção. Na figura seguinte apresenta-se o planeamento e a distribuição dos custos admitida e a análise económica apresenta-se no **Quadro 6.17**.

Quadro 6.17 – Análise económica – solução 1

	Ano							TOTAL	
	-3	-2	-1	0	...	24	...		34
1. Custos indirectos									
1.1. Estudos e Projectos	558 332 €	232 638 €	139 583 €						930 553 €
1.2. Fiscalização e assistência técnica	96 563 €	360 207 €	194 617 €						651 387 €
1.3. Terrenos	101 600 €	19 050 €	6 350 €						127 000 €
TOTAL	756 495 €	611 895 €	340 550 €						1 708 941 €
2. Custos directos									
2.1. Estaleiros e imprevistos	212 631.16 €	930 147.92 €	494 590.69 €						1 637 370 €
2.2. Acessos	420 000 €	60 000 €	120 000 €						600 000 €
2.3. Açude Cieneguilla	120 952 €	241 904 €	261 904 €						624 760 €
2.3.1 Construção Civil	120 952 €	241 904 €	241 904 €						
2.3.2 Equipamentos			20 000 €						
2.4. Açude Matadero	103 150 €	947 450 €	307 650 €						1 358 250 €
2.4.1 Construção Civil	103 150 €	309 450 €	103 150 €						
2.4.2 Equipamentos		638 000 €	204 500 €						
2.5. Túnel: Cieneguilla para Matadero		1 288 690 €							1 288 690 €
2.5.1 Construção Civil		1 288 690 €							
2.6. Túnel+canal: Matadero para c. carga	1 099 609 €	2 565 755 €	65 250 €						3 730 614 €
2.6.1 Construção Civil	1 099 609 €	2 565 755 €							
2.6.2 Equipamentos			65 250 €						
2.7. Câmara de carga		104 099 €	474 148 €						578 247 €
2.7.1 Construção Civil		104 099 €	156 148 €						
2.7.2 Equipamentos			318 000 €						
2.8. Condução forçada	70 000 €	506 880 €	361 253 €						938 134 €
2.8.1 Construção Civil	70 000 €	28 000 €	42 000 €						
2.8.2 Equipamentos		478 880 €	319 253 €						
2.9. Central	732 600 €	3 296 702 €	2 075 701 €			1 831 501 €			7 936 505 €
2.9.1 Construção Civil	732 600 €	1 465 201 €	244 200 €						
2.9.2 Equipamentos		1 831 501 €	1 831 501 €			1 831 501 €			
2.10. Rede eléctrica		350 000 €	1 400 000 €						1 750 000 €
TOTAL	2 758 943 €	10 291 627 €	5 560 498 €			1 831 501 €			20 442 569 €
3. Custos O&M									
3.1. Exploração				101 600 €	...	101 600 €	...	101 600 €	3 556 001 €
3.2. Manutenção				174 815 €	...	174 815 €	...	174 815 €	6 118 532 €
3.3. Administrativos				59 371 €	...	59 371 €	...	59 371 €	2 077 992 €
TOTAL				335 786 €	...	335 786 €	..	335 786 €	11 752 525 €
4. Receitas				3 298 400 €	...	3 298 400 €	...	3 298 400 €	115 444 000 €

DADOS GERAIS	
Período análise (anos)	35
Valor do kWh - Tarifa (€/kWh)	0.07
P _N -Potência nominal(kW)	10778
Q _N - Caudal nominal (m ³ /s)	14.7
H _N -Queda útil de dimensionamento (m)	86.6
E _a -Energia anual média produzível (GWh)	47.12

ANÁLISE ECONÓMICA				
ha - Período de utilização (horas)	4372			
C _p -Custo por unidade de potência (€/kW)	1885			
C _a - Custo unitário médio anual (€/MWh)	7.13			
C _{ED} - Custo por unidade de energia (€/MWh)	431			
	Taxa de actualização			
	7%	8%	9%	10%
C _E (€/MWh)	596.71	594.97	595.04	596.60
B/C	1.75	1.57	1.41	1.28
VAL (€)	17 578 875	13 481 954	9 952 173	6 879 701
TIR	12.8%			
PR (anos)	10	11	12	14

Ano	CASH-FLOW ACUMULADO DESCONTADO (€)			
-3	-4 306 562	-4 428 439	-4 552 594	-4 679 048
-2	-16 790 005	-17 146 308	-17 507 069	-17 872 310
-1	-23 104 127	-23 519 440	-23 939 211	-24 363 463
0	-20 141 513	-20 556 826	-20 976 598	-21 400 849
1	-17 372 715	-17 813 665	-18 258 603	-18 707 564
2	-14 785 054	-15 273 702	-15 765 031	-16 259 123
3	-12 366 679	-12 921 883	-13 477 350	-14 033 268
4	-10 106 515	-10 744 274	-11 378 560	-12 009 763
5	-7 994 213	-8 727 969	-9 453 064	-10 170 213
6	-6 020 098	-6 861 020	-7 686 554	-8 497 895
7	-4 175 131	-5 132 363	-6 065 903	-6 977 605
8	-2 450 863	-3 531 756	-4 579 067	-5 595 524
9	-839 398	-2 049 711	-3 214 998	-4 339 087
10	666 645	-677 448	-1 963 558	-3 196 871
11	2 074 161	593 166	-815 448	-2 158 493
12	3 389 597	1 769 661	237 864	-1 214 513
13	4 618 976	2 859 008	1 204 205	-356 350
14	5 767 929	3 867 662	2 090 757	423 799
15	6 841 716	4 801 602	2 904 107	1 133 025
16	7 845 256	5 666 360	3 650 300	1 777 776
17	8 783 144	6 467 063	4 334 881	2 363 914
18	9 659 674	7 208 454	4 962 936	2 896 766
19	10 478 862	7 894 927	5 539 134	3 381 177
20	11 244 457	8 530 551	6 067 756	3 821 550
21	11 959 967	9 119 091	6 552 730	4 221 890
22	12 628 668	9 664 036	6 997 660	4 585 835
23	13 253 622	10 168 614	7 405 853	4 916 694
24	13 847 617	10 346 990	7 548 831	5 031 531
25	14 022 476	10 779 584	7 892 399	5 304 969
26	14 532 625	11 180 135	8 207 599	5 553 548
27	15 009 399	11 551 015	8 496 773	5 779 529
28	15 454 983	11 894 423	8 762 071	5 984 967
29	15 871 416	12 212 392	9 005 463	6 171 728
30	16 260 606	12 506 809	9 228 758	6 341 511
31	16 624 335	12 779 417	9 433 617	6 495 860
32	16 964 269	13 031 832	9 621 560	6 636 176
33	17 281 964	13 265 549	9 793 985	6 763 737
34	17 578 875	13 481 954	9 952 173	6 879 701

6.3. Solução 2

6.3.1. Custos das componentes

Na solução 2 os açudes são iguais aos da solução 1, com exceção da zona da tomada de água que na solução 1 não se encontra no corpo do açude. Assim, determinou-se os custos associados às tomadas de água. Estes custos e os custos das restantes componentes, apresentam-se nos quadros 6.18 a 6.22, tendo os custos dos açudes sido apresentados nos quadros 6.11 e 6.12.

Quadro 6.18 – Custo da tomada de água do açude Cieneguilla – solução 2.

Tomada de água Cieneguilla	Quantidade	Custo unitário	Custo total
Escavação	237 m ³	20 €/m ³	4 742 €
Betão	131 m ³	250 €/m ³	32 770 €
Comporta de isolamento	6 m ²	5000 €/m ²	31 250 €
Grelha	6 m ²	5000 €/m ²	31 250 €
Limpa grelhas	1 vg	60000 €/vg	60 000 €
			160 012 €

Quadro 6.19 – Custo da tomada de água do açude Matadero – solução 2.

Tomada de água Matadero	Quantidade	Custo unitário	Custo total
Escavação	745 m ³	20 €/m ³	14 898 €
Betão	554 m ³	250 €/m ³	138 420 €
Comporta de isolamento	16 m ²	5000 €/m ²	80 000 €
Grelha	16 m ²	5000 €/m ²	80 000 €
Limpa grelhas	1 vg	60000 €/vg	60 000 €
			373 318 €

Quadro 6.20 – Custo da conduta em baixa pressão – solução 2.

Conduta em baixa pressão		Quantidade	Custo unitário	Custo total	
Troço 1	L= 790 m	Conduta	192423 kg	4.8 €/kg	923 632 €
	D= 1.4 m	Escavação em vala	6415 m ³	20 €/m ³	128 296 €
Troço 2	L= 495 m	Conduta	155017 kg	4.8 €/kg	744 084 €
		(L=330m) Escavação em vala	3465 m ³	20 €/m ³	69 300 €
	D= 1.8 m	Túnel Escavação	1869 m ³	100 €/m ³	186 892 €
		(L=120m) Betão projectado	188 m ²	190 €/m ²	35 814 €
Troço 3	L= 2025 m	Conduta	1190915 kg	4.8 €/kg	5 716 392 €
	D= 2.4 m	Escavação em vala	36450 m ³	20 €/m ³	729 000 €
				8 533 410 €	

Quadro 6.21 – Custo da chaminé de equilíbrio - solução 2.

Chaminé de equilíbrio		Quantidade	Custo unitário	Custo total
D= 15.5 m	Escavação	566 m ³	20 €/m ³	11 322 €
	H= 17.8 m	Betão	867 m ³	400 €/m ³
				358 028 €

Quadro 6.22 – Custo da conduta forçada – solução 2.

Conduta forçada		Quantidade	Custo unitário	Custo total
Maciços	Escavação em vala	4724 m ³	20 €/m ³	94 484 €
	Betão	231 m ³	250 €/m ³	57 750 €
D= 2.1 m	Conduta	316989 kg	6 €/kg	1 901 935 €
L= 560 m				
				2 054 169 €

Quadro 6.23 – Análise económica – solução 2

	Ano						TOTAL		
	-3	-2	-1	0	...	24		...	34
1. Custos indirectos									
1.1. Estudos e Projectos	713 293 €	297 206 €	178 323 €					1 188 822 €	
1.2. Fiscalização e assistência técnica	160 055 €	461 083 €	211 037 €					832 176 €	
1.3. Terrenos	101 600 €	19 050 €	6 350 €					127 000 €	
TOTAL	974 948 €	777 339 €	395 711 €					2 147 998 €	
2. Custos directos									
2.1. Estaleiros e imprevistos	377 545 €	1 192 165 €	537 240 €					2 106 950 €	
2.2. Acessos	420 000 €	60 000 €	120 000 €					600 000 €	
2.3. Açude Cieneguilla	120 952 €	241 904 €	261 904 €					624 760 €	
2.3.1. Construção Civil	120 952 €	241 904 €	241 904 €						
2.3.2. Equipamentos			20 000 €						
2.4. Açude Matadero	103 150 €	947 450 €	307 650 €					1 358 250 €	
2.4.1. Construção Civil	103 150 €	309 450 €	103 150 €						
2.4.2. Equipamentos		638 000 €	204 500 €						
2.5. Tomada de água Cieneguilla	- €	160 012 €	- €					160 012 €	
2.5.1. Construção Civil		37 512 €							
2.5.2. Equipamentos		122 500 €							
2.6. Tomada de água Matadero	- €	373 318 €	- €					373 318 €	
2.6.1. Construção Civil		153 318 €							
2.6.2. Equipamentos		220 000 €							
2.7. Conduta em baixa pressão	2 789 883 €	5 398 736 €	344 790 €					8 533 410 €	
2.7.1. Construção Civil	574 651 €	229 860 €	344 790 €						
2.7.2. Equipamentos	2 215 232 €	5 168 875 €	- €						
2.8. Chaminé de equilíbrio	11 322 €	69 341 €	277 365 €					358 028 €	
2.9. Conduta forçada	47 242 €	1 217 808 €	789 119 €					2 054 169 €	
2.9.1. Construção Civil	47 242 €	76 647 €	28 345 €						
2.9.2. Equipamentos		1 141 161 €	760 774 €						
2.10. Central	702 906 €	3 163 077 €	1 991 567 €			1 757 265 €		7 614 815 €	
2.10.1. Construção Civil	702 906 €	1 405 812 €	234 302 €						
2.10.2. Equipamentos		1 757 265 €	1 757 265 €			1 757 265 €			
2.11. Rede eléctrica		350 000 €	1 400 000 €					1 750 000 €	
TOTAL	4 573 000 €	13 173 811 €	6 029 635 €			1 757 265 €		25 533 712 €	
3. Custos O&M									
3.1. Exploração				129 622 €	...	129 622 €	...	129 622 €	4 536 778 €
3.2. Manutenção				165 577 €	...	165 577 €	...	165 577 €	5 795 206 €
3.3. Administrativos				56 234 €	...	56 234 €	...	56 234 €	1 968 183 €
TOTAL				351 433 €	...	351 433 €	...	351 433 €	12 300 166 €
4. Receitas				3 124 100 €	...	3 124 100 €	...	3 124 100 €	109 343 500 €

DADOS GERAIS	
Período análise (anos)	35
Valor do kWh - Tarifa (€/kWh)	0.07
P _N -Potência nominal(kW)	9764
Q _N - Caudal nominal (m ³ /s)	14.7
H _N -Queda útil de dimensionamento (m)	78.4
E _a -Energia anual média (GWh)	44.63

ANÁLISE ECONÓMICA				
h _{anual} - Período de utilização (horas)	4571			
C _p -Custo por unidade de potência (€/kW)	2655			
C _a - Custo unitário médio anual (€/MWh)	7.87			
C _{EO} -Custo por unidade de energia (€/MWh)	581			
	Taxa de actualização			
	7%	8%	9%	10%
C _e (€/MWh)	781.08	782.02	784.98	789.60
B/C	1.28	1.15	1.03	0.93
VAL (€)	8 421 844	4 421 440	949 249	-2 097 457
TIR	9.3%			
PR (anos)	17	21	29	--
Ano	CASH-FLOW ACUMULADO DESCONTADO (€)			
-3	-6 796 476	-6 988 817	-7 184 754	-7 384 320
-2	-22 769 147	-23 261 439	-23 760 116	-24 265 211
-1	-29 644 267	-30 200 812	-30 763 743	-31 333 092
0	-26 871 601	-27 428 146	-27 991 076	-28 560 425
1	-24 280 323	-24 860 862	-25 447 345	-26 039 819
2	-21 858 569	-22 483 747	-23 113 647	-23 748 359
3	-19 595 247	-20 282 715	-20 972 640	-21 665 213
4	-17 479 993	-18 244 722	-19 008 413	-19 771 445
5	-15 503 120	-16 357 692	-17 206 370	-18 049 837
6	-13 655 575	-14 610 441	-15 553 119	-16 484 739
7	-11 928 898	-12 992 617	-14 036 375	-15 061 922
8	-10 315 180	-11 494 631	-12 644 868	-13 768 453
9	-8 807 033	-10 107 608	-11 368 255	-12 592 572
10	-7 397 550	-8 823 327	-10 197 050	-11 523 589
11	-6 080 276	-7 634 177	-9 122 551	-10 551 786
12	-4 849 179	-6 533 113	-8 136 772	-9 668 329
13	-3 698 621	-5 513 610	-7 232 387	-8 865 186
14	-2 623 333	-4 569 625	-6 402 676	-8 135 056
15	-1 618 391	-3 695 564	-5 641 474	-7 471 302
16	-679 193	-2 886 249	-4 943 123	-6 867 889
17	198 562	-2 136 884	-4 302 434	-6 319 331
18	1 018 894	-1 443 027	-3 714 646	-5 820 643
19	1 785 560	-800 566	-3 175 391	-5 367 290
20	2 502 070	-205 696	-2 680 662	-4 955 151
21	3 171 705	345 111	-2 226 782	-4 580 479
22	3 797 532	855 116	-1 810 378	-4 239 868
23	4 382 418	1 327 344	-1 428 356	-3 930 221
24	4 582 601	1 487 472	-1 300 004	-3 827 132
25	5 093 462	1 892 331	-978 464	-3 571 226
26	5 570 903	2 267 200	-683 473	-3 338 584
27	6 017 109	2 614 302	-412 839	-3 127 092
28	6 434 124	2 935 692	-164 551	-2 934 826
29	6 823 858	3 233 275	63 236	-2 760 038
30	7 188 095	3 508 815	272 215	-2 601 141
31	7 528 504	3 763 945	463 939	-2 456 688
32	7 846 643	4 000 177	639 833	-2 325 368
33	8 143 969	4 218 909	801 203	-2 205 986
34	8 421 844	4 421 440	949 249	-2 097 457

7. Conclusões

Um estudo de conceção e viabilidade técnico-económica é um processo complexo e iterativo. A determinação do caudal de projeto é efetuada a partir de uma avaliação económica preliminar (estimativa da energia produzível e dos custos associados ao projeto), com base em diversos caudais admitidos em torno do caudal modular. Após a determinação do caudal de projeto, são dimensionadas as estruturas que constituem o aproveitamento e é refeita a análise económica.

Do ponto de vista técnico, apesar das duas opções serem viáveis, a solução 2 apresenta uma maior fiabilidade, uma vez que a construção do circuito hidráulico é em conduta enterrada, procedimento que não acarreta grandes riscos, nem está sujeito a grandes imprevistos. Por outro lado, a solução 1, cujo circuito é maioritariamente construído em túnel, acarreta um grande risco, uma vez que os túneis têm sempre associados graus de incerteza elevados, tendo em consideração que é impossível a execução de ensaios/sondagens em todo o seu percurso.

Em ambas as soluções, obtiveram-se percentis P50 e P90 que correspondem a aproximadamente 104% e 65% da energia elétrica anual produzível estimada. Destes percentis conclui-se que existe 50% de probabilidade da produção anual real de energia ser superior (em 4%) à estimada e 90% de probabilidade de a energia real produzível ser 65% da produção anual média estimada (47.12 GWh na solução 1 e 44.63 GWh na solução 2).

O custo por unidade de potência instalada (C_p) é de 1 881€/MW na solução 1, ou seja, inferior ao valor recomendado em centrais até 10 MW (2000 €/MW) e é superior a este valor na solução 2 (2655 €/MW).

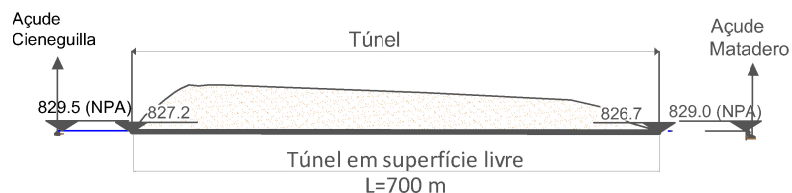
Do ponto de vista económico, observa-se que, para uma mesma taxa de atualização, os indicadores económicos obtidos na solução 1, nomeadamente benefício/custo (B/C) e valor líquido atualizado (VLA) são significativamente superiores aos obtidos para solução 2, sendo o período de recuperação (PR) na solução 1, significativamente inferior ao PR da solução 2 (para uma taxa de 9% o PR é de 11 anos para a solução 1 e de 29 anos na solução 2).

No que diz respeito à taxa interna de rentabilidade (TIR) observa-se que, para a solução 1, a TIR é de 12.8%, o que significa que o projeto é viável para todas as taxas analisadas e, para a solução 2, a TIR é de 9.3% o que significa que o projeto não é viável para a taxa de 10% e muito pouco interessante ($B/C < 1.1$) para a taxa de 9%.

Com base nos pressupostos adotados neste trabalho, conclui-se que a solução 1, apesar de tecnicamente mais arriscada, é economicamente mais favorável do que a solução 2, devendo portanto o projeto incidir na implementação desta solução.

PEÇAS DESENHADAS

Circuito entre o açude Cieneguilla e o açude Matadero

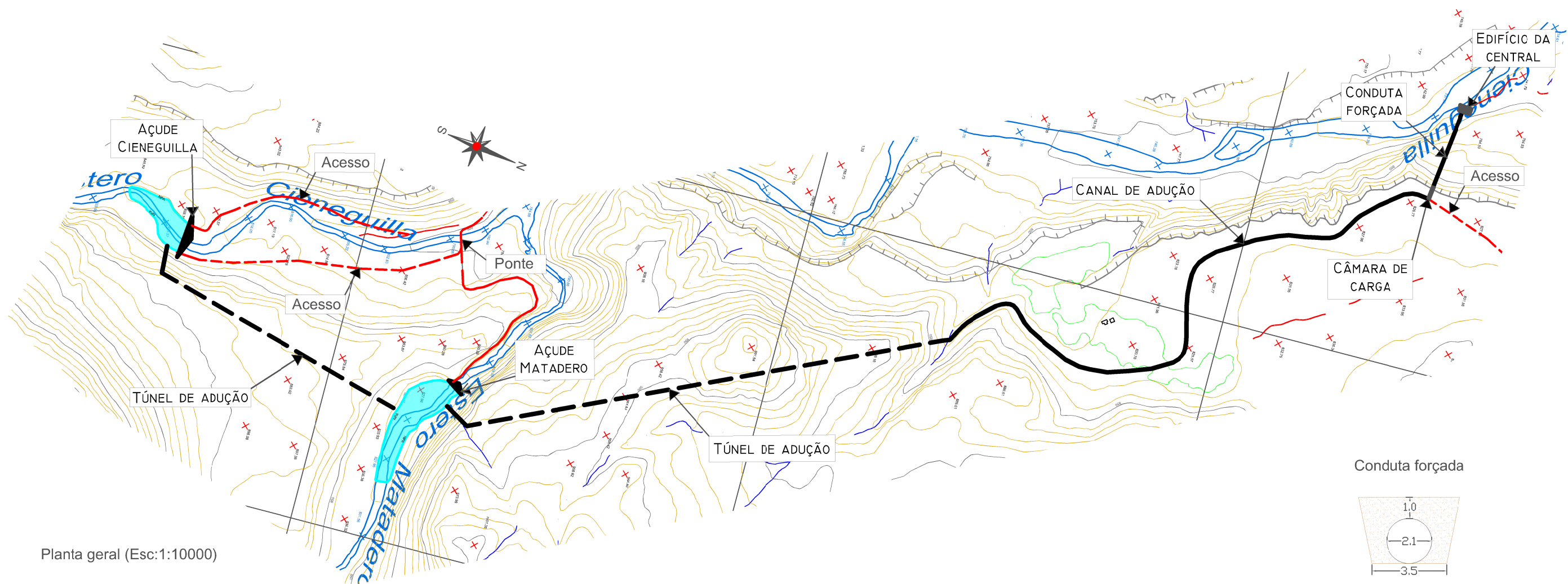


Perfil longitudinal (Esc:1:10000)

Circuito entre o açude Matadero e a câmara de carga

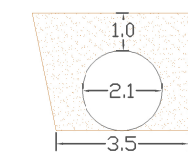


Perfil longitudinal geral (Esc:1:10000)



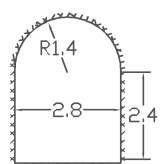
Planta geral (Esc:1:10000)

Conduta forçada



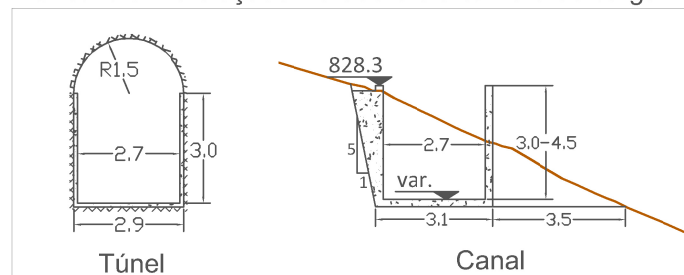
Secção transversal (Esc:1:200)

Túnel entre o Cieneguilla e o Matadero



Secção transversal (Esc:1:200)

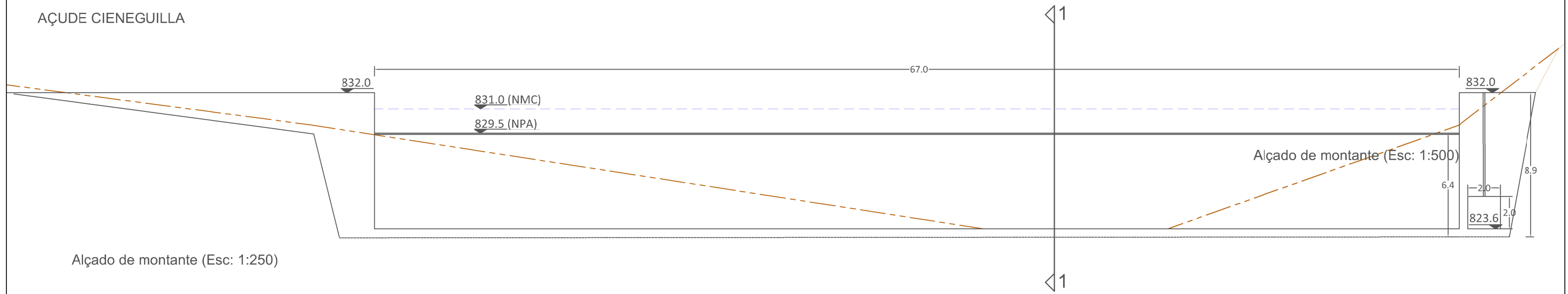
Circuito entre o açude Matadero e a câmara de carga



Secção transversal (Esc:1:200)

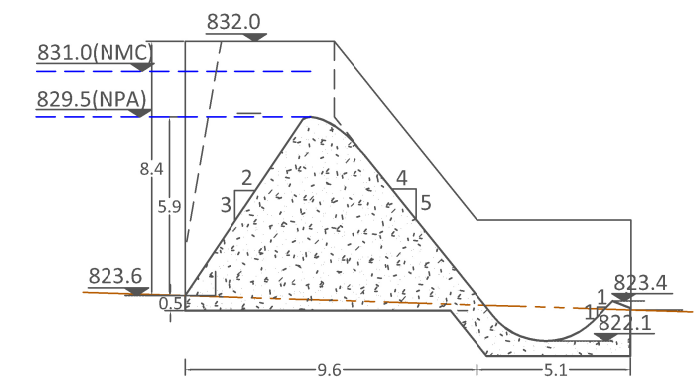
TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE			 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
SOLUÇÃO 1: CIRCUITO HIDRÁULICO PLANTA GERAL, PERFIL LONGITUDINAL E CORTES			
MESTRANDA: DIANA PINTO	ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS CO-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO	ESCALAS: 1:200 1:10000	DATA: Set.2018
		FASE: EVTE	DESENHO Nº 1

AÇUDE CIENEGUILLA



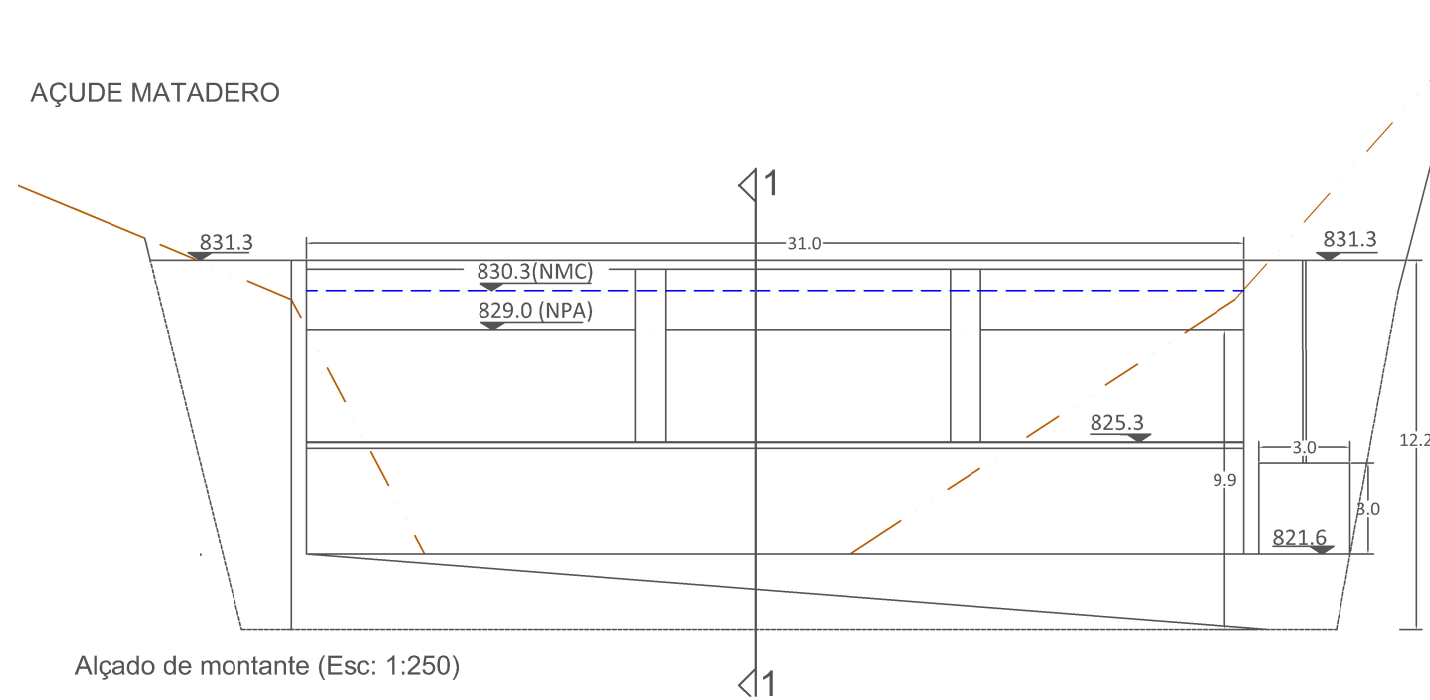
Alçado de montante (Esc: 1:250)

AÇUDE CIENEGUILLA



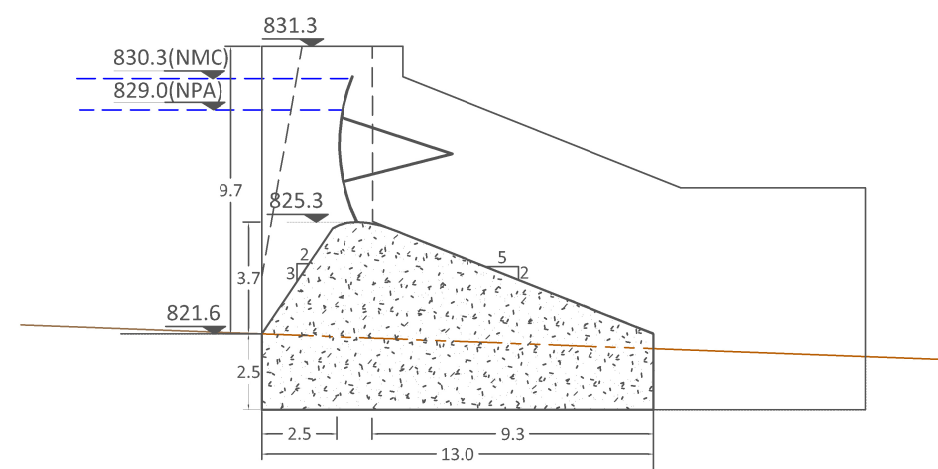
Corte 1 (Esc: 1:250)

AÇUDE MATADERO




Alçado de montante (Esc: 1:250)

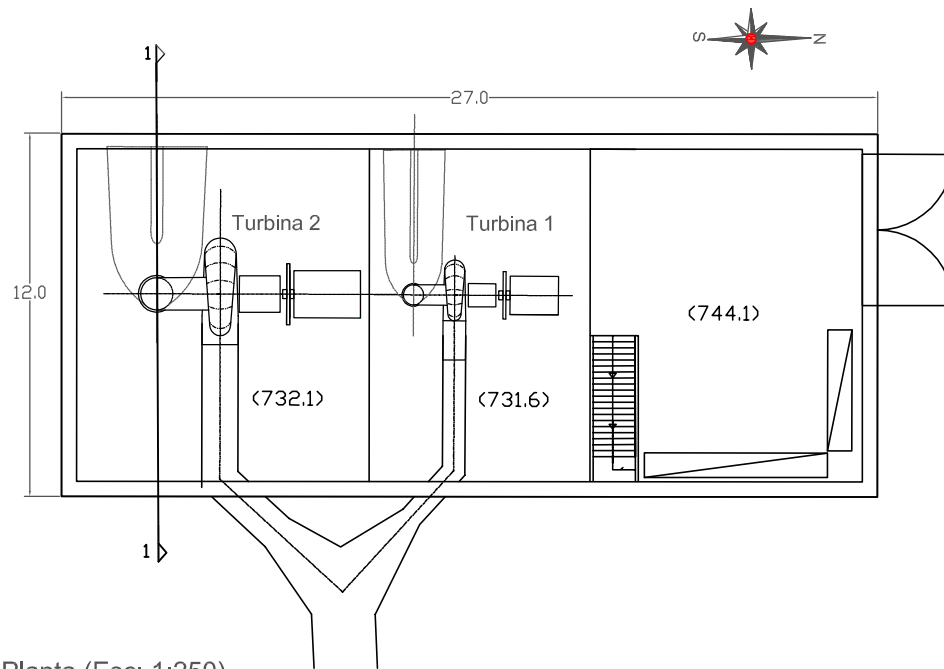
AÇUDE MATADERO



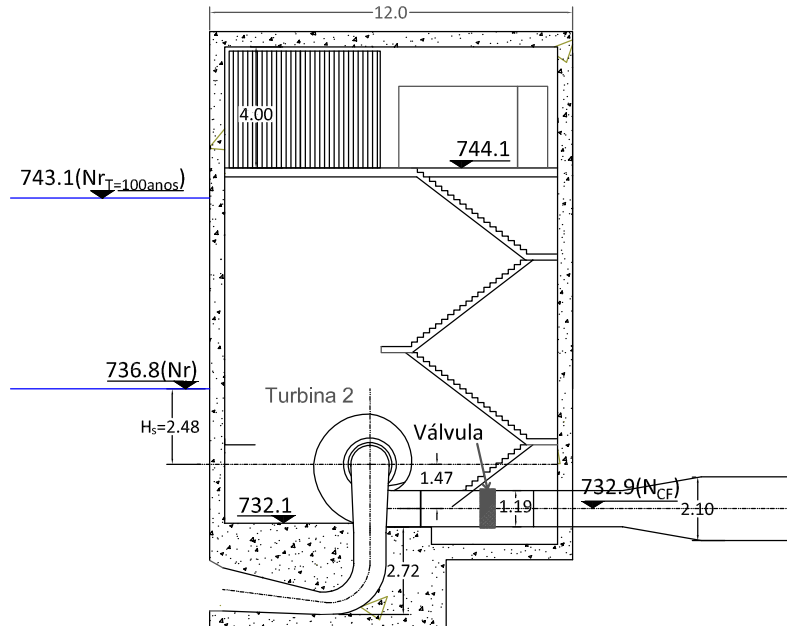
Corte 1 (Esc: 1:250)

<p>TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO</p> <p>ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE</p>		 <p>ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA</p>
<p>SOLUÇÃO 1: AÇUDES ALÇADOS E CORTES</p>		
MESTRANDA: DIANA PINTO	ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS Co-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO	<p>ESCALAS: 1:250</p> <p>FASE: EVTE</p>
		<p>DATA: Set.2018</p> <p>DESENHO Nº 2</p>

EDIFÍCIO DA CENTRAL



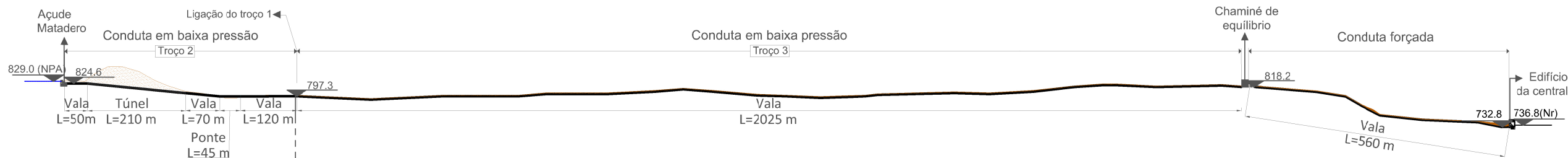
Planta (Esc: 1:250)



Corte 1 (Esc: 1:250)

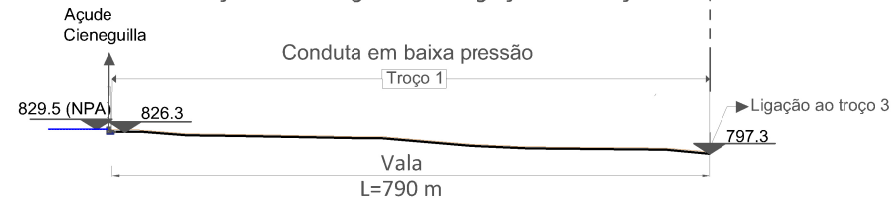
TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE		 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	
SOLUÇÃO I: EDIFÍCIO DA CENTRAL PLANTA E CORTE		ESCALAS: 1:250	DATA: Set.2018
MESTRANDA: DIANA PINTO	ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS CO-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO	FASE: EVTE	DESENHO Nº 3

Circuito entre o açude Matadero e a chaminé de equilíbrio

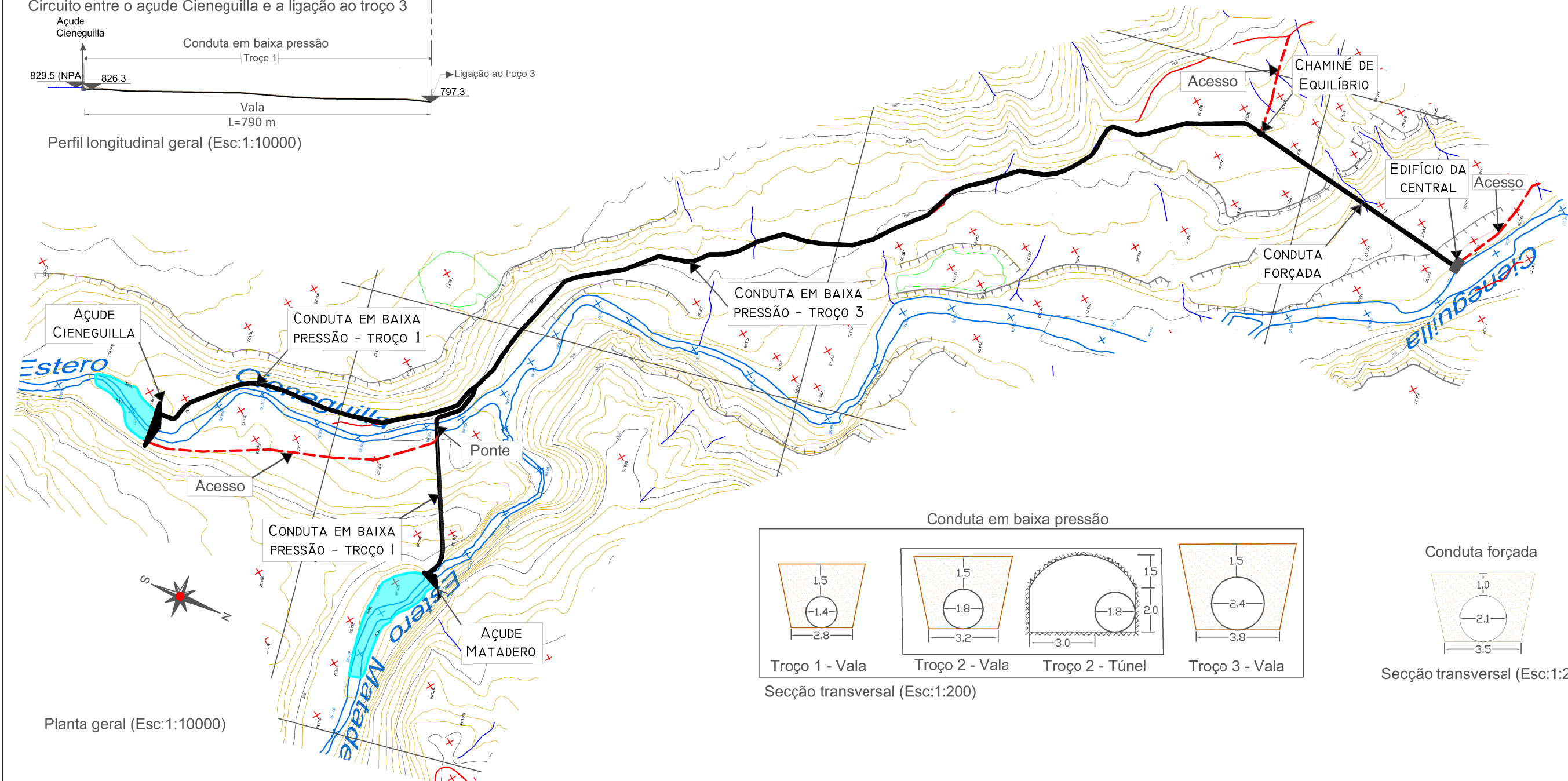


Perfil longitudinal (Esc:1:10000)

Circuito entre o açude Cieneguilla e a ligação ao troço 3

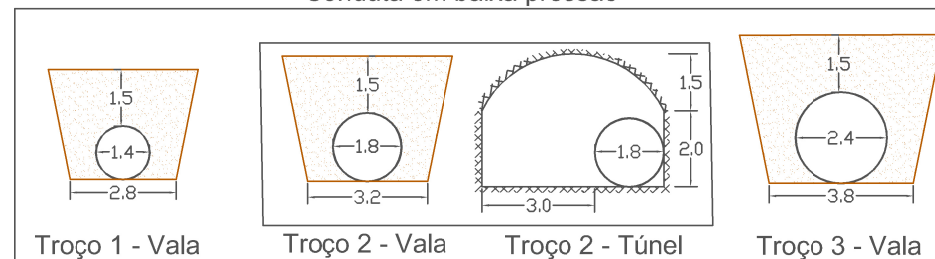


Perfil longitudinal geral (Esc:1:10000)



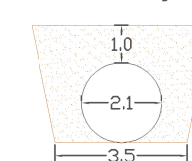
Planta geral (Esc:1:10000)

Conduta em baixa pressão



Secção transversal (Esc:1:200)

Conduta forçada



Secção transversal (Esc:1:200)

TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO
ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE



SOLUÇÃO 2: CIRCUITO HIDRÁULICO
PLANTA GERAL, PERFIL LONGITUDINAL E CORTES

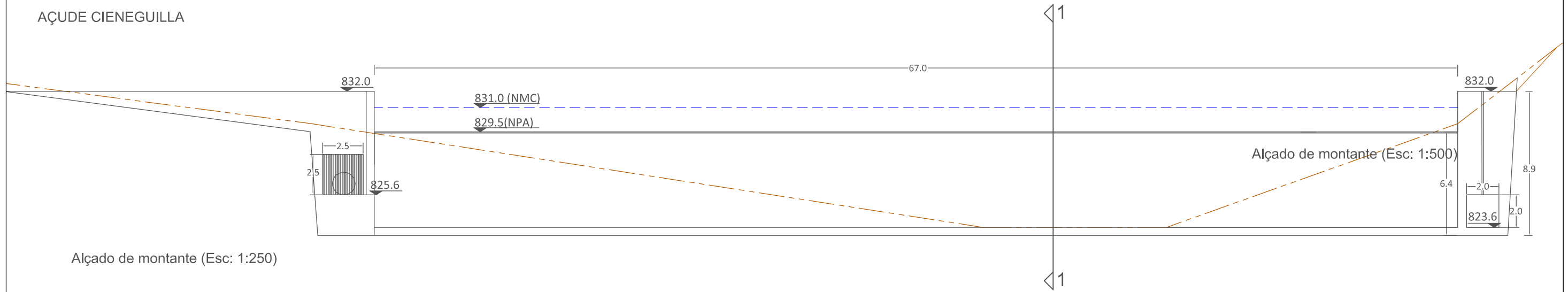
ESCALAS: 1:200 1:10000
DATA: Set.2018

MESTRANDA: DIANA PINTO

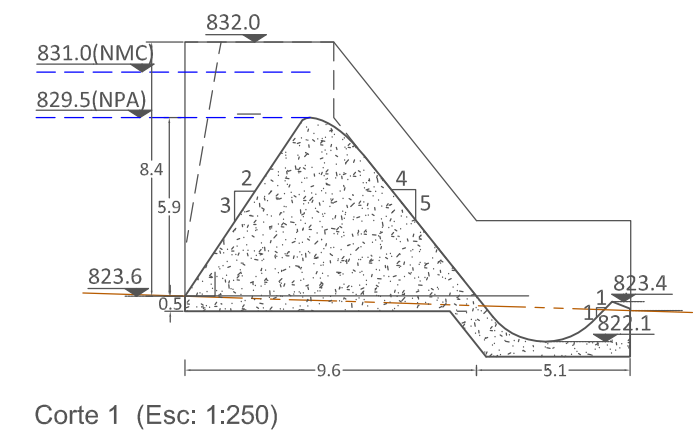
ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS
Co-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO

FASE: EVTE
DESENHO Nº 4

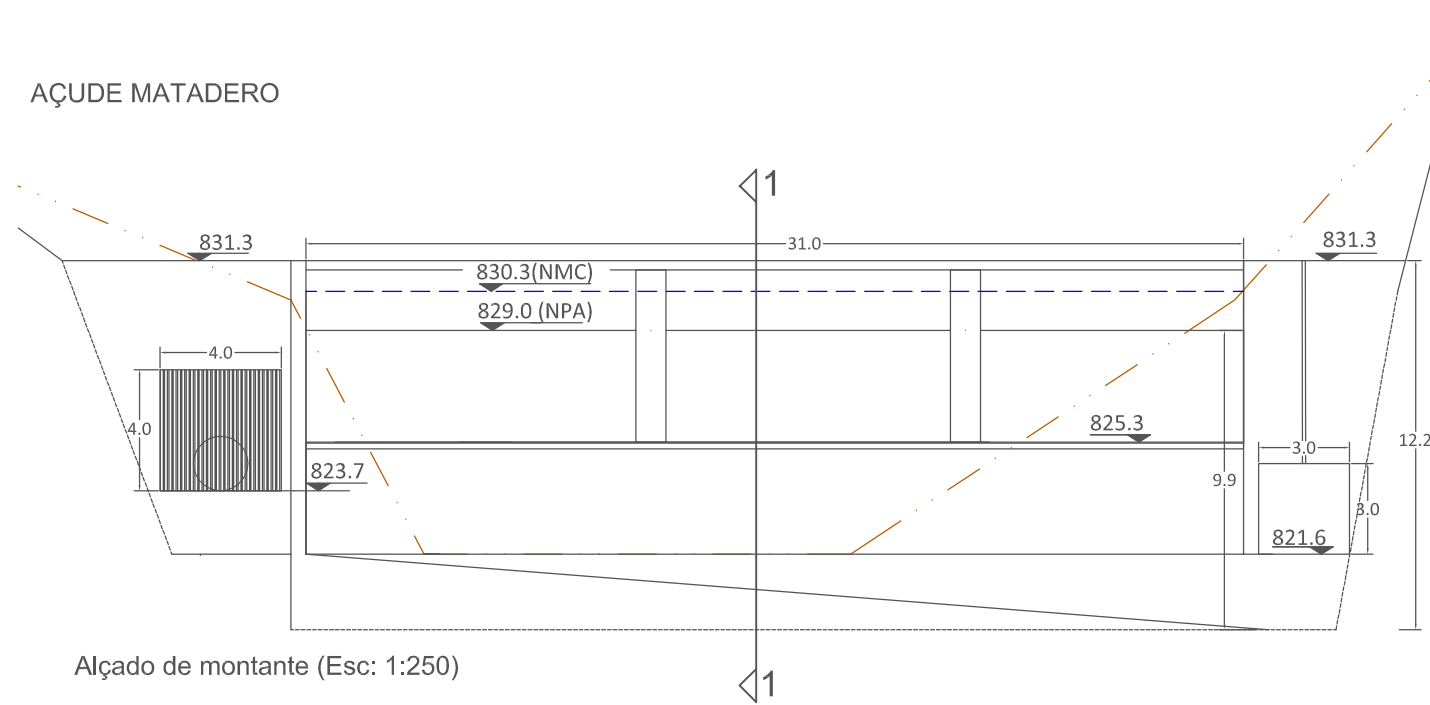
AÇUDE CIENEGUILLA



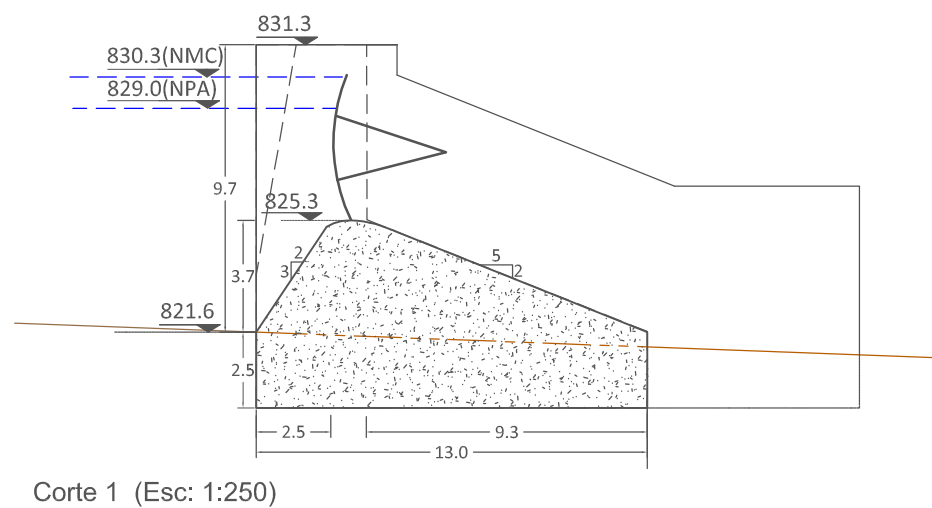
AÇUDE CIENEGUILLA




AÇUDE MATADERO

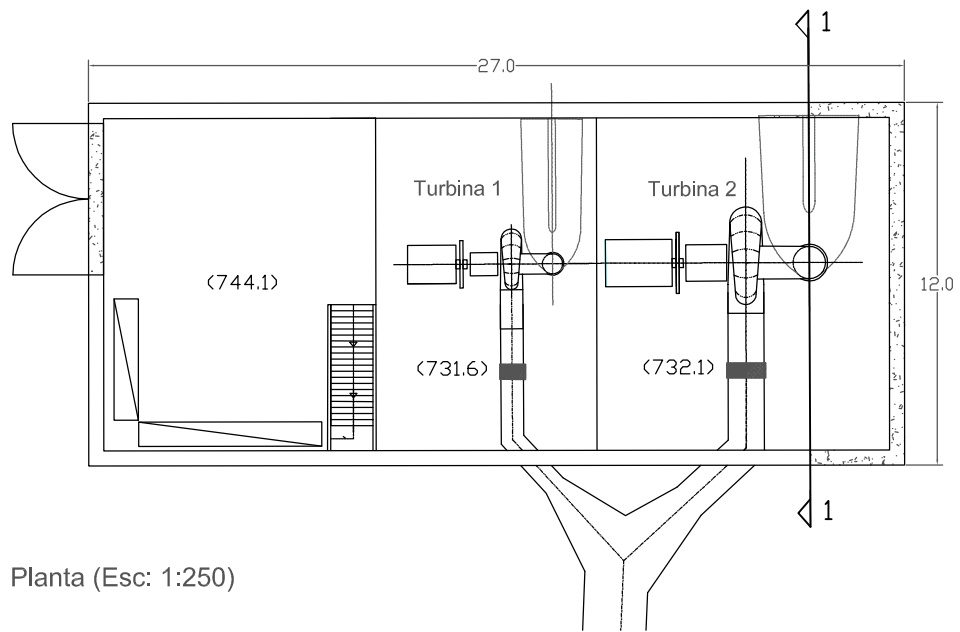


AÇUDE MATADERO

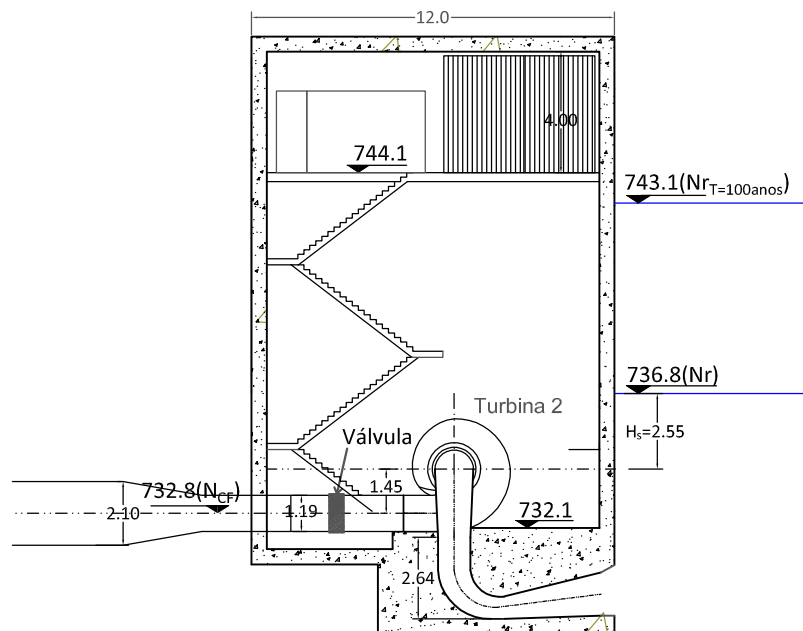


<p>TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE</p>		 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	
<p>SOLUÇÃO 2: AÇUDES ALÇADOS E CORTES</p>			
<p>MESTRANDA: DIANA PINTO</p>		<p>ESCALAS: 1:250</p>	<p>DATA: Set.2018</p>
<p>ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS CO-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO</p>		<p>FASE: EVTE</p>	<p>DESENHO Nº 5</p>

EDIFÍCIO DA CENTRAL



Planta (Esc: 1:250)



Corte 1 (Esc: 1:250)

<p>TRABALHO DE FINAL DE MESTRADO</p> <p>ESTUDO DE CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA DE UM PEQUENO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO NO CHILE</p>		 <p>ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA</p>	
<p>SOLUÇÃO 2: EDIFÍCIO DA CENTRAL</p> <p>PLANTA E CORTE</p>		<p>ESCALAS:</p> <p>1:250</p>	<p>DATA:</p> <p>Set.2018</p>
<p>MESTRANDA: DIANA PINTO</p>	<p>ORIENTADORA: DOUTORA SANDRA MARTINS</p> <p>CO-ORIENTADORA: MESTRE ELSA FAUSTINO</p>	<p>FASE:</p> <p>EVTE</p>	<p>DESENHO Nº</p> <p>6</p>

Bibliografia

Aggidis, G.A. et al. The costs of small-scale hydro power production: Impact on the development of existing potential. *Renewable Energy An International Journal*. Artigo 35 (pg. 2632-2638) Elsevier Ltd. Lancaster University. 2010.

(BUREC) Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams*, 3ª Ed. Estados Unidos da América, 1987.

(BUREC) Bureau of Reclamation. *Design of Gravity Dams – Design Manual for Concrete Gravity Dams*. Water Resources Technical Publication. Denver, Colorado, 1976.

(BUREC) Bureau of Reclamation. *Welded Steel Penstocks*. Water Resources Technical Publication. Engineering Monograph nº 3. U.S. Government Printing Office. Washington, 1977.

Castro, Rui M.G., *Energias Renováveis e Produção Descentralizada – Introdução à energia mini-hídrica*, 1ª Ed., IST, 2002.

Castro, Rui. *Uma Introdução às Energias Renováveis: Eólica, Fotovoltaica e Mini-Hídrica*. IST Press. 2ª Ed., Lisboa, 2012.

Costa, Teixeira; Lança, Rui. *Apontamentos da Unidade curricular de Hidráulica Aplicada*. Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve. Faro, 2011.

(ESHA) European Small Hydropower Association. *Guide on to Develop a Small Hydropower Plant*. 2004.

European Standard EN 10220. Norma Europeia. *Seamless and welded steel tubes – Dimensions and masses per unit length*. Bruxelas, 2002.

Eyzaguirre, Raimundo Lira. *Manual para la Modelación Financiera de Activos de Generación Eléctrica en Chile*. Internado en Empresa J.P. Morgan Chase & Co. Universidade Católica do Chile. Chile, 2011.

Gobierno de Chile. *Méritos económicos, riesgos y análisis de competencia en el mercado eléctrico chileno de las distintas tecnologías de generación de electricidad – Informe Final*. ASSET. Chile, 2017.

Inversin, Allen R., *Micro-hydropower sourcebook – A Practical Guide to Design and Implementation in Developing Countries*. NRECA International Foundation. 1ª Ed. Washington, D.C., 1986

Lencastre, Armando. *Hidráulica Geral*. Gráfica de Coimbra. 2ª Ed., 1991.

- Lencastre, A.; Franco, F.M.. Lições de Hidrologia. Universidade Nova de Lisboa, 2ª Ed. Lisboa, 1992.
- Marques, José A. A S. e Sousa, Joaquim J. O.. Hidráulica Urbana – Sistemas de Abastecimento de Água. Imprensa da Universidade de Coimbra. Coimbra, 2006.
- Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri, R. Narayanan. Hydraulic Structures. Taylor and Francis. 4ª Ed., Oxfordshire, Reino Unido. 2007.
- Penche, Celso. Layman's Guidebook on How to Develop a Small Hydro Site. ESHA, 2ª Ed. Bruxelas, 1998.
- Pinheiro, António Nascimento. Estruturas Hidráulicas: Descarregadores de Cheias em Canal de Encosta. Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura. IST, 2007.
- Pinheiro, António Nascimento. Estruturas Hidráulicas: Tomadas de Água em Albufeiras. Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura. IST, 2006.
- Pinheiro, António Nascimento. Estruturas Hidráulicas: Obras de Dissipação de Energia. Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura. IST, 2006.
- NPB, Portaria n.º 846/93 de 10 de Setembro. Normas de Projecto em Barragens. Diário da República – I Série B. 1993
- Quintela, A. Carvalho, Hidráulica, Fundação Calouste Gulbenkian, 13.ª Ed., Lisboa, 2014.
- Quintela, A. C. Hidrologia e Obras Hidráulicas. Elementos de estudo para apoio à cadeira de Saneamento Ambiental e Obras Hidráulicas 4º ano do Curso de Engenharia Civil. Lisboa, 1991.
- Quintela, A. C., Hidrologia e Recursos Hídricos. IST. Lisboa, 1996.
- Ramos, et.al. Guidelines for Design of Small Hydropower Plants. WREAN and DED. 2000.
- Ribeiro, A. Álvares. Hidráulica Aplicada – Hidrologia – Águas Superficiais. Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 1987.
- (USACE) U. S. Army Corps of Engineers. Gravity Dam Design. Washington, D.C. 1995

Villarreal, Pablo F. C. Diseño Conceptual y Evaluación Financiera de Centrales Hidroeléctricas de Pasada, para Valorizar el Beneficio de Clasificación ERNC. Faculdade de Engenharia da Universidade Andrés Bello. Chile, 2017.

Sítios da internet:

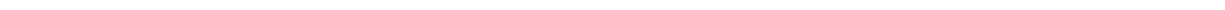
Universidade de Lancaster (Ferramenta online para cálculo dos custos de equipamentos):

<http://www.engineering.lancs.ac.uk/lureg/nwhrm/economics/emcosts.php>

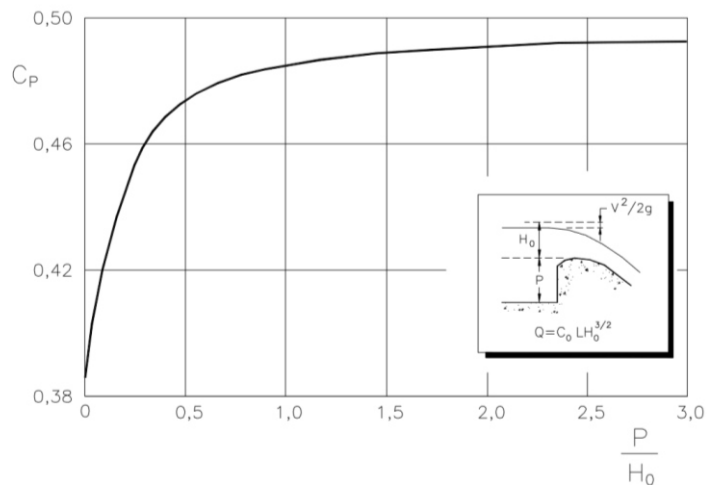
Direção Geral de Águas do Ministério de Obras Publicas de Chile (informação hidrométrica):

<http://snia.dga.cl/BNAConsultas/reportes>

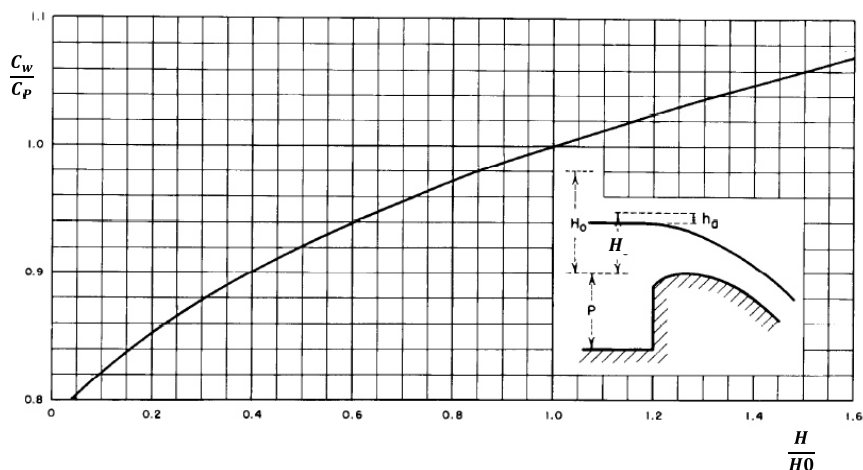
ANEXOS



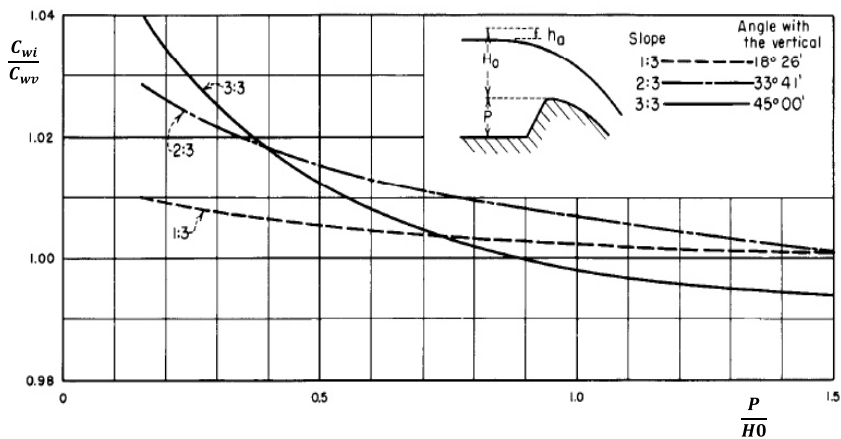
A.4.1. Influência da profundidade a montante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007)



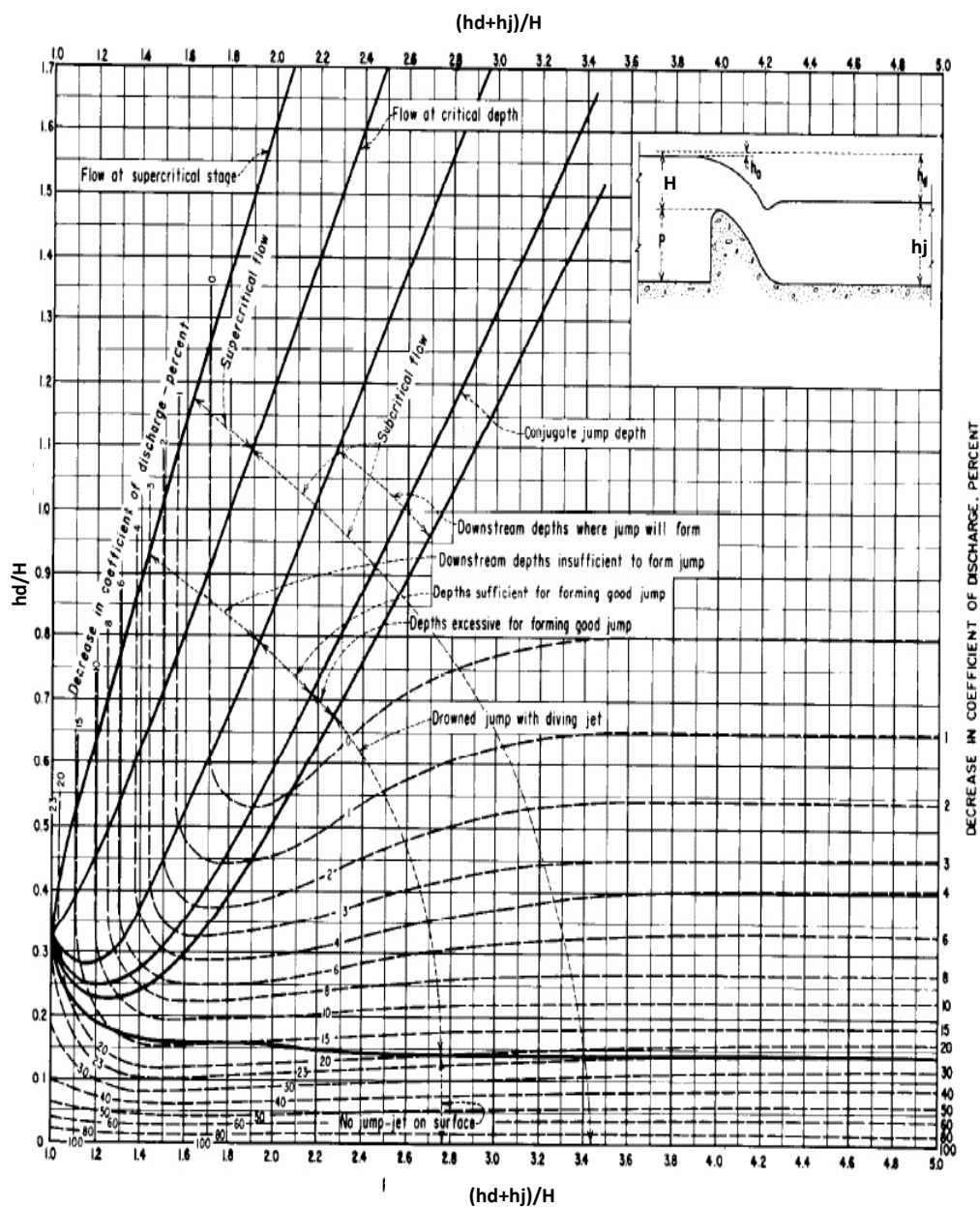
A.4.2. Influência da carga hidráulica no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Adaptado de BUREC, 1987)



A.4.3. Influência da inclinação do paramento de montante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Adaptado de BUREC, 1987)



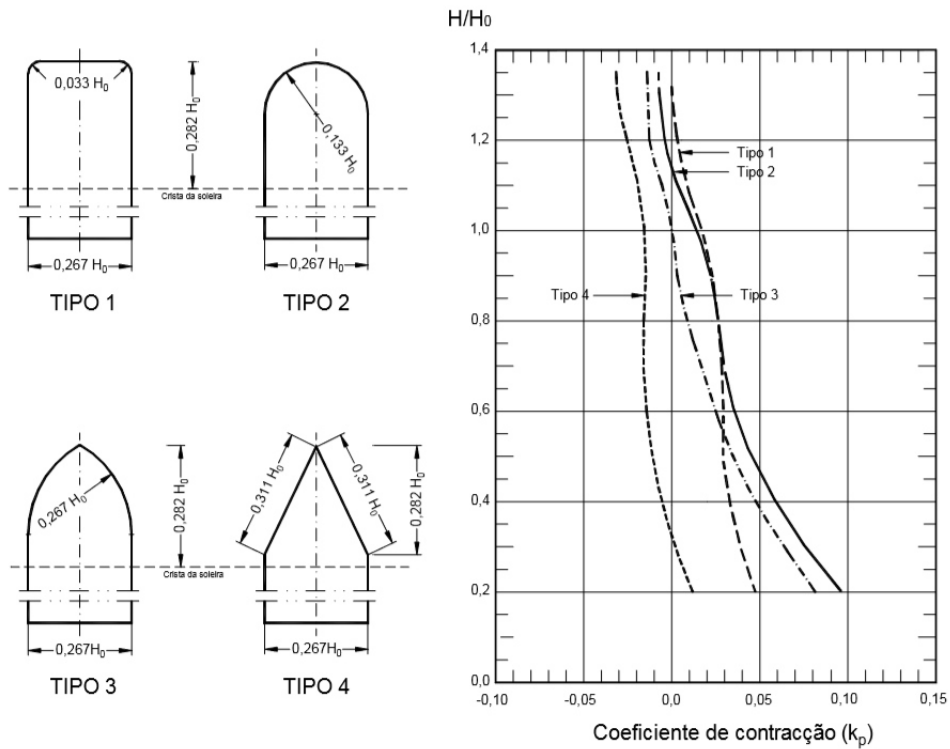
A.4.4. Influência do nível e da cota da soleira a jusante no coeficiente de vazão de soleiras espessa tipo WES (Extraído de BUREC, 1987)



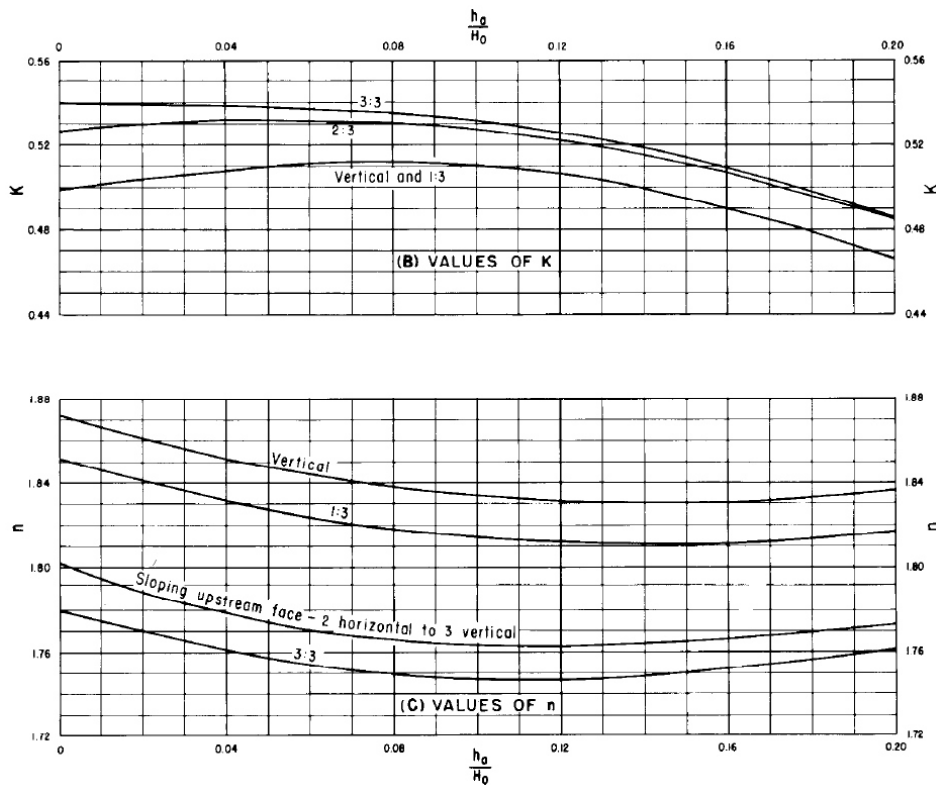
A.4.5. Coeficientes de contracção relativos aos encontros de soleiras descarregadoras espessas tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007).

Tipo de encontro	k_e
Encontro em esquina viva com muro-guia perpendicular à direcção do escoamento	0,20
Encontro arredondado com muro-guia perpendicular à direcção do escoamento e $0,5H_0 \geq r \geq 0,15H_0$	0,10
Encontro arredondado $r \geq 0,15H_0$ e com um ângulo entre o muro-guia e a direcção do escoamento inferior a 45°	0,0

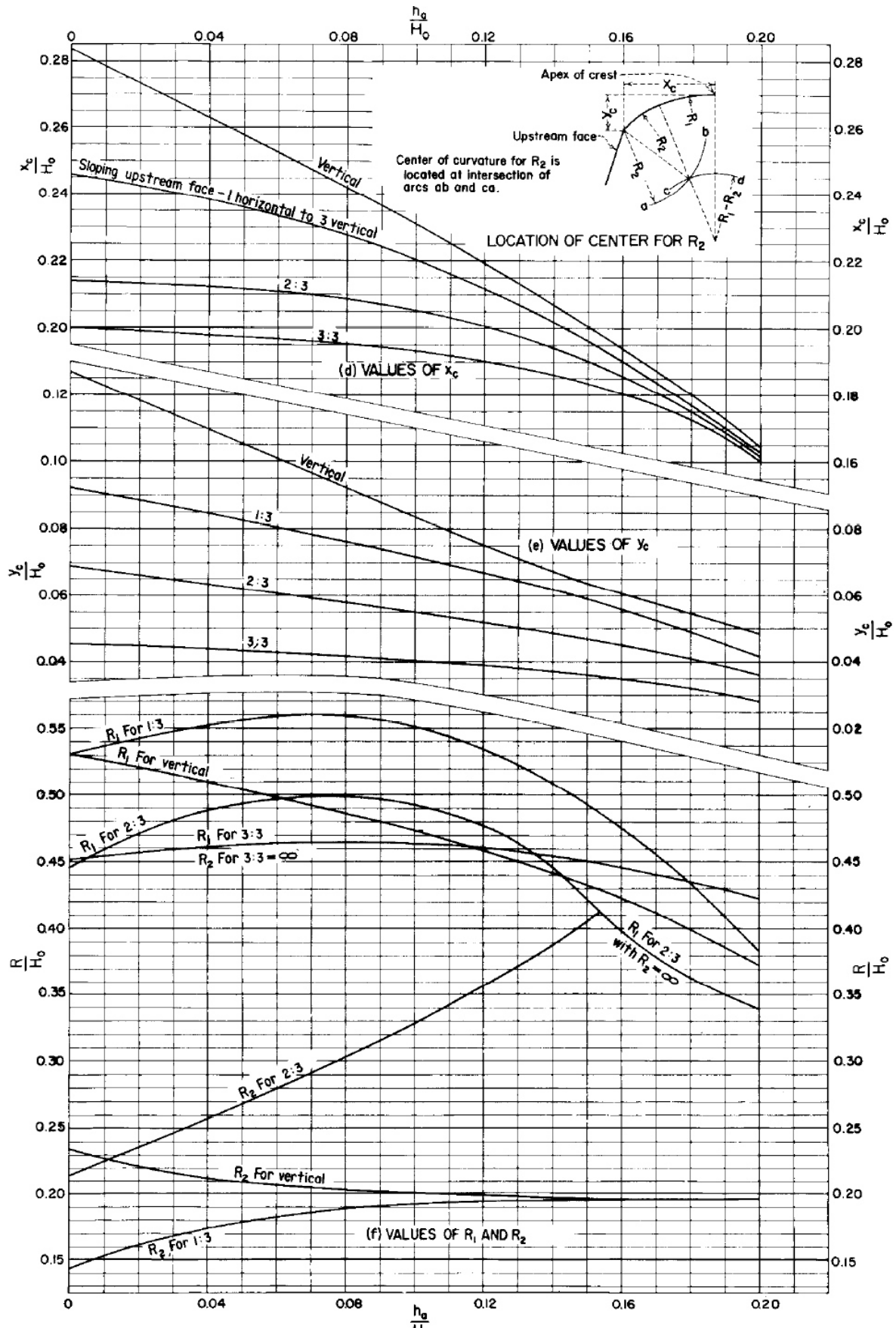
A.4.6. Coeficientes de contracção de pilares em soleiras espessas tipo WES (Extraído de Pinheiro, 2007).



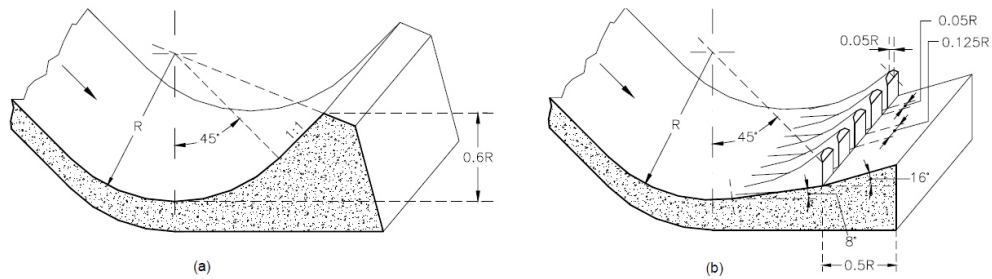
A.4.7 Constantes de K e n da expressão geral de definição do perfil da soleira descarregadora espessa tipo WES a jusante da crista (extraído de BUREC, 1987).



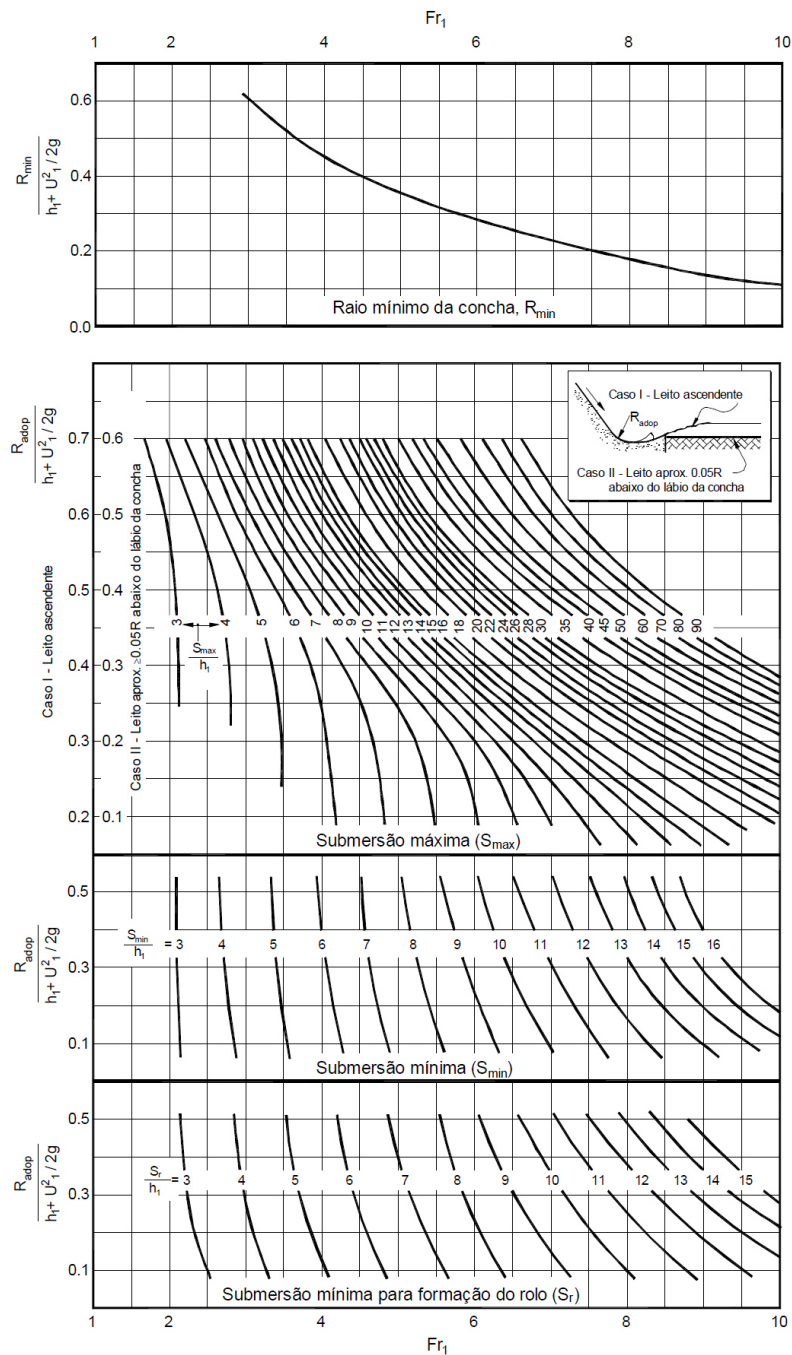
A.4.8 Parâmetros de definição do perfil de montante da soleira descarregadora espessa tipo WES (extraído de BUREC, 1987).



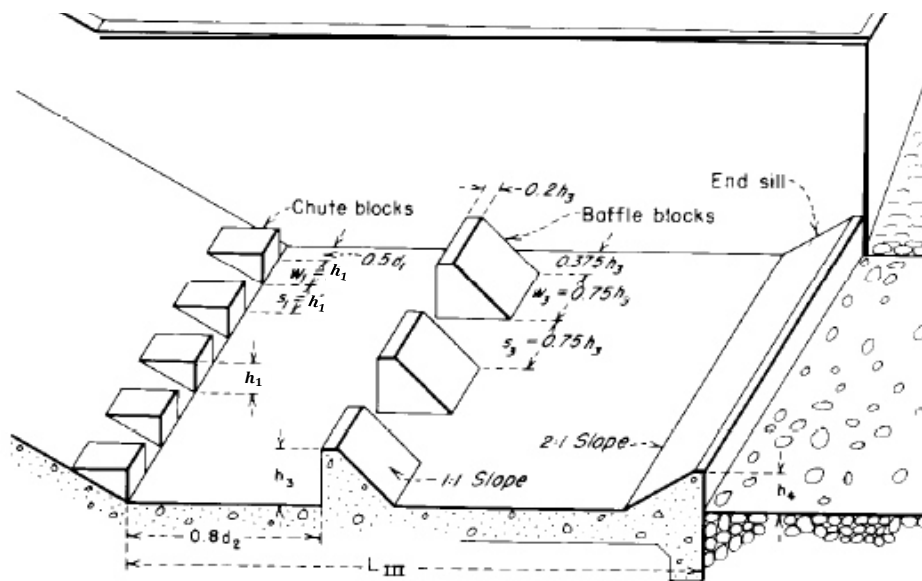
A.4.9 Definição geométrica das conchas de rolo propostas por BUREC (a) sem blocos; (b) com blocos (extraído de Pinheiro, 2006).



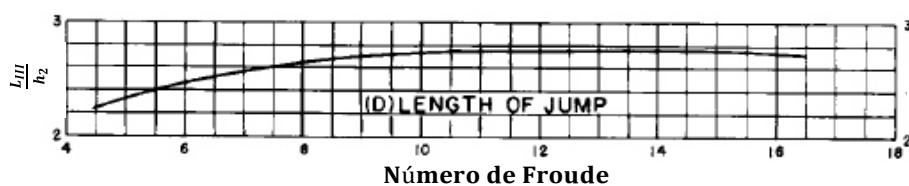
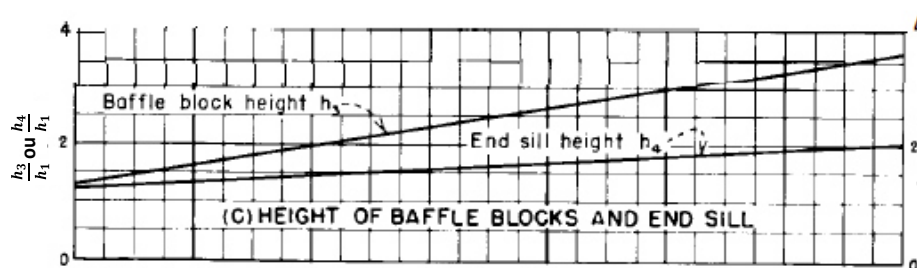
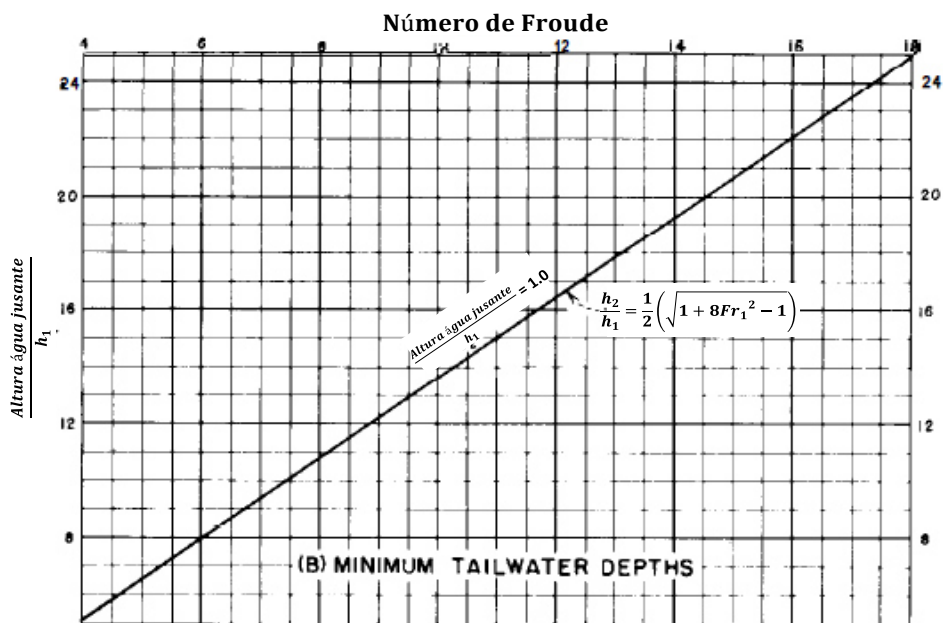
A.4.10 Ábacos de dimensionamento das conchas de rolo propostas por BUREC (extraído de Pinheiro, 2006).









A.4.11 Definição geométrica das bacias de dissipação por ressalto Tipo III proposta por BUREC e respectivos ábacos de dimensionamento (Extraído de BUREC, 1976)



(A) BACIA TIPO III DIMENSÕES



A.4.12 Número de Strouhal em função da secção transversal das barras das grelhas (Ramos et al., 2000).

Tipo de barra	b=e 	b=2.8e 	e=diâmetro 	b= 2.8e 	b= 2.8e 	b=5e 
S_t	0.130	0.155	0.200	0.255	0.265	0.275

A.4.13 Factor de majoração do número de Strouhal das barras das grelhas (Pinheiro, 2006).

$\frac{(a + e)}{e}$	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	>5.0
F	2.15	1.70	1.40	1.20	1.05	1.01	1.00

A.4.14 Coeficientes tipicos de rugosidade de Gauckler-Manning-Strickler (ESHA. 2004).

Material	$K_s (m^{1/3}/s)$
Aço	90
Betão	75
Canais escavados em rocha	28.6

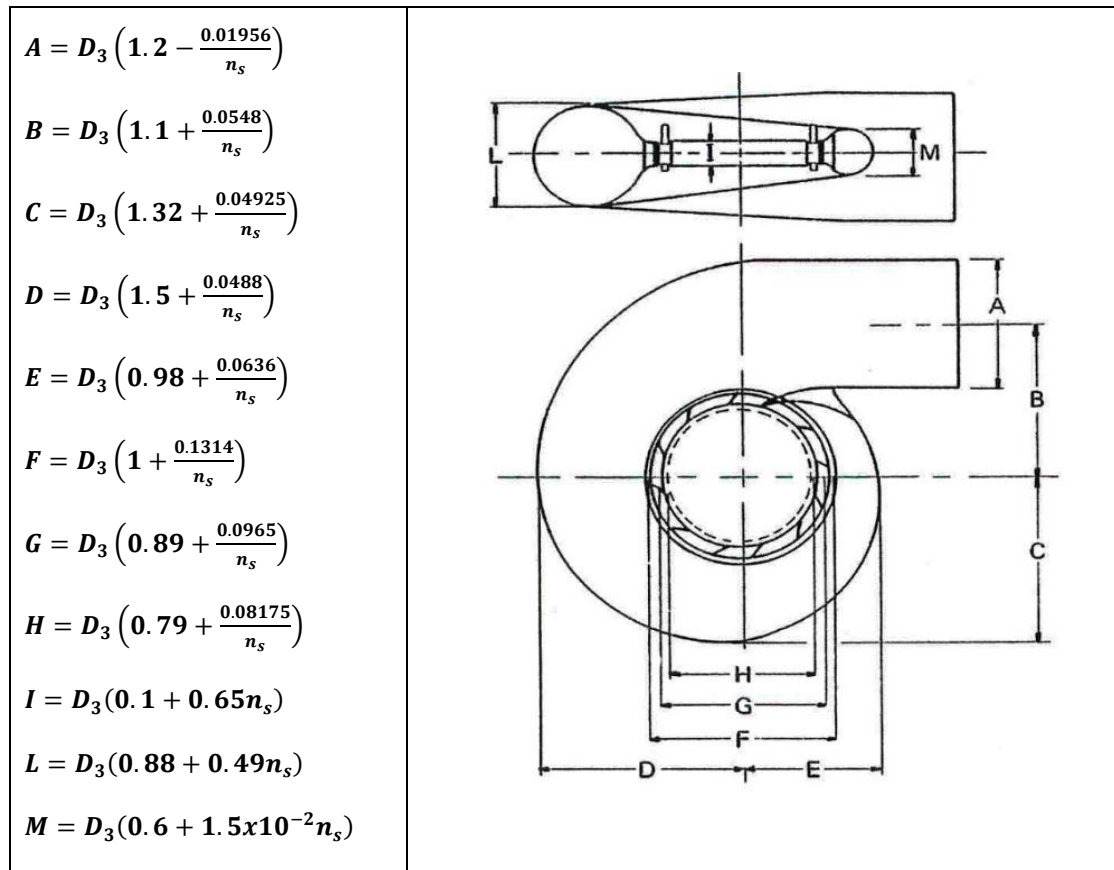
A.4.15 Dimensões exteriores e espessura dos tubos aço circulares sem costura e soldados (EN 10220-2002)

Outside diameter D mm series			Wall thickness T, mm																							
			7,1	8	8,8	10	11	12,5	14,2	16	17,5	20	22,2	25	28	30	32	36	40	45	50	55	60	65		
1	2	3	Mass per unit length, kg/m																							
1422			248	279	307	348	383	435	493	555	606	692	766	861	963	1030	1097	1231	1363	1528	1692	1854	2015	2175		
1524			266	299	329	373	410	466	529	595	650	742	822	924	1033	1105	1177	1321	1464	1641	1818	1993	2166	2339		
1626			283	319	351	399	438	497	564	635	694	792	878	987	1103	1181	1258	1412	1565	1755	1943	2131	2317	2502		
1727			301	339	373	423	466	529	600	675	738	842	933	1049	1173	1256	1338	1501	1664	1867	2068	2268	2467	2664		
1829			319	359	395	449	493	560	636	715	782	892	989	1112	1244	1331	1418	1592	1765	1980	2194	2406	2618	2828		
1930			337	379	417	474	521	591	671	755	825	942	1044	1175	1313	1406	1498	1682	1864	2092	2318	2543	2767	2990		
2032			355	399	439	499	548	623	707	795	869	992	1100	1237	1384	1481	1578	1772	1965	2205	2444	2682	2918	3153		
2134			373	419	461	524	576	654	742	836	913	1043	1156	1300	1454	1557	1659	1863	2066	2318	2570	2820	3069	3317		
2235			391	439	483	549	604	685	778	876	957	1093	1211	1363	1524	1631	1739	1952	2165	2430	2694	2967	3218	3479		
2337			409	459	505	574	631	717	813	916	1001	1143	1267	1425	1594	1707	1819	2043	2266	2544	2820	3095	3369	3642		
2438			427	479	527	599	658	748	849	956	1045	1193	1323	1488	1664	1782	1899	2133	2366	2656	2945	3232	3519	3804		
2540			445	499	549	624	686	779	885	996	1089	1243	1378	1551	1735	1857	1979	2223	2466	2769	3070	3371	3670	3967		

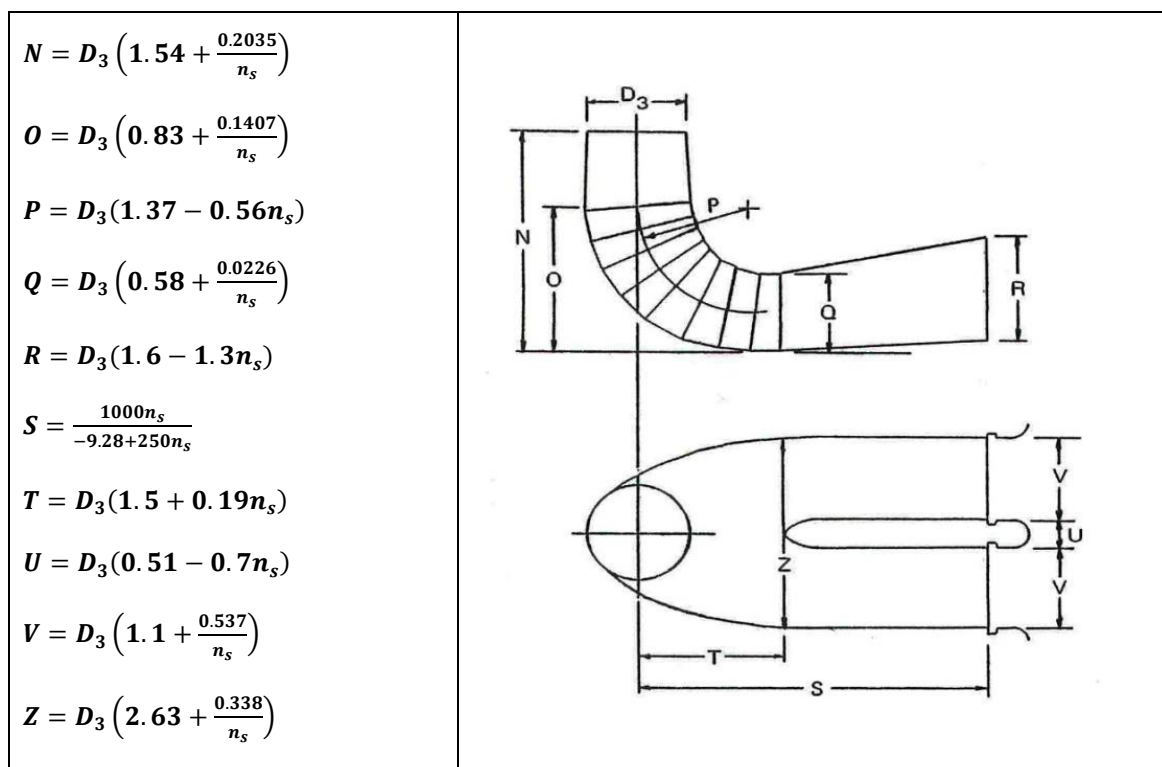
A.4.16 Tensão de vaporização da água em função da altitude e da temperatura (Ramos et al., 2000)

Altitude (m)	P_{atm} γ (m)	Temperature (°C)	t_v γ (m)
0	10.35	5	0.089
500	9.75	10	0.125
1000	9.18	15	0.174
1500	8.64	20	0.239
2000	8.12	25	0.324

A.4.17 Dimensões da roda da turbina francis (adaptado de Ramos et al., 2000)

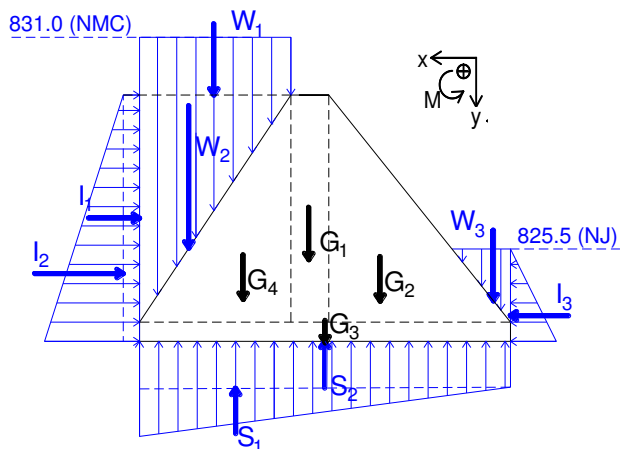


A.4.18 Dimensões do difusor de restituição da turbina Francis (Adaptado de Ramos et al., 2000)

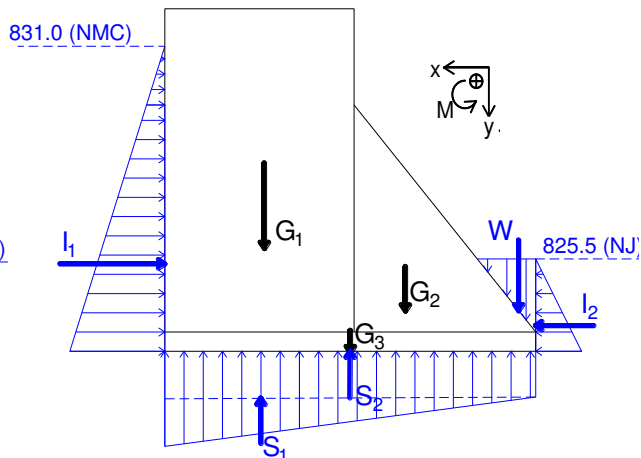


A.4.19. Ações estáticas no açude Cieneguilla para a condição de carregamento extrema e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

Perfil 1 (Soleira descarregadora)



Perfil 2 (Encontros)



Perfil 1 (Soleira descarregadora)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	Total
Gi (kN/m)	141.6	334.2	115.8	278.5	870.1
Y (m)	0.39	-1.68	0.00	2.20	--
MGi (kNm/m)	55.7	-561.4	0.0	613.9	108.2

Peso da água	W ₁	W ₂	W ₃	Total
Wi (kN/m)	59.2	113.8	14.2	187.2
Y (m)	2.86	3.52	-4.19	--
MWi (kNm/m)	169.2	400.2	-59.4	510.0

Impulso hidrostático	I ₁	I ₂	I ₃	Total
Ii (kN/m)	-96.3	-200.9	28.3	-268.9
X (m)	3.20	2.13	0.80	--
Mii (kNm/m)	-308.0	-428.6	22.6	-714.0

Subpressões	S ₁	S ₂	Total
Si (kN/m)	-262.0	-227.3	-489.3
X (m)	1.61	0.00	--
MSi (kNm/m)	-421.5	0.0	-421.5

Perfil 2 (Encontros)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	Total
Gi (kN/m)	998.5	267.3	115.8	1381.7
Y (m)	2.36	-1.68	0.00	--
MGoI (kNm/m)	2356.4	-449.1	0.0	1907.3

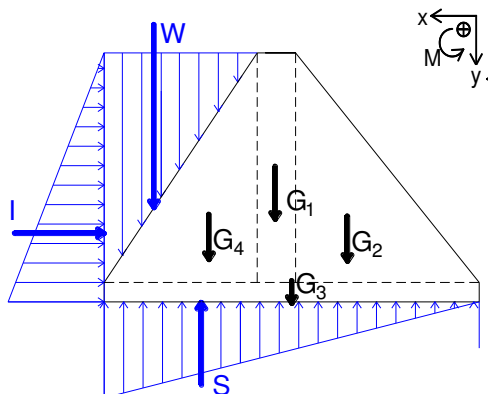
Peso da água	W
Wi (kN/m)	14.2
Y (m)	-4.32
MWi (kNm/m)	-61.2

Impulso hidrostático	I _M	I _J	Total
Ii (kN/m)	-308.7	28.3	-280.4
X (m)	2.64	0.80	--
Mii (kNm/m)	-816.3	22.6	-793.7

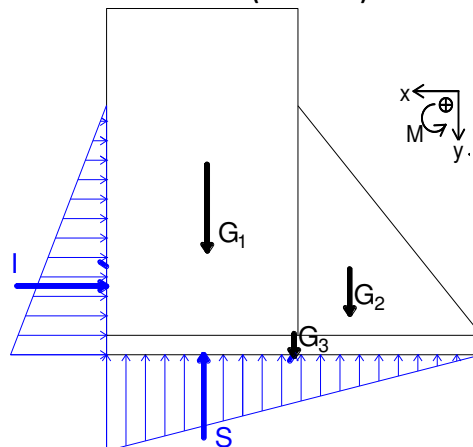
Subpressões	S ₁	S ₂	Total
Si (kN/m)	-262.0	-227.3	-489.3
X (m)	1.61	0.00	--
MSi (kNm/m)	-421.5	0.0	-421.5

A.4.20. Ações estáticas no açude Cieneguilla para a condição de carregamento usual e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

Perfil 1 (Soleira descarregadora)



Perfil 2 (Encontros)



Perfil 1 (Soleira descarregadora)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	Total
Gi (kN/m)	141.6	334.2	115.8	278.5	870.1
Y (m)	0.39	-1.68	0.00	2.20	--
MGi (kNm/m)	55.7	-561.4	0.0	613.9	108.2

Peso água	W
Wi (kN/m)	113.8
Y (m)	3.52
MWi (kNm/m)	400.2

Impulso hidrostático	I
li (kN/m)	-200.9
X (m)	2.13
Mli (kNm/m)	-428.6

Subpressões	S
Si (kN/m)	-279.4
X (m)	1.61
MSi (kNm/m)	-449.5

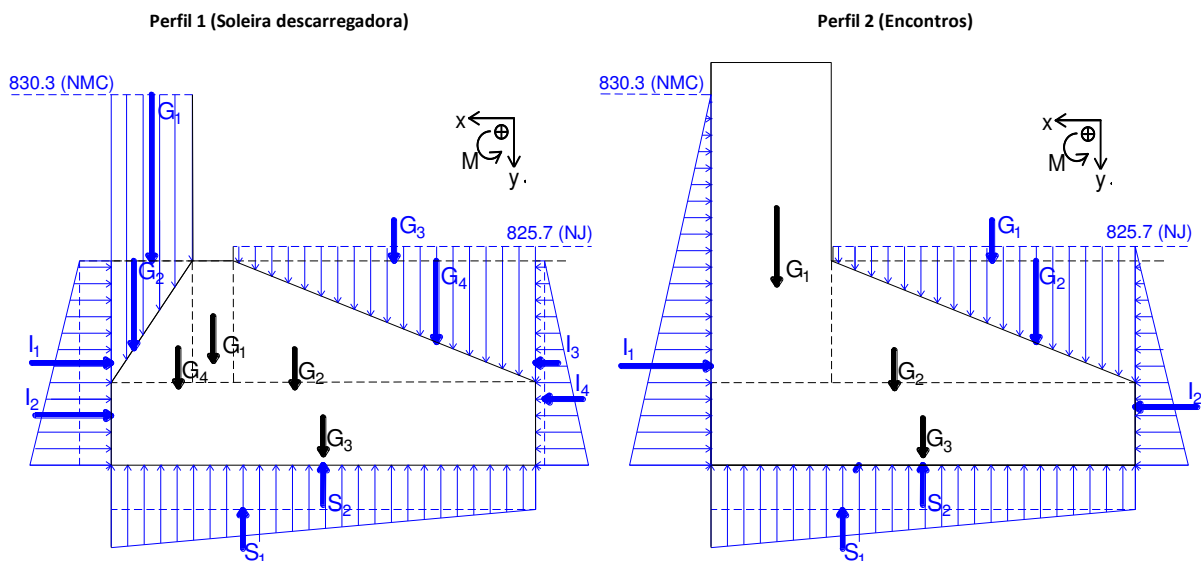
Perfil 2 (Encontros)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	Total
Gi (kN/m)	998.5	267.3	115.8	1381.7
Y (m)	2.36	-1.68	0.00	--
MGi (kNm/m)	2356.4	-449.1	0.0	1907.3

Impulso hidrostático	I
li (kN/m)	-200.9
X (m)	2.13
Mli (kNm/m)	-428.6

Subpressões	S
Si (kN/m)	-279.4
X (m)	1.61
MSi (kNm/m)	-449.5

A.4.21. Ações estáticas no açude Matadero para a condição de carregamento extrema e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação



Perfil 1 (Soleira descarregadora)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	Total
Gi (kN/m)	109.2	412.9	779.8	109.5	1411.5
X (m)	3.42	-0.30	0.00	8.14	--
MGi (kNm/m)	373.2	-123.2	0.0	891.8	1141.8

Peso água	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	Total
Wi (kN/m)	121.7	44.8	36.5	168.8	371.8
X (m)	5.27	5.68	-1.85	-3.40	--
MWi (kNm/m)	640.9	254.1	-67.5	-573.6	253.9

Impulso hidrostático	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄	Total
li (kN/m)	-305.9	-188.5	24.3	188.5	-281.6
X (m)	3.10	2.07	3.10	2.07	--
Mli (kNm/m)	-948.4	-389.7	75.4	389.7	-873.0

Subpressões	S ₁	S ₂	Total
Si (kN/m)	-295.2	-841.5	-1136.7
X (m)	2.17	0.00	--
MSi (kNm/m)	-639.4	0.0	-639.4

Perfil 2 (Encontros)

Perfil 2 (Encontros)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	Total
Gi (kN/m)	863.3	412.9	779.8	2056.0
X (m)	4.65	-0.30	0.00	--
MGi (kNm/m)	4014.2	-123.2	0.0	3891.0

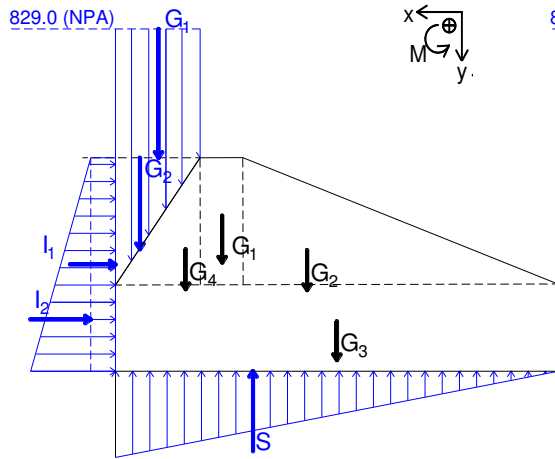
Peso água	W ₁	W ₂	Total
Wi (kN/m)	36.5	168.8	205.3
X (m)	-1.85	-3.40	--
MWi (kNm/m)	-67.5	-573.6	-641.0

Impulso hidrostático	I ₁	I ₂	Total
li (kN/m)	-618.6	213.7	-404.9
X (m)	3.74	2.07	--
Mli (kNm/m)	-2315.7	441.6	-1874.1

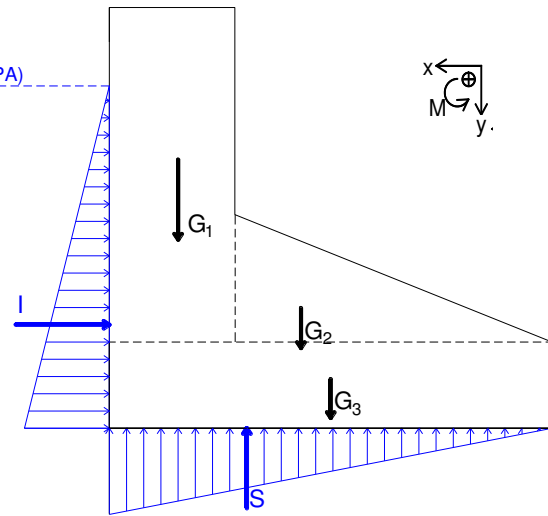
Subpressões	S ₁	S ₂	Total
Si (kN/m)	-295.2	-841.5	-1136.7
Xo (m)	2.17	0.00	--
MSoi (kNm/m)	-639.4	0.0	-639.4

A.4.22. Ações estáticas no açude Matadero para a condição de carregamento usual e respectivos braços em relação ao centro de massa da fundação

Perfil 1 (Soleira descarregadora)



Perfil 2 (Encontros)



Perfil 1 (Soleira descarregadora)

Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	Total
Gi (kN/m)	109.2	412.9	779.8	109.5	1411.5
Xx (m)	9.92	6.20	6.50	11.35	--
MGxi (kNm/m)	1083.0	2560.1	5067.4	1243.3	9953.8
X (m)	3.42	-0.30	0.00	8.14	--
MGi (kNm/m)	373.2	-123.2	0.0	891.8	1141.8

Peso água	W ₁	W ₂	Total
Wi (kN/m)	89.5	44.8	134.3
X (m)	5.27	5.68	--
MWi (kNm/m)	471.4	254.1	725.5

Impulso hidrostático	I ₁	I ₂	Total
li (kN/m)	-225.0	-188.5	-413.6
X (m)	3.10	2.07	--
Mli (kNm/m)	-697.6	-389.7	-1087.3

Subpressões	S
Si (kN/m)	-631.1
X (m)	2.17
MSi (kNm/m)	-1367.1

Perfil 2 (Encontros)

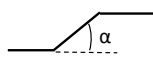
Peso Próprio	G ₁	G ₂	G ₃	Total
Gi (kN/m)	863.3	412.9	779.8	2056.0
Xx (m)	11.15	6.20	6.50	--
MGxi (kNm/m)	9624.0	2560.1	5067.4	17251.5
X (m)	4.65	-0.30	0.00	--
MGi (kNm/m)	4014.2	-123.2	0.0	3891.0

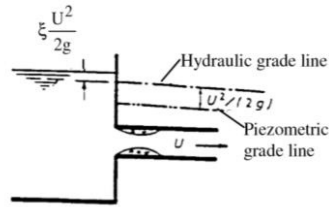
Peso água	W
Wi (kN/m)	0.0
X (m)	-3.40
MWi (kNm/m)	0.0

Impulso hidrostático	I
li (kN/m)	-480.7
X (m)	3.30
Mli (kNm/m)	-1586.4

Subpressões	S
Si (kN/m)	-631.1
X (m)	2.17
MSi (kNm/m)	-1367.1

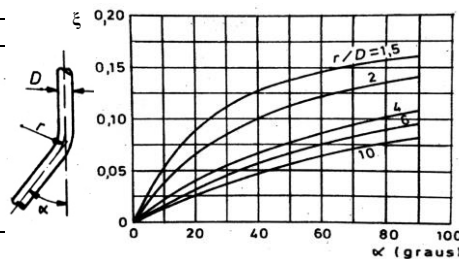
A.5.1. Coeficiente de perda de carga em estreitamentos bruscos (Ramos et al., 2000)

Tipo de contração	ξ
Aresta viva	0.50
Aresta arredondada	0.25
Transição cônica	0.10
Transição gradual	
 $<5^\circ$	0.06
20°	0.20
45°	0.30
60°	0.32
75°	0.34



A.5.2. Coeficiente de perda de carga em curvas - $r/D=1.5$ (Quintela, 2014)

α	ξ
10°	0.050
20°	0.085
30°	0.115
40°	0.126
50°	0.138
60°	0.148
70°	0.150
80°	0.155
90°	0.160



A.5.3. Coeficiente de perda de carga em válvulas borboleta em total abertura (Catálogo da ERHARD)

Headloss coefficients

DN	PN 10	PN 16	DN	PN 10	PN 16	DN	PN 10	PN 16
80	-	1,39	500	0,23	0,29	1500	0,12	0,16
100	-	0,89	600	0,20	0,26	1600	0,12	0,15
125	-	0,57	700	0,18	0,23	1800	0,12	0,15
150	-	0,78	800	0,16	0,21	2000	0,11	0,15
200	-	0,71	900	0,15	0,19	2200	0,11	0,15
250	-	0,42	1000	0,13	0,18	2400	0,11	0,15
300	0,34	0,40	1100	0,13	0,17	2500	0,11	0,14
350	0,30	0,37	1200	0,12	0,16	2600	0,11	0,14
400	0,27	0,34	1300	0,12	0,16	2900	0,11	0,14
450	0,25	0,31	1400	0,12	0,16	3000	0,10	0,13

Headloss coefficients ξ with fully opened butterfly valve. The results were obtained in ERHARD's test centre following extensive test series and correspond to the actual performance of the fitting.

A.5.4. Coeficiente de perda de carga em grelhas (Inversin, 1986)

$$\xi = \beta \left(\frac{e}{a}\right)^{4/3} \sin \alpha$$





em que:

β – coeficiente de geometria da barra;

e – espessura da barra (mm);

a – afastamento entre barras (mm);

α – ângulo da grelha com a horizontal.

Tipos de barras				
β	2.42	1.79	0.76	0.92

