

# **DIMENSIONAMENTO DE REVESTIMENTOS DEFINITIVOS EM TÚNEIS DE ADUÇÃO**

**ALEXANDRE DE CARVALHO MONTEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JULHO DE 2012

## MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

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

*Nada está feito enquanto resta alguma coisa para fazer*

*Romain Rolland*







## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Doutor Mário Pimentel, meu orientador, agradeço a atenção, dedicação e todo o conhecimento partilhado.

Ao Engenheiro Gilberto Alves e ao Doutor Edgar Romão pelo importante contributo dado a este trabalho.

Aos meus amigos Filipe Almeida, Inês França, Joana Correia e Luís Ramôa pela amizade e apoio demonstrados ao longo desta caminhada, em especial ao Filipe pelas longas horas de discussão e trabalho passadas em conjunto e por toda a força transmitida.

À minha namorada Diana pelo apoio incondicional que me presta e pela paciência e incentivo com que sempre me acompanha.

Aos meus pais e irmão pelo amor dedicado, pelo suporte que são para mim e porque sem eles, nada disto seria possível.





## **RESUMO**

Os sistemas de adução constituem estruturas que são aplicáveis em diversas obras de engenharia. Estes sistemas são parte integrante de aproveitamentos hidroelétricos. A experiência que se foi acumulando ao longo do tempo no projeto e construção destes sistemas permitiu a definição dos critérios de dimensionamento mais apropriados. Contudo, por via da dificuldade que se prende com a gestão desses mesmos critérios, torna-se difícil obter soluções otimizadas em termos de dimensionamento. Durante vários anos a construção dos sistemas de adução foi suportado por considerações empíricas, sendo que, nos últimos anos, têm vindo a ser formulados métodos concretos de dimensionamento. Ao longo deste trabalho, serão colocadas em confronto as diferentes perspetivas de dimensionamento a que atualmente se recorre, nomeadamente, a consideração da permeabilidade/impermeabilidade do revestimento e do maciço rochoso. Após a explanação das perspetivas de dimensionamento, será desenvolvido um caso prático, com o objetivo principal de dimensionar o sistema de suporte de uma galeria de adução e restituição de um aproveitamento hidroelétrico.

**PALAVRAS-CHAVE:** Aproveitamentos hidroelétricos; Túneis de adução; Percolação; Revestimento em betão armado; Pressão hidrostática.



## **ABSTRACT**

The pressure tunnels and shafts are structures applicable on several engineering works. These systems are part of hydroelectric power stations. The accumulated long time experience in projecting and building these systems has allowed the definition of more proper design criteria. However, the difficult management of those criteria becomes an obstacle on obtaining optimized solutions in design. For several year, building pressure tunnels and shafts has been made on empirical assumptions, although in recent year it has been made by analytic design methods. In this dissertation there will be compared different design perspectives currently in use, namely, based on lining's and rock's permeability and impermeability. After addressing design's perspectives, there will be developed a case study, with the main goal of designing the lining of pressure tunnel of an hydroelectric power station.

**KEYWORDS:** Hydroelectric Power Stations; Pressure Tunnels; seepage flow; Reinforced Concrete Lining; Pressure head.



**ÍNDICE GERAL**

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 ENQUADRAMENTO .....	1
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO .....	1
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE REVESTIMENTOS DEFINITIVOS EM TÚNEIS DE ADUÇÃO</b> .....	<b>3</b>
2.1 NOTA PRÉVIA .....	3
2.2 CONCEÇÃO E FUNÇÃO DOS SISTEMAS DE ADUÇÃO.....	3
2.2.1 GENERALIDADES.....	3
2.2.2 EVOLUÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO .....	5
2.3 CRITÉRIOS GERAIS DE CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO.....	6
2.3.1 CRITÉRIO ECONÓMICO .....	6
2.3.2 CRITÉRIO DE ESTABILIDADE .....	6
2.3.3 ASPETOS CONSTRUTIVOS .....	7
2.3.4 CRITÉRIOS AMBIENTAIS .....	7
2.4 CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO.....	7
2.4.1 PRESSÃO INTERNA E EXTERNA.....	8
2.4.2 AÇÃO SÍSMICA .....	8
2.4.3 DESABAMENTO .....	8
2.4.4 FORÇAS DE INJEÇÃO .....	9
2.5 ESCOLHA DO TRAÇADO.....	10
2.5.1 FATORES DETERMINANTES .....	10
2.5.1.1 Resistência do maciço rochoso .....	10
2.5.1.2 Limitação das perdas de água e seu raio de influência .....	14
2.5.1.3 Custos, perdas de carga e modo construtivo.....	16
2.6 ESCOLHA DO DIÂMETRO.....	17
2.7 TIPOS DE REVESTIMENTOS .....	19
2.7.1 OBJETIVOS DO REVESTIMENTO .....	19

2.7.2 PERFIL NÃO REVESTIDO .....	19
2.7.3 REVESTIMENTO EM BETÃO PROJETADO .....	20
2.7.4 BETÃO NÃO ARMADO .....	20
2.7.5 BETÃO ARMADO .....	21
2.7.6 BETÃO PRÉ-ESFORÇADO .....	21
2.7.6.1 Pré-esforço passivo .....	21
2.7.6.2 Pré-esforço ativo.....	21
2.7.7 APLICAÇÃO DE MEMBRANAS NO REVESTIMENTO .....	22
2.7.8 BLINDAGEM.....	22
<b>3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DE REVESTIMENTOS SUJEITOS À PRESSÃO INTERNA.....</b>	<b>23</b>
<b>3.1 NOTA PRÉVIA .....</b>	<b>23</b>
<b>3.2 PRESSÃO INTERNA.....</b>	<b>23</b>
<b>3.3 CONSIDERAÇÃO DO REVESTIMENTO IMPERMEÁVEL .....</b>	<b>24</b>
3.3.1 TUBO DE BETÃO ESPESSE E ISOLADO .....	25
3.3.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação do estado de tensões no revestimento.....	27
3.3.2 TUBO DE BETÃO EM CONTACTO COM O MACIÇO ROCHOSO .....	29
3.3.2.1 Exemplo de cálculo – avaliação do efeito da consideração do maciço na distribuição de esforços. ....	30
<b>3.4 CONSIDERAÇÃO DA PERMEABILIDADE NOS TÚNEIS DE PRESSÃO.....</b>	<b>32</b>
3.4.1 TUBO DE BETÃO EM CONTACTO COM O MACIÇO ROCHOSO .....	33
3.4.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação do efeito da permeabilidade do revestimento para um tubo espesso. ....	37
<b>3.5 CONSIDERAÇÃO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO .....</b>	<b>38</b>
3.5.1 INÍCIO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO.....	41
3.5.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação da pressão interna responsável pelo início da fissuração .....	43
3.5.2 PRESSÃO EXTERNA .....	44
3.5.3 PRESSÃO ENTRE A ARMADURA E O BETÃO .....	44
3.5.4 TENSÃO NA ARMADURA.....	46
3.5.5 CONTROLO DE FENDILHAÇÃO .....	46
3.5.6 CÁLCULO DA PRESSÃO EXTERNA NA SUPERFÍCIE EXTERIOR DO REVESTIMENTO .....	49
3.5.7 ESTABILIZAÇÃO DA PRESSÃO EXTERNA.....	49
3.5.8 INFLUÊNCIA DA EVOLUÇÃO DA PRESSÃO INTERNA.....	50
3.5.9 EXEMPLO DE CÁLCULO – AVALIAÇÃO DO EFEITO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO.....	50
<b>3.6 CONSIDERAÇÃO DO MELHORAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO .....</b>	<b>54</b>

<b>4 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DE REVESTIMENTOS SUJEITOS À PRESSÃO EXTERNA .....</b>	<b>57</b>
4.1 NOTA PRÉVIA .....	57
4.2 PRESSÃO EXTERNA .....	57
4.3 PERDAS DE CARGA RELATIVAS AO FLUXO DE ÁGUA NAS VÁRIAS ZONAS .....	60
4.3.1 FLUXO DE ÁGUA DO MACIÇO ROCHOSO.....	60
4.3.2 FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DA ZONA DE MELHORAMENTO .....	60
4.3.3 FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DO REVESTIMENTO DE BETÃO .....	61
4.4 QUANTIFICAÇÃO DA CARGA HIDRÁULICA ATUANTE NA SUPERFÍCIE EXTERIOR DO REVESTIMENTO EM BETÃO .....	62
4.5 DISCUSSÃO DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS ATRAVÉS DE UM EXEMPLO DE CÁLCULO .....	63
4.5.1 DOIS ANÉIS: REVESTIMENTO DE BETÃO E MACIÇO ROCHOSO.....	64
4.5.1.1 Influência da permeabilidade do revestimento .....	64
4.5.2 TRÊS ANÉIS .....	66
4.5.2.1 Efeito da existência de rocha solta na vizinhança do anel de revestimento.....	66
4.5.2.2 Efeito da consolidação do maciço na vizinhança do anel de revestimento.....	66
4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	67
<b>5 CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>69</b>
5.1 ENQUADRAMENTO .....	69
5.2 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS .....	72
5.3 DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO DEFINITIVO.....	72
5.3.1 SECÇÃO NA ZONA DE RESTITUIÇÃO .....	74
5.3.1.1 Dimensionamento da armadura mínima de acordo com o EC2 e quantificação do espaçamento máximo entre fissuras .....	77
5.3.1.2 Verificação da secção de betão .....	78
5.3.1.3 Considerações Finais.....	80
5.3.1.4 Pormenor da secção transversal definitiva .....	82
5.3.2 SECÇÃO NA ZONA DE ADUÇÃO .....	82
5.3.2.1 Dimensionamento da armadura de acordo com o modelo de cálculo proposto.....	85
5.3.2.2 Verificação da secção de betão .....	86
<b>6 CONCLUSÕES .....</b>	<b>89</b>





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elementos de um aproveitamento hidroelétrico subterrâneo [2].	4
Figura 2.2 – Evolução da configuração estrutural dos aproveitamentos hidroelétricos ao longo do século XX [1].	5
Figura 2.3 – Tuneladora <i>Dulcinea</i> [3].	7
Figura 2.4 – Revestimento definitivo de uma galeria sujeita a esforços adicionais provenientes de um desabamento do maciço rochoso.	9
Figura 2.5 – Revestimento definitivo de uma galeria, com aplicação de injeções de contacto [5].	9
Figura 2.6 - Estado de tensão inicial no maciço rochoso à profundidade $h$ .	10
Figura 2.7 - Valores de medições realizadas <i>in situ</i> de tensões horizontais iniciais em função das tensões verticais iniciais e da profundidade. As curvas A e B representam as envolventes dos valores medidos <i>in situ</i> , enquanto a curva C se trata de uma aproximação teórica segundo McCutchen [1].	11
Figura 2.8 – Esquema de cálculo que permite estimar o recobrimento mínimo no caso de um revestimento estanque, sendo, $r_a$ , o raio exterior do revestimento, $r_f$ , o raio da zona fissurada e $h$ , a cobertura vertical da galeria ( $h > 10r_f$ ) [1].	12
Figura 2.9 - Raio de influência da percolação de um túnel situado num maciço "seco", no caso em que a linha de percolação atinge a superfície rochosa e a cobertura do terreno macio [1].	15
Figura 2.10 – Alimentação do nível freático devido ao vazamento de água de um túnel de pressão [1].	15
Figura 2.11 - Secção tipo de revestimentos em túneis de adução [1].	17
Figura 2.12 - Modelo de cálculo de um diâmetro ótimo [1].	18
Figura 2.13 – Escavação de galerias: a) com recurso a explosivos; b) com recurso a tuneladora [5].	20
Figura 3.1 – Pressão total num túnel de adução [5].	24
Figura 3.2 – Efeito da pressão interna da água na superfície interna do revestimento (carga uniformemente distribuída) [5].	25
Figura 3.3 – Dinâmica de forças sobre um elemento infinitesimal de um tubo isolado, espesso e impermeável. Adaptado [1].	25
Figura 3.4 – Tensão circunferencial obtida no tubo isolado em função da variação da espessura do revestimento e avaliada no ponto médio da espessura.	28
Figura 3.5 - Tensão circunferencial avaliada no ponto médio da espessura de um tubo isolado em função da variação da pressão interna e sobre a influência de uma pressão externa de 0,3 MPa. ....	28
Figura 3.6 - Tubo de betão impermeável, envolvido pelo maciço rochoso [1].	29
Figura 3.7 - Tensão circunferencial obtida no tubo envolvido por um maciço rochoso em função da variação da espessura e avaliada no ponto médio da espessura.	31
Figura 3.8 - Participação do maciço rochoso em função do rácio de EB/Er e da espessura do revestimento para um tubo impermeável revestido em betão simples.	31
Figura 3.9 – Distribuição do carregamento num tubo de betão permeável envolvido pelo maciço rochoso [5].	32
Figura 3.10 – Solicitação de um elemento fissurado, promovida pela percolação da água através de um revestimento e de um maciço, ambos permeáveis [6].	33
Figura 3.11 – Dinâmica de forças sobre um elemento infinitesimal de um tubo isolado, espesso e permeável [1].	34
Figura 3.12 – Tensões radiais atuantes num tubo de parede espessa permeável.	37
Figura 3.13 – Tensão circunferencial num tubo de parede espessa.	38
Figura 3.14 – Revestimento de betão armado fissurado [7].	39
Figura 3.15 – Fluxo de água num túnel de pressão: a) túnel abaixo do nível freático; b) túnel acima do nível freático [7].	40
Figura 3.16 – Tensão circunferencial no betão de revestimento em função da pressão interna: a) túnel abaixo do nível freático; b) túnel acima do nível freático.	43

Figura 3.17 – Revestimento fissurado: a) desenvolvimento das fissuras e distribuição de tensões na armadura; b) tensões na armadura, no betão e no limite entre a armadura e o betão [7].	47
Figura 3.18 – Largura de fissuras em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes tipos de diâmetro e espaçamento entre varões, com a mesma percentagem de armadura.	51
Figura 3.19 – Largura de fissuras em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes tipos de diâmetro e espaçamento entre varões, com a mesma percentagem de armadura.	51
Figura 3.20 – Largura das fissuras em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, com o mesmo espaçamento entre varões.	52
Figura 3.21 – Largura das fissuras em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, com o mesmo espaçamento entre varões.	53
Figura 3.22 – Tensão na armadura presente na secção fissurada de betão em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, diferentes diâmetros e diferentes espaçamentos entre varões.	53
Figura 3.23 – Tensão na armadura presente na secção fissurada de betão em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, diferentes diâmetros e diferentes espaçamentos entre varões.	54
Figura 3.24 – Túnel de pressão revestido em betão e com maciço rochoso melhorado com injeções [5].	55
Figura 4.1 – Esquema representativo das diferentes geometrias analisadas [1].	58
Figura 4.2 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel, em função da permeabilidade do maciço rochoso.	64
Figura 4.3 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num poço em função da permeabilidade do maciço rochoso.	65
Figura 4.4 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel em função da permeabilidade do maciço rochoso, considerando uma zona de rocha solta na envolvente do revestimento.	66
Figura 4.5 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel em função da permeabilidade do maciço rochoso, considerando uma zona de rocha consolidada na envolvente do revestimento.	67
Figura 4.6 – Comparação da carga hidráulica estática atuante em tuneis, para diferentes modelos construtivos.	67
Figura 5.1 – Planta representativa do aproveitamento hidroelétrico: a) local de restituição; b) local de captação [9].	69
Figura 5.2 – Perfil pormenorizado dos elementos construtivos [9].	70
Figura 5.3 – Pormenor da central hidroelétrica e da sua vizinhança [9].	70
Figura 5.4 – Trecho de restituição de água no leito do rio [9].	71
Figura 5.5 – Perfil longitudinal do circuito hidráulico [9].	71
Figura 5.6 – Tipos de fissuras presentes na galeria.	73
Figura 5.7 – Disposição das armaduras na galeria.	73
Figura 5.8 – Raio interior da galeria de restituição.	74
Figura 5.9 – Perfil de sondagens no terreno e indicação da zona de dimensionamento do túnel de restituição [9].	75
Figura 5.10 – Sondagem CH20: variação dos resultados dos ensaios Lugeon em Profundidade [9].	75
Figura 5.11 – Padrão de fissuras presentes no trecho de restituição.	77
Figura 5.12 – Secção corrente da galeria de restituição dimensionada [9].	80
Figura 5.13 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel de pressão em função da permeabilidade do maciço rochoso.	81
Figura 5.14 – Secção transversal dimensionada para as diferentes classes de betão.	82

Figura 5.15 – Raio interior da galeria de adução [9]. .....	82
Figura 5.16 – Perfil de sondagens no terreno e indicação da zona de dimensionamento do túnel de adução [9]. .....	83
Figura 5.17 – Sondagem CH15: variação dos resultados dos ensaios Lugeon em Profundidade [9].	83
Figura 5.18 – Padrão de fissuras presentes no trecho de adução. ....	84



**ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 3.1 - Caraterização dos elementos presentes no exemplo de cálculo para o tubo isolado. ...	27
Quadro 3.2 – Caraterização dos elementos presentes no exemplo de cálculo para um tubo envolvido por um maciço rochoso. ....	30
Quadro 3.3 - Distribuição da pressão intersticial e do seu gradiente para um revestimento poroso e radialmente fissurado. ....	34
Quadro 3.4 – Caraterização dos parâmetros considerados. ....	37
Quadro 3.5 – Caraterização dos elementos presentes no estudo do caso prático. ....	40
Quadro 3.6 – Valores da pressão crítica, $p_{crítica}$ , para os casos A e B. ....	44
Quadro 3.7 – Caraterização da armadura considerada no estudo. ....	50
Quadro 4.1 – Larguras e espaçamentos de fissuras em revestimentos de betão [8]. ....	62
Quadro 4.2 – Caraterização dos elementos presentes no estudo do caso prático. ....	63
Quadro 5.1 – Parâmetros do solo à cota de instalação da galeria de restituição [9]. ....	76
Quadro 5.2 – Largura e espaçamento de fissuras presentes numa galeria de restituição. ....	77
Quadro 5.3 – Cálculo da armadura mínima e apresentação da solução de armadura fixada. ....	78
Quadro 5.4 – Espaçamento máximo entre fissuras. ....	78
Quadro 5.5 – Resultados obtidos considerando espessura de revestimento de 0,30 m. ....	78
Quadro 5.6 – Resultados obtidos considerando o revestimento não fissurado e adotando uma espessura de 0,40 m. ....	79
Quadro 5.7 – Tensões no betão para uma espessura de revestimento de 0,3 m. ....	81
Quadro 5.8 – Tensões no betão não fissurado para uma espessura de revestimento de 0,55 m. ....	81
Quadro 5.9 – Parâmetros do solo à cota de instalação da galeria de adução. ....	84
Quadro 5.10 – Pressão crítica para as diferentes classes de betão. ....	85
Quadro 5.11 – Abertura de fendas ( $2a$ ) e tensão na armadura ( $\sigma_s$ ), função da pressão interna aplicada, e adotando uma armadura $\varnothing 16/0.10$ . ....	85
Quadro 5.12 – Verificação de Segurança com base nos resultados obtido. ....	87



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 ENQUADRAMENTO

O transporte de água é um procedimento que se revela necessário operacionalizar em variadíssimas situações, nomeadamente, em cenários de catástrofes naturais, na captação e abastecimento às populações, ou em aproveitamentos hidroelétricos. A materialização do transporte de água implica a construção de obras hidráulicas como barragens, canais, estruturas de dissipação de energia hidráulica, desvios de rios ou túneis de adução.

O desafio de utilizar a água como recurso natural na produção de energia terá levado a uma discussão alargada entre especialistas de diferentes áreas, no sentido de se tentar perceber de que formas essa produção de energia poderia ser materializada.

Os aproveitamentos hidroelétricos são estruturas pensadas para utilizar a água como fonte de produção de energia renovável. Estas estruturas são constituídas por inúmeros elementos, dos quais se destacam, no âmbito deste trabalho, os túneis de adução, que são responsáveis pelo transporte de água.

Uma obra de engenharia deve ser projetada atendendo, entre outros, a três fatores fundamentais: a segurança das pessoas e da estrutura, a viabilidade económica do projeto e a funcionalidade estrutural.

Torna-se, pois, fundamental, encontrar uma filosofia de dimensionamento para os túneis de adução que promova sinergias entre os dois fatores mencionados.

Este trabalho apresentará, além de uma exposição de um conjunto de metodologias que levam ao dimensionamento supracitado, a aplicação dessas mesmas metodologias a um caso prático.

## 1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo principal do trabalho consistiu no dimensionamento de revestimentos definitivos em túneis de adução, constituintes de aproveitamentos hidroelétricos, por forma a perceber o efeito das principais variáveis envolvidas neste tipo de estruturas face à carência de normas e recomendações de projeto, quer a nível nacional, quer a nível internacional.

Para o cumprimento deste objetivo foi realizado o dimensionamento de revestimentos de um sistema de adução concernente a um caso real constituinte de um aproveitamento hidroelétrico.

### **1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Por forma a fornecer uma estruturação de fácil entendimento e reconhecimento, o cumprimento do objetivo referido, conduziu a uma organização da dissertação em seis capítulos; sendo a introdução o primeiro destes seis capítulos.

O segundo capítulo apresenta as considerações gerais sobre os sistemas de adução. Na sua sequência, são descritos os critérios e cenários de dimensionamento de revestimentos definitivos em túneis de adução. São, ainda, referidos os diferentes tipos de suporte destes sistemas.

Ao longo do terceiro capítulo é dissecada a influência da pressão interna da água no desenvolvimento dos esforços presentes no revestimento. Sequencialmente, estão dispostas análises considerativas da impermeabilidade, permeabilidade e fissuração do revestimento. A exposição e descrição teórica deste estudo são acompanhadas pela apresentação de simulações paramétricas, permitindo aumentar a sensibilidade e perceção da análise elaborada.

O quarto capítulo apresenta uma análise referente à ação da pressão externa e, tal como no capítulo anterior, é assistido pela exposição de uma análise paramétrica.

O capítulo cinco reflete o estudo desenvolvido através do dimensionamento de revestimentos definitivos de túneis de adução, enquadrados num caso real.

Por fim, no capítulo seis são agrupadas as conclusões finais do trabalho.



# 2

## CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE REVESTIMENTOS DEFINITIVOS EM TÚNEIS DE ADUÇÃO

### 2.1 NOTA PRÉVIA

Os fundamentos teóricos que envolvem a explanação dos assuntos que irá decorrer durante este capítulo são oriundos do trabalho desenvolvido pelo Professor Doutor Anton Schleiss, docente da École Polytechnique Fédérale de Lausanne [1].

### 2.2 CONCEÇÃO E FUNÇÃO DOS SISTEMAS DE ADUÇÃO

#### 2.2.1 GENERALIDADES

O circuito de geração e produção elétrica de inúmeros aproveitamentos hidroelétricos localizam-se abaixo da superfície do terreno, permitindo a proteção do equipamento em caso de intempéries. Deste modo, os sistemas de adução que os complementam têm de ser igualmente implantados em profundidade, por forma a ser possível vencer o desnível existente entre a albufeira e a estação de produção de energia. Para além deste fator, os sistemas de adução são posicionados em profundidade, para que se possa aproveitar o desnível entre a superfície do reservatório e a turbina. Comparativamente com outras alternativas, o sistema de aproveitamento hidroelétrico realizado em profundidade, é considerado a forma mais eficiente, limpa e segura de geração de energia. A principal função dos sistemas de adução é realizar o transporte da água desde a sua captação até à central hidroelétrica e, posteriormente, efetuar a restituição da água no sistema. Os principais elementos que compõem o sistema de adução (ver Figura 2.1) são os túneis, poços e câmaras de equilíbrio, sendo que os túneis se dividem em dois subtipos, a saber: túneis de adução e túneis de restituição.

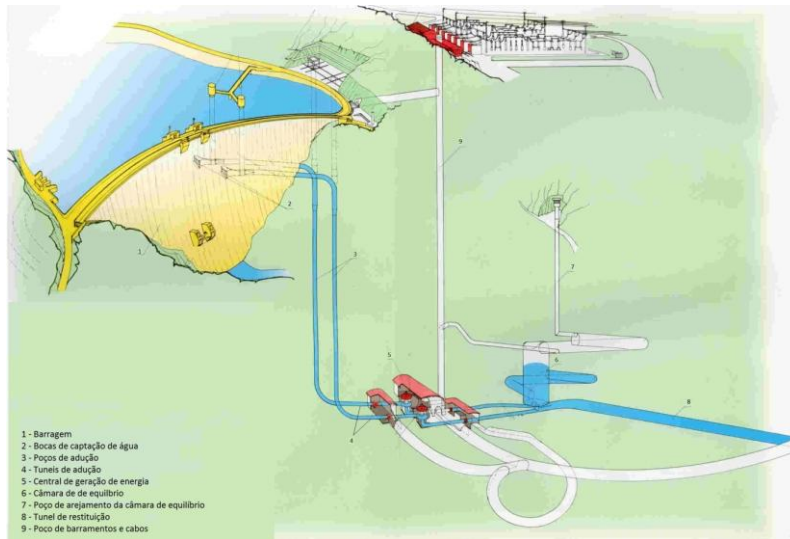


Figura 2.1 – Elementos de um aproveitamento hidroelétrico subterrâneo [2].

Os túneis de adução representam os elementos designados de alta pressão, responsáveis por transportar eficazmente a água, desde a sua captação até à central elétrica; enquanto os túneis de restituição constituem os elementos de baixa pressão, responsáveis por devolver a água vinda da unidade geradora de energia, ou grupo, até ao local de restituição. A câmara de equilíbrio tem como principal função proteger as galerias, ou túneis, do efeito do choque hidráulico; fenómeno que resulta das variações instantâneas do débito de água por parte das turbinas e, ainda, facilitar o ajuste das turbinas, fruto de um eventual aumento de exploração. O débito das turbinas é regido pela rede elétrica e, deste modo, o sistema de adução deve ser capaz de reagir, instantaneamente, de acordo com as exigências de consumo. Nas alturas em que o débito das turbinas é menor, a câmara de equilíbrio funciona como um reservatório para que, nas alturas de maior consumo, o aproveitamento hidroelétrico possa dar vazão às exigências, provocando um abaixamento do nível de água na câmara de equilíbrio, compensando a água em falta.

Em circuitos que ligam dois reservatórios, é exequível que o sistema de adução seja reversível, ou seja, o fluxo de água pode ocorrer em ambos os sentidos. Em sistemas de adução com comprimento extenso, é possível que exista mais do que um poço por razões construtivas, a fim de possibilitar diversas frentes de escavação.

Normalmente, os sistemas de adução e, nomeadamente, os elementos de alta pressão, têm associados à sua exploração inúmeras questões de natureza económica e estrutural. Economicamente, é capital controlar e limitar as perdas de carga e as perdas físicas (perdas de água). A nível estrutural é decisivo que o equipamento seja capaz de exercer a sua função sem que a sua capacidade resistente seja posta em causa. Para tal, recorre-se à aplicação de revestimentos em betão simples, armado ou pré-esforçado. Nos casos em que a galeria é escavada com recurso à utilização de uma tuneladora e as condições geológicas e hidrogeológicas do terreno assim o permitem, o revestimento pode ser preterido.

## 2.2.2 EVOLUÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DOS TÚNEIS DE ADUÇÃO

Ao longo dos últimos anos, nomeadamente durante o século XX, têm sido várias as alterações na configuração estrutural dos aproveitamentos hidroelétricos. A Figura 2.2 evidencia e representa sucintamente a evolução que se tem vindo a verificar ao longo do século.

Foi no final do século XIX que se começaram a realizar este tipo de obras hidráulicas. No esquema 1 da Figura 2.2 está apresentada a configuração dos primeiros aproveitamentos. Verifica-se que a galeria era sucedida por uma conduta forçada, implantada superficialmente e pela unidade geradora de energia, também posicionada à superfície. A câmara de equilíbrio era colocada no final da galeria, antecedendo a conduta forçada.

Após a segunda guerra mundial, a configuração dos aproveitamentos foi alterada, adquirindo o formato apresentado pelos esquemas 2 e 3 da Figura 2.2. A conduta forçada e implantada à superfície, foi substituída pela aplicação de um poço inclinado blindado e situado em profundidade, podendo a central de turbinação ser colocada à superfície ou soterrada.

Para responder às possíveis condições topográficas particulares, como grandes diferenças de altitudes para curtas distâncias horizontais, foi desenvolvido o esquema 4 da Figura 2.2, no qual, contrariamente aos casos anteriormente referidos, o poço e a central precedem a galeria.

Ao longo dos anos foram desenvolvidas novas técnicas de escavação, que permitiram a execução de poços verticais. Hoje em dia, é possível efetivar a escavação de poços que podem atingir profundidades e diâmetros até 700 m e 7 m, respetivamente. A partir dos anos 60, nos casos em que a rocha apresentava excelente qualidade, a galeria deixou de ser revestida. O traçado 5 da Figura 2.2 é um exemplo de uma galeria realizada sem revestimento ou com um revestimento parcial. É interessante referir que este último esquema apresentado afigura o método de escavação mais complexo de ser feito.

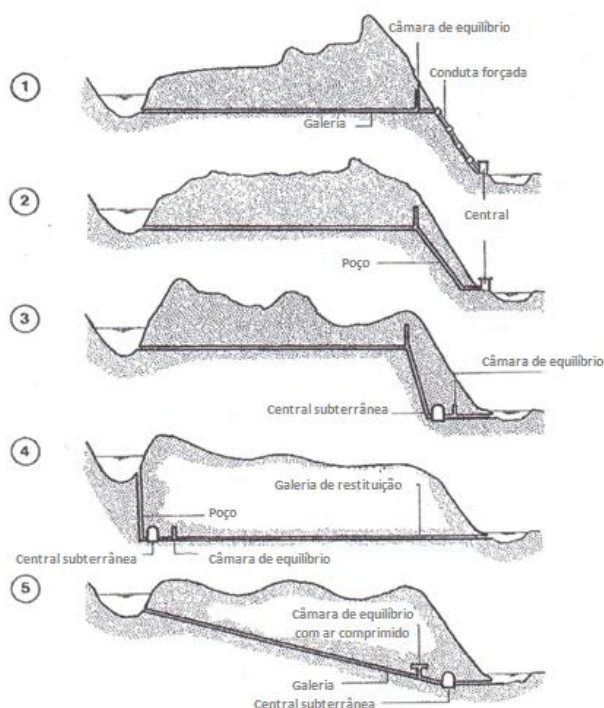


Figura 2.2 – Evolução da configuração estrutural dos aproveitamentos hidroelétricos ao longo do século XX [1].

## 2.3 CRITÉRIOS GERAIS DE CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO

Como em todas as obras de engenharia civil, a conceção sustentável e viável de um sistema de adução incorporado num aproveitamento hidroelétrico, deverá ter em conta os seguintes fatores:

- Economia;
- Estabilidade (resistência dos materiais);
- Aspetos construtivos;
- Ambiente.

### 2.3.1 CRITÉRIO ECONÓMICO

A nível económico, podem distinguir-se três grandes grupos influentes no balanço parcimonioso da obra, a saber: custos de construção e exploração, perdas de carga e perdas de água.

Os custos de construção e exploração estão diretamente relacionados com aspetos e critérios topográficos, geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos. São, naturalmente, influenciados pela escolha do traçado, diâmetro utilizado, revestimento adotado e por problemas construtivos que surgem ao longo do avanço da obra.

As perdas de carga são função do comprimento da galeria, do diâmetro da sua secção e da rugosidade do revestimento aplicado. É fundamental diminuir o valor das perdas de carga, para permitir que o processo de produção de energia, durante a turbinação da água, seja mais eficiente.

As perdas de água dependem de diversos fatores, entre os quais se distinguem: a escolha do traçado em planta e em profundidade (principalmente em comparação com a altura do nível freático), a escolha do revestimento, as características hidrogeológicas do terreno e o estado de tensão inicial do maciço rochoso envolvente.

### 2.3.2 CRITÉRIO DE ESTABILIDADE

Relativamente à estabilidade estrutural, dois aspetos deverão ser contemplados: a resistência do maciço rochoso e a resistência do revestimento.

Ambos os aspetos referidos são fortemente influenciados pelas perdas de água. A percolação do fluido através das fissuras e porosidades existentes em ambos os meios origina um conjunto de forças que podem ocasionar um desgaste estrutural quer no revestimento, quer no maciço rochoso. Este fenómeno será elemento de discussão ao longo dos capítulos seguintes desta dissertação.

Para além do fator referido, a resistência global da obra está igualmente e intimamente ligada à topografia do terreno, geologia (tipo de rocha, fissuração e falhas), hidrogeologia (o nível freático presente no maciço será um dado de importante relevo na fase de dimensionamento) e geotecnia (deformabilidade e permeabilidade da rocha).

### 2.3.3 ASPETOS CONSTRUTIVOS

Os aspetos construtivos, nomeadamente o método construtivo empregue, constitui igualmente um fator determinante e preponderante ao nível da conceção de um sistema de adução. O método de construção pode influenciar a resistência estrutural da obra, a qualidade do revestimento (após a construção), a escolha do traçado (antes da construção) e a resistência do maciço rochoso escavado (durante o processo construtivo, devido ao modo de perfuração). Um maciço rochoso perfurado com recurso a uma tuneladora, sofrerá menores danos na sua componente estrutural quando comparado com um maciço perfurado com recurso a engenhos explosivos.



Figura 2.3 – Tuneladora *Dulcinea* [3].

### 2.3.4 CRITÉRIOS AMBIENTAIS

A nível ambiental, dado que todos os elementos são de natureza subterrânea, os impactos ambientais ocorrem, essencialmente, durante a fase de construção. A obra pode, em alguns casos, influenciar o nível freático, devendo portanto ser realizado um estudo de modo a minimizar as consequências desse efeito.

Em suma, apura-se que os diversos critérios de dimensionamento estão relacionados, não podendo em nenhuma situação ou circunstâncias ser dissociados.

## 2.4 CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO

O dimensionamento dos sistemas de adução deverá contemplar uma análise específica para diferentes cenários, que representem as diversas solicitações atuantes na globalidade do sistema e apresentar uma solução capaz de respeitar todos os condicionamentos impostos por cada critério considerado. Os critérios de dimensionamento do revestimento em sistemas de adução têm por base as seguintes ações:

- Pressão interna;
- Pressão externa;
- Sismo;
- Desabamento;
- Forças de injeção.

#### 2.4.1 PRESSÃO INTERNA E EXTERNA

As pressões interna e externa que atuam no revestimento, devem-se à pressão da água nas superfícies interior e exterior do revestimento da galeria, respetivamente, e constituem ambas um carregamento de extrema importância para a estabilidade estrutural da galeria. Ambos os conceitos serão desenvolvidos nos capítulos 3, 4 e 5.

#### 2.4.2 AÇÃO SÍSMICA

O comportamento das obras subterrâneas é distinto do das obras à superfície, quer pelo facto de estarem totalmente envolvidas em solo ou rocha, quer pela sua extensão (no caso dos túneis). Assim sendo, o seu dimensionamento no que se refere à análise sísmica, apresenta aspetos distintos daqueles que são usados nas obras que se encontram à superfície.

As ações sísmicas são caracterizadas, genericamente, em termos de deformações e tensões impostas à estrutura pela interação entre a própria estrutura e o meio envolvente.

O método de dimensionamento mais simples consiste em ignorar a interação existente entre o material envolvente e a estrutura. O seu dimensionamento é realizado de modo a que as deformações impostas por uma ação sísmica sejam comportadas integralmente pela estrutura. Este processo é válido quando se trata de uma zona com baixa atividade sísmica ou quando a estrutura se encontra num meio rígido. Quando o modelo de cálculo envolve uma análise pseudo-estática, as deformações são impostas como cargas estáticas e a interação solo-estrutura não entra em consideração com os efeitos da propagação das ondas, não sendo portanto uma análise dinâmica. Quando se realiza uma análise dinâmica, a interação solo-estrutura é feita com recurso a modelos numéricos, tal como o método dos elementos finitos [4].

O efeito da passagem da onda sísmica origina a formação de fissuras na seção do revestimento. Quando a onda sísmica atua perpendicularmente ao eixo do túnel, as deformações que se verificam na estrutura após a passagem da mesma materializam-se numa ovalização da estrutura [4].

#### 2.4.3 DESABAMENTO

A percolação da água através dos poros e fraturas existentes no maciço rochoso pode ocasionar a lavagem de elementos finos presentes no mesmo, conduzindo, progressivamente, a uma diminuição da resistência estrutural da rocha envolvente ao revestimento. Como resultado das solicitações respeitantes às condições normais de utilização da galeria (pressão interna e externa), da percolação da água e de um enfraquecimento natural da envolvente rochosa da galeria, pode, porventura, se não forem tomadas medidas preventivas, ocorrer a rotura parcial do maciço; verificando-se um desabamento e conseqüentemente um esforço adicional sobre a superfície exterior do revestimento. Para a quantificação em projeto dessa força, admite-se uma distribuição do tipo apresentado na Figura 2.4.

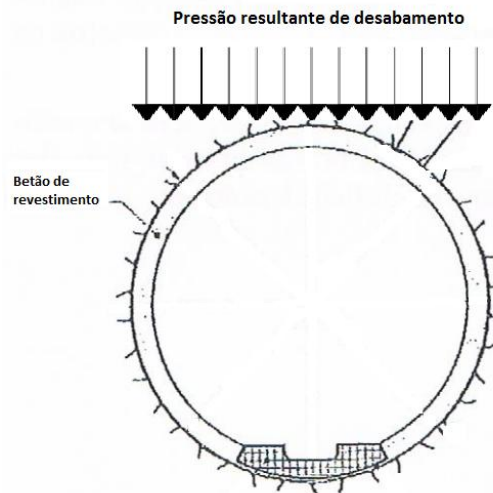


Figura 2.4 – Revestimento definitivo de uma galeria sujeita a esforços adicionais provenientes de um desabamento do maciço rochoso.

Do ponto de vista do projeto de dimensionamento de revestimentos definitivos em túneis de adução, deverá ser contemplada uma análise quantitativa do efeito referido.

#### 2.4.4 FORÇAS DE INJEÇÃO

As forças de injeção constituem um carregamento adicional na estrutura da galeria, essencialmente provocado pela reação imposta pelo maciço a uma pressão localizada. Estas injeções têm como principal objetivo garantir a perfeita solidarização entre o revestimento e o maciço rochoso. Ao longo do processo de aplicação do revestimento definitivo, são incorporados tubos que percorrem toda a sua espessura. É através desses tubos que mais tarde é injetada calda de cimento, com o intuito, já referido, de garantir um perfeito contacto entre os dois materiais.

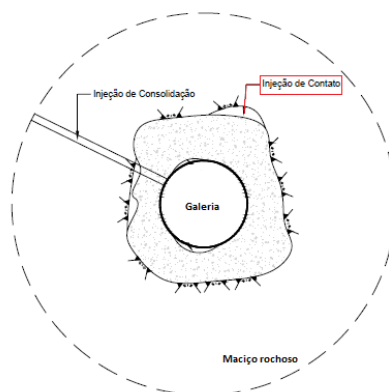


Figura 2.5 – Revestimento definitivo de uma galeria, com aplicação de injeções de contacto [5].

O carregamento imposto pelas injeções de contacto deve ser incorporado no projeto de dimensionamento de revestimentos definitivos em túneis de adução.

## 2.5 ESCOLHA DO TRAÇADO

### 2.5.1 FATORES DETERMINANTES

Na escolha do traçado é necessário ter em conta os seguintes aspetos:

- Resistência do maciço rochoso;
- Limitação das perdas de água do sistema de adução;
- Questões económicas ligadas, essencialmente, ao custo de construção, perdas de carga e pressão interior;
- Exigências construtivas (necessidade de recorrer à execução de frentes de ataque).

#### 2.5.1.1 Resistência do maciço rochoso

##### i. Influência das condições iniciais do maciço rochoso

Os esforços transmitidos devido à ação da pressão interna nos túneis ou poços devem ser absorvidos pelo maciço rochoso presente na envolvente do elemento estrutural. A resistência da rocha é condicionada, essencialmente, pelas suas condições iniciais. Se a pressão transmitida for superior à máxima tensão admitida pelo maciço, que é função da sua capacidade resistente, este pode entrar em rotura, quer pela abertura de fendas pré-existentes, quer pela abertura de novas fendas. Deste modo, o maciço deve, em qualquer circunstância, apresentar determinados valores de resistência iniciais exigidos, para que seja exequível a construção do sistema de adução complementarmente à central hidroelétrica.

Durante a fase de pré-dimensionamento admite-se a condição geostática, ou seja:

$$\sigma_v = \rho_R \cdot g \cdot h \quad (2.1)$$

Em que:

$\sigma_v$  – Tensão vertical;

$h$  – Altura do maciço rochoso a partir da superfície de elemento analisado;

$\rho_R$  – Densidade do maciço rochoso;

$g$  – Aceleração da gravidade.

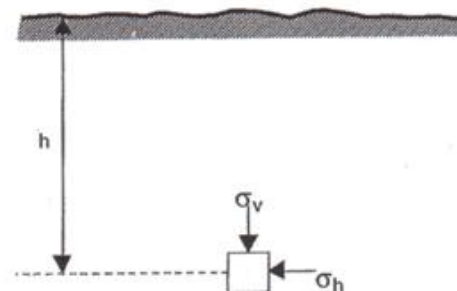


Figura 2.6 - Estado de tensão inicial no maciço rochoso à profundidade  $h$ .



O valor da tensão horizontal é dado pela equação seguinte:

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v \quad (2.2)$$

Em que:

$\sigma_h$  – Tensão horizontal;

$k_0$  – Coeficiente de impulso em repouso.

Dado que o material do maciço rochoso apresenta alguma heterogeneidade, o coeficiente,  $k_0$ , é obtido através de ensaios realizados *in situ* tal como o ensaio com macacos planos. A Figura 2.7 permite auferir o valor do coeficiente em função da profundidade. Para maciços acidentados, o valor de  $k_0$  varia entre 0,4 e 1,0.

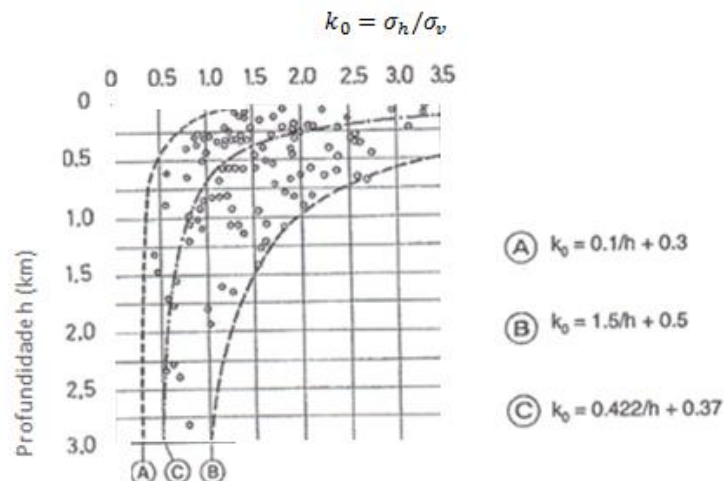


Figura 2.7 - Valores de medições realizadas *in situ* de tensões horizontais iniciais em função das tensões verticais iniciais e da profundidade. As curvas A e B representam as envoltórias dos valores medidos *in situ*, enquanto a curva C se trata de uma aproximação teórica segundo McCutchen [1].

Através da análise da Figura 2.7, pode concluir-se que a tensão vertical assume valores superiores aos da tensão horizontal para profundidades consideráveis, enquanto na proximidade da superfície a tensão horizontal supera a vertical. Por modo a evitar a rotura do maciço rochoso, deve contemplar-se a existência de uma determinada espessura mínima de solo acima da galeria.

ii. Espessura mínima de maciço rochoso acima da galeria

A determinação da espessura mínima de maciço rochoso a considerar exige a definição do tipo de revestimento a ser utilizado, a saber: revestimento impermeável ou permeável.

No caso de o revestimento admitido ser impermeável, é importante salientar que a totalidade do carregamento é aplicada, exclusivamente, na superfície do revestimento e, posteriormente, transmitido ao maciço rochoso envolvente. Assim, a pressão interior pode ser repartida pelo revestimento e pela rocha.

$$P_i = P_A + P_R \tag{2.3}$$

Em que:

$P_i$  – Pressão da água exercida na superfície interior do túnel ou poço;

$P_A$  – Parte da pressão absorvida pelo revestimento;

$P_R$  – Parte da pressão absorvida pelo maciço rochoso.

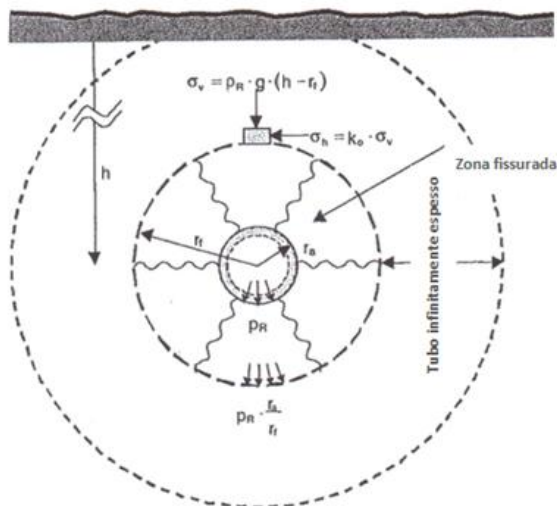


Figura 2.8 – Esquema de cálculo que permite estimar o recobrimento mínimo no caso de um revestimento estanque, sendo,  $r_a$ , o raio exterior do revestimento,  $r_f$ , o raio da zona fissurada e  $h$ , a cobertura vertical da galeria ( $h > 10r_f$ ) [1].

A tensão principal da rocha no limite da zona fissurada é função do coeficiente  $k_0$ , que deriva, como já referido, da profundidade considerada. Naturalmente, admitisse que a análise da espessura mínima de maciço rochoso acima da galeria é feita considerando pequenas profundidades de implantação da obra. Assim sendo, o coeficiente  $k_0 \geq 1$ , e portanto, a tensão principal da rocha é dada pela tensão horizontal. Assim:

$$\sigma_h = k_0 \cdot \rho_R \cdot g \cdot (h - r_f) \tag{2.4}$$

Em que:

$r_f$  – Raio da rocha fissurada.

No limite, o valor de  $r_f$  terá de respeitar a seguinte condição:

$$r_f < \frac{h}{10} \quad (2.5)$$

Simplificada e aproximadamente, a tensão circunferencial pode ser deduzida tendo por base a consideração de um tubo infinitamente espesso. Consequentemente:

$$\sigma_t = P_R \cdot \frac{r_a}{r_f} \quad (2.6)$$

Se a zona de rocha fissurada for limitada a:

$$r_f = 3 \cdot r_a \quad (2.7)$$

Obtém-se, para  $\sigma_t \leq \sigma_h$ :

$$P_{R,máx} \leq 3 \cdot k_0 \cdot \rho_R \cdot g \cdot (h - 3r_a) \quad (2.8)$$

Deste modo, garante-se conservativamente, que não se desenvolvem tensões de tração no solo, evitando assim a rotura do maciço. A determinação da altura mínima de rocha a considerar acima da galeria pode assim ser quantificada a partir de:

$$h \geq \frac{P_i - P_A}{3 \cdot k_0 \cdot \rho_R \cdot g} + 3r_a \quad (2.9)$$

Em que:

$r_a$  – Raio exterior do revestimento;

$g$  – Aceleração da gravidade.

Normalmente, o valor determinado através da equação (2.9) é ainda multiplicado por um fator de segurança,  $S$ , que pode variar entre 1,5 e 2,0.

No caso de o revestimento considerado ser permeável a situação é totalmente distinta, dado que parte da água existente no interior da galeria atravessa o revestimento e atinge o maciço envolvente. Genericamente, se a pressão da água que percola entre as fissuras existentes no maciço rochoso for demasiado elevada, poderá conduzir à rotura progressiva do maciço, fenómeno designado por "hydraulic jacking". Assim sendo, a tensão principal admissível no maciço rochoso, deverá ser sempre superior à pressão da água no exterior do revestimento. No caso a ser analisado, e pelos motivos já mencionados, a tensão principal corresponde à tensão horizontal. Deste modo:

$$\sigma_h = k_0 \cdot \rho_R \cdot g \cdot h \geq P_R \quad (2.10)$$

A partir da equação anterior, o valor da altura mínima de maciço admissível,  $h$ , acima da galeria, pode ser quantificado a partir de:

$$h \geq \frac{P_R}{k_0 \cdot \rho_R \cdot g} \quad (2.11)$$

Tal como no caso de consideração do revestimento impermeável, o valor da altura mínima,  $h$ , deverá ser multiplicado por um fator de segurança, o qual pode variar entre 1,2 e 1,5.

Caso o sistema de adução esteja situado no interior de um lençol freático, o valor da pressão interna poderá ser reduzido devido à ação resultante da pressão externa, que, por sua vez, atua no revestimento com efeito contrário à ação da pressão interna.

Para além das condições iniciais do maciço e da cobertura mínima exigível, a escolha do traçado de um sistema de adução pode também ser influenciada por outros fatores e deve ter em consideração os seguintes cuidados:

- Devem ser evitadas zonas arborizadas onde a rocha apresenta qualidade fraca, dado que as importantes pressões exteriores podem conduzir a grandes deformações;
- O traçado adotado não deve incluir zonas onde o maciço apresente qualidade fraca ou onde tenham ocorrido acidentes geológicos;
- A posição do nível freático assume extrema importância, pois, caso este esteja acima da galeria, a pressão externa atua com efeito contrário ao da pressão interna.

### 2.5.1.2 Limitação das perdas de água e seu raio de influência

#### i. Estimativa das perdas de água

As perdas de água num sistema de adução dependem dos seguintes fatores:

- Diferença entre a pressão hidrostática exterior e interior, sendo, portanto, necessário conhecer a posição do nível freático;
- Permeabilidade do revestimento, o qual poderá influenciar a fissuração da rocha;
- Permeabilidade do maciço rochoso, sem desprezar as zonas próximas da galeria que, eventualmente, possam ter sido sujeitas a melhoramento por injeção (consolidação do maciço).

Consoante a posição do túnel ou poço relativamente ao nível freático, é possível estimar as perdas de água inerentes ao sistema de adução. Estas perdas serão quantificadas no subcapítulo 3.3.

## ii. Raio de influência das perdas de água

A seleção do traçado da galeria deve ser escolhido de tal forma, que as perdas de água existentes sejam aceitáveis e de modo a que o raio de influência não atinja a superfície do terreno. O raio de influência pode tornar-se crítico nos casos em que a galeria se encontra num maciço seco (ausência de água subterrânea ou nível freático abaixo da galeria). Caso o maciço rochoso perto da superfície seja pouco permeável, existe o risco de deslizamento do material, provocado pelas subpressões acumuladas na rocha. A experiência demonstra que o desabamento pode ocorrer mesmo após vários anos de funcionamento da galeria. A Figura 2.9 pretende demonstrar este efeito.

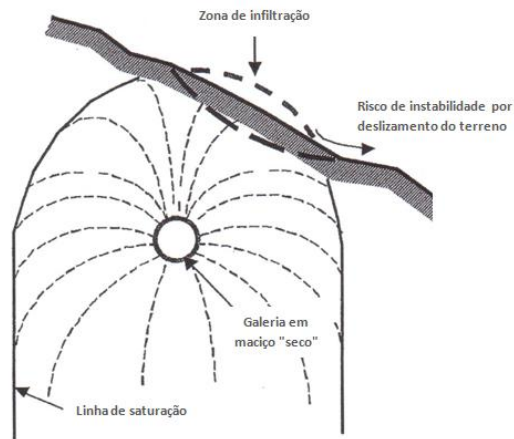


Figura 2.9 - Raio de influência da percolação de um túnel situado num maciço "seco", no caso em que a linha de percolação atinge a superfície rochosa e a cobertura do terreno macio [1].

Caso a galeria se encontre situada abaixo do nível freático (Figura 2.10), poderá verificar-se uma elevação da cota do nível freático, fruto do vazamento de água desde o interior do revestimento para o exterior.

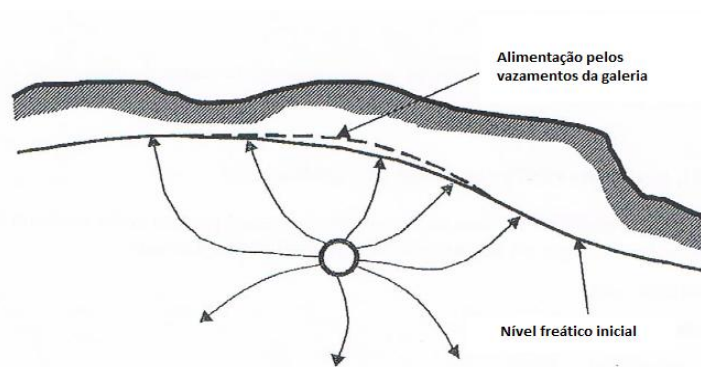


Figura 2.10 – Alimentação do nível freático devido ao vazamento de água de um túnel de pressão [1].

Dado que o nível freático apenas é influenciado localmente, esta situação raramente representa uma condição crítica.

Sumariamente, o traçado a definir, com vista a minimizar as perdas de água, deve, se possível, implementar a galeria num maciço onde o nível freático seja suficientemente alto (para que a galeria fique submersa) ou caso contrário, a formação geológica deve apresentar baixa permeabilidade.

### iii. Limitações das perdas de água por razões económicas

Além de contribuírem para a instabilidade da obra caso não sejam controladas, as perdas de água devem ser também limitadas por razões económicas, como já foi referido. Regra geral, existe um valor para o limite de perda de água,  $q$ , que é considerado como tolerável:

$$q = 1 \frac{l}{s.km.bar} \quad (2.12)$$

Caso este valor seja ultrapassado, devem ser tomadas as seguintes medidas:

- Modificações no traçado;
- Diminuição da permeabilidade da rocha com recurso a injeções;
- Adoção de um revestimento impermeável (geossintéticos ou aço blindado, entre outros).

Na realidade, a previsão das perdas de água é extremamente complicada, devido à imprecisão associada à obtenção de certos parâmetros geológicos, tais como: juntas e fissuras no maciço, permeabilidade do maciço rochoso, posição do nível freático e flutuações inerentes a essa posição.

#### 2.5.1.3 Custos, perdas de carga e modo construtivo

Outros fatores que da mesma maneira influenciam a escolha do traçado são os custos de construção, as perdas de carga e o método construtivo; sendo que os custos de construção e as perdas de carga serão, como é natural, tanto menores quanto menor for o comprimento da galeria.

O modo de construção e a localização das frentes de ataque influenciam diretamente a duração do período de obra e conseqüentemente o seu custo. O número de frentes de ataque deve ser determinado tendo em conta os seguintes fatores:

- Duração do período de construção;
- Custo de construção;
- Método construtivo;
- Proteção do meio ambiente (localização das frentes de ataque e dos aterros possíveis).

Caso o método construtivo seja o tradicional, a distância entre as frentes de ataque é muito curta, e consoante as características geológicas do terreno, pode variar entre 4 e 8 km. Quando a escavação é realizada recorrendo a tuneladoras, os comprimentos da galeria são limitadas de 10 a 15 km, caso contrário, as condições de ventilação não são respeitadas.

É importante definir frentes de ataque suficientes para que seja assegurada uma rápida progressão. No caso de haver uma frente bloqueada, a existência destas diversas frentes de ataque, possibilitam a que se avance por outra frente distinta, de modo a que os prazos de finalização da obra não sejam comprometidos.

A inclinação da galeria é, geralmente, definida tendo em conta a localização da câmara de equilíbrio. A escolha da inclinação é também definida de modo a limitar os aumentos de pressão na zona inferior da galeria. É prática corrente adotar valores de inclinação que variam entre 0,5% e 1,0%. Nos casos em que os materiais escavados são transportados com recurso a carris, o declive não deve exceder os 2,0%.

## 2.6 ESCOLHA DO DIÂMETRO

Antes de 1920, os túneis eram construídos com recurso a secções em ferradura (Figura 2.11). O revestimento era realizado através de pedra talhada, consolidada através de injeção de cimento; a impermeabilidade era garantida pelas camadas de betão projetado ou de gesso, aplicadas no interior do revestimento.

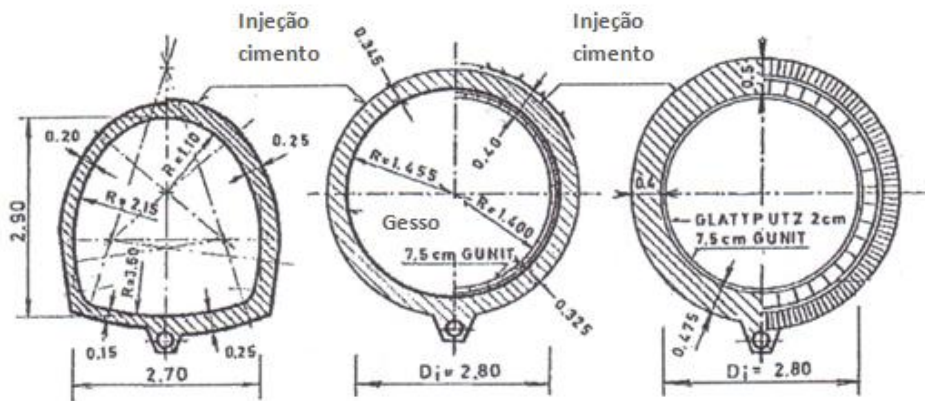


Figura 2.11 - Secção tipo de revestimentos em túneis de adução [1].

Hoje em dia, a secção mais utilizada é a circular, dado que é a ideal do ponto de vista estático, hidráulico e económico. Ao longo do processo de escavação, a água proveniente do maciço escavado vai sendo reencaminhada para o exterior de modo a evitar danos.

A escolha do diâmetro ideal para uma dada galeria é função de inúmeras variáveis condicionantes. É capital analisar os seguintes aspetos:

- Custo de construção;
- Custos de investimento;
- Preço de energia;
- Rugosidade do revestimento.

A Figura 2.12 apresenta o modelo de obtenção de um diâmetro ótimo, para uma dada galeria, fruto de análise das variáveis referidas.

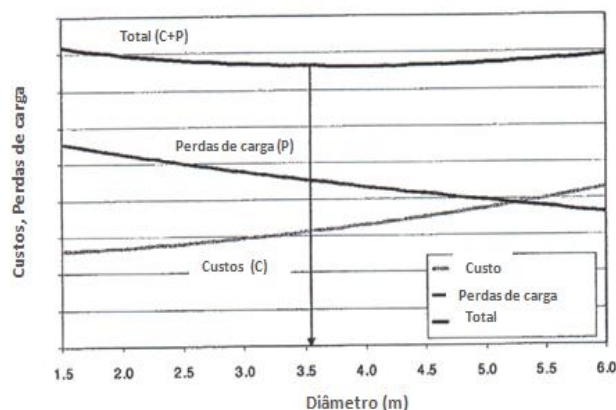


Figura 2.12 - Modelo de cálculo de um diâmetro ótimo [1].

Na Figura 2.12 estão representadas as seguintes curvas:

- Perdas de carga em função do diâmetro, onde se verifica que as perdas de carga diminuem com o aumento do diâmetro;
- Custos em função do diâmetro, sendo que, conforme seria expectável, os custos de construção aumentam com o diâmetro do túnel;
- Soma das duas curvas anteriores, a partir da qual é possível determinar o diâmetro ótimo (ponto mínimo da curva).

Por vezes, a curva total apresenta-se demasiadamente plana, tornando-se difícil a percepção do ponto ótimo. Nessa situação, torna-se indispensável a realização de um estudo paramétrico.

Como primeira aproximação da escolha do diâmetro da galeria podem ser utilizadas as equações (2.13) e (2.14).

Se o túnel é revestido em betão:

$$D = 0.62 \cdot Q^{0.48} \quad (2.13)$$

Se o túnel é blindado:

$$D = 1.1 \cdot H^{-0.12} \cdot Q^{0.45} \quad (2.14)$$

Em que:

D – Diâmetro da secção ótima [mm];

Q – Caudal instalado [m<sup>3</sup>/s];

H - Pressão estática interior, ou carga hidráulica instalada [m].



## 2.7 TIPOS DE REVESTIMENTOS

O revestimento constitui o suporte final da estrutura. O processo de seleção do tipo de revestimento a aplicar deverá, naturalmente, considerar as informações recolhidas sobre o maciço rochoso, adquiridas durante a fase de escavação.

### 2.7.1 OBJETIVOS DO REVESTIMENTO

De acordo com as condições associadas a cada caso, o revestimento deve satisfazer uma certa combinação de exigências, entre as quais se destacam:

- Vedação;
- Limitação de perdas de água;
- Preservação do nível freático;
- Limitação das perdas de carga;
- Durabilidade da galeria;
- Minimização dos trabalhos de manutenção;
- Consistência mecânica e química do maciço rochoso;
- Estabilidade da galeria ao longo da exploração.

De acordo com as distintas situações, o projetista deverá, naturalmente, selecionar a opção ideal para que possam ser cumpridas todas as exigências estipuladas previamente. Em seguida, serão enunciados diferentes tipos de soluções associados ao revestimento dos túneis de adução.

### 2.7.2 PERFIL NÃO REVESTIDO

Quando é adotada a solução de perfil não revestido para o túnel de adução, o maciço deverá atender a critérios de segurança e a critérios hidráulicos. Deste modo, é possível renunciar à aplicação do revestimento caso se verifiquem as seguintes condições:

- A zona escavada deverá apresentar estabilidade quando se encontra sem apoio;
- O maciço rochoso deverá ser pouco permeável, no sentido de evitar a percolação da água do túnel para o maciço (este movimento da água pode gerar instabilidade nas encostas adjacentes);
- Condições hidrogeológicas favoráveis;
- O comportamento da rocha não se deteriora sob a ação da água.

Um perfil escavado com recurso a explosivos apresenta, normalmente, um coeficiente de rugosidade elevado. Com o aparecimento das tuneladoras, conseguem-se escavações com diâmetros muito próximos dos definidos em projeto. Os valores de rugosidade do meio que se obtêm através das escavações com tuneladoras são inferiores aos valores apresentados através do procedimento que recorre ao uso de explosivos. A Figura 2.13 permite comparar e constatar a diferença existente na rugosidade presente num túnel escavado com uma tuneladora ou recorrendo ao uso de explosivos.



Figura 2.13 – Escavação de galerias: a) com recurso a explosivos; b) com recurso a tuneladora [5].

### 2.7.3 REVESTIMENTO EM BETÃO PROJETADO

O betão projetado é utilizado como revestimento definitivo quando as condições geológicas o permitem e se constatare que esta é uma solução vantajosa do ponto de vista económico. Normalmente, constitui uma aplicação particularmente vantajosa, devido quer às suas características em termos de processo construtivo, quer às suas propriedades mecânicas em idades jovens. As espessuras, neste caso, variam usualmente entre 5 e 15 cm e são geralmente incorporadas conjuntamente com malhas de armadura distribuída com varões de 5 e 10 mm.

Quando o betão projetado não assume uma função estrutural, pode ser aplicado para reduzir o coeficiente de rugosidade das paredes do túnel escavado.

### 2.7.4 BETÃO NÃO ARMADO

O revestimento de betão não armado deverá garantir a estabilidade das pressões exteriores, contudo, poderá não garantir a estanquidade e segurança relativa ao carregamento da pressão interior. Quando o túnel está sujeito à ação da pressão interna, a resistência à tração do betão é rapidamente atingida. Deste modo, o maciço envolvente terá de apresentar muito boa qualidade, detendo uma elevada rigidez, por modo a que a transmissão de esforços se verifique consistentemente e o mesmo não se desgaste, o que pode colocar em causa a componente estrutural do sistema.

Do ponto de vista construtivo, a espessura mínima de revestimento a adotar para este tipo de solução deverá ser entre 20 a 25cm caso a escavação seja realizada com tuneladora, ou 30 a 35 cm caso sejam utilizados explosivos. Naturalmente o valor da espessura entrará em linha de conta com o diâmetro da galeria. As espessuras correntes são da ordem de  $D/10$  para diâmetros inferiores a 4 m e  $D/15$  para diâmetros superiores. O coeficiente de rugosidade para este tipo de recobrimento é da ordem dos 70 a  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

### 2.7.5 BETÃO ARMADO

A colocação da armadura no revestimento aumentará a resistência à tração da estrutura, permitindo uma resposta muito mais otimizada da mesma, relativamente à solicitação dos esforços internos, ou seja, à solicitação da pressão interna da água. Para além do referido, a armadura irá ainda realizar um controlo da fendilhação na estrutura e, conseqüentemente, efetivar um controlo das perdas efetivas de água. Verificar-se-á uma repartição uniforme das fissuras e uma limitação das suas aberturas, conduzindo a uma diminuição das perdas de água. Este efeito é mais eficaz quando são utilizados varões de pequenos diâmetros e com reduzido espaçamento (15 a 20 cm). Conjuntamente com a armadura radial ou circunferencial é, ainda, colocada armadura longitudinal a fim de limitar a fissuração do betão devido ao efeito da retração. A espessura mínima de betão sobre a armadura é de 4 a 7,5 cm.

### 2.7.6 BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

Quando a fissuração do revestimento não é admitida ou aceitável para um túnel de adução, recorre-se à aplicação de betão pré-esforçado. São dois os métodos de aplicação de pré-esforço: a) pré-esforço passivo, com utilização de injeções, e b) pré-esforço ativo recorrendo à utilização de cabos dispostos circunferencialmente ao longo do perímetro da secção do revestimento em betão.

#### 2.7.6.1 Pré-esforço passivo

Este tipo de pré-esforço consiste na aplicação de injeções a alta pressão entre um pré-revestimento e o anel interior definitivo, ou diretamente entre o maciço rochoso e o revestimento de betão. A aplicação desta injeção mobiliza o impulso passivo na rocha, submetendo, conseqüentemente, o revestimento a uma compressão, evitando desse modo que se verifique o efeito da fissuração. As injeções são realizadas através de tubos que se dispõem radial e longitudinalmente. Os tubos dispostos longitudinalmente são afastados entre dois a três metros.

A aplicação desta metodologia exige a presença de um maciço rochoso de boa qualidade. Deve verificar-se que em qualquer circunstância as tensões *in situ* são sempre superiores às tensões aplicadas pelas injeções.

#### 2.7.6.2 Pré-esforço ativo

A aplicação do pré-esforço ativo está limitada a situações em que a pressão interna presente na galeria se encontre na ordem dos 20 bar, uma vez que para pressões internas superiores, a aplicabilidade do método deixa de ser economicamente viável. A sua utilização é uma alternativa às blindagens e apresenta as seguintes vantagens:

- Custos inferiores para galerias de curto comprimento;
- Grande flexibilidade no caso de geometrias complicadas.

Do ponto de vista da segurança estrutural, é exigido a aplicação de uma armadura disposta radial e longitudinalmente.

#### 2.7.7 APLICAÇÃO DE MEMBRANAS NO REVESTIMENTO

A utilização das membranas acontece quando existe a necessidade imperativa de impor a total impermeabilidade do meio, ou seja, é um método dissociável daqueles cujos objetivos principais são a segurança e a resistência estrutural. Por uma questão de proteção da membrana, a mesma é envolvida por duas camadas de revestimento.

A aplicação deste método surge, por exemplo, no caso em que o revestimento selecionado foi o betão simples. Neste caso, a membrana servirá para controlar a limitação de permeabilidade do revestimento.

#### 2.7.8 BLINDAGEM

A blindagem em aço aplica-se, usualmente, para situações em que as pressões internas atingem valores bastante elevados e o maciço rochoso não tem capacidade estrutural para responder eficazmente aos esforços solicitantes. É normalmente aplicada nos túneis de adução, na proximidade da central, por forma a evitar que a água se escoe pelo revestimento e atinja a central. A blindagem pode, ainda, ser aplicada em poços. As espessuras de betão envolvente e da blindagem atingem valores de 50 cm e de 10 a 12 mm, respetivamente.

# 3

## DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DE REVESTIMENTOS SUJEITOS À PRESSÃO INTERNA

### 3.1 NOTA PRÉVIA

Os conceitos que se apresentam neste capítulo fazem parte do estudo desenvolvido por Schleiss [6] [7].

### 3.2 PRESSÃO INTERNA

A pressão interna da água que atua no contorno do revestimento representa um carregamento de grande relevo para a estabilidade do túnel. A sua ação está, essencialmente, presente nas seções concernentes à adução da água desde a sua captação até à chegada à central hidroelétrica, na qual a galeria se encontra totalmente preenchida pelo fluido. O seu valor pode ser representado pela Equação de Bernoulli:

$$Z_A - Z_B = Z_0 + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{U^2}{2g} \quad (3.1)$$

Em que:

$Z_0$  – Diferença de cotas;

$\frac{P}{\gamma_w}$  – Altura piezométrica;

$\frac{U^2}{2g}$  – Altura cinética;

$Z_A$  – Nível de água a montante;

$Z_B$  – Nível de água a jusante.

A Figura 3.1 ilustra a energia total num dado ponto de um sistema de adução presente num aproveitamento hidroelétrico.

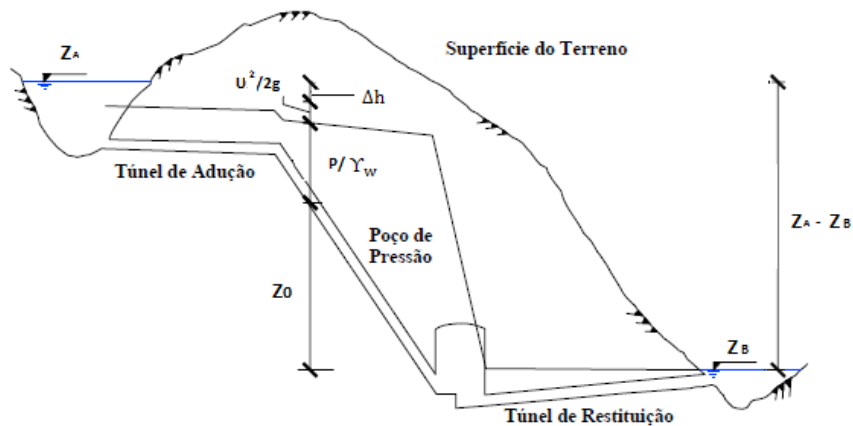


Figura 3.1 – Pressão total num túnel de adução [5].

A pressão estática em qualquer ponto da galeria é dada pela linha piezométrica, linha essa que representa o lugar geométrico da soma das energias de pressão e potencial em cada secção de um escoamento. Ao longo do presente capítulo, será possível perceber a influência da pressão interna no equilíbrio estrutural do revestimento dos túneis de adução.

### 3.3 CONSIDERAÇÃO DO REVESTIMENTO IMPERMEÁVEL

Inicialmente, o dimensionamento de túneis de adução era baseado na teoria clássica de túneis de pressão, na qual o revestimento e o maciço rochoso eram instituídos como meios totalmente impermeáveis, não contemplando a percolação e o movimento da água por entre ambos os meios. Sobre o ponto de vista desta consideração, a pressão que a água exerce no contorno do revestimento atua como uma carga uniformemente distribuída ao longo do perímetro do túnel, perpendicularmente à sua superfície, dissipando-se por completo na mesma. Deste modo, apenas são transmitidos à estrutura esforços de natureza puramente mecânica. Este efeito é demonstrado através da Figura 3.2. A utilização da teoria clássica no dimensionamento de revestimentos durante longos períodos deveu-se, essencialmente, à enorme dificuldade que existia na obtenção de parâmetros e estimativa comportamental do maciço rochoso envolvente.

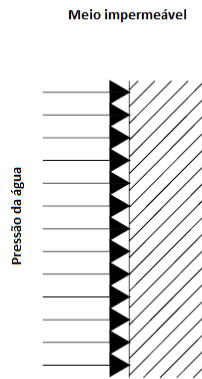


Figura 3.2 – Efeito da pressão interna da água na superfície interna do revestimento (carga uniformemente distribuída) [5].

### 3.3.1 TUBO DE BETÃO ESPESSO E ISOLADO

Com o objetivo de perceber o equilíbrio de forças e o estado de tensões presentes no anel de revestimento, Lamé (1852) elaborou uma primeira análise, considerando um tubo espesso de betão isolado e impermeável.

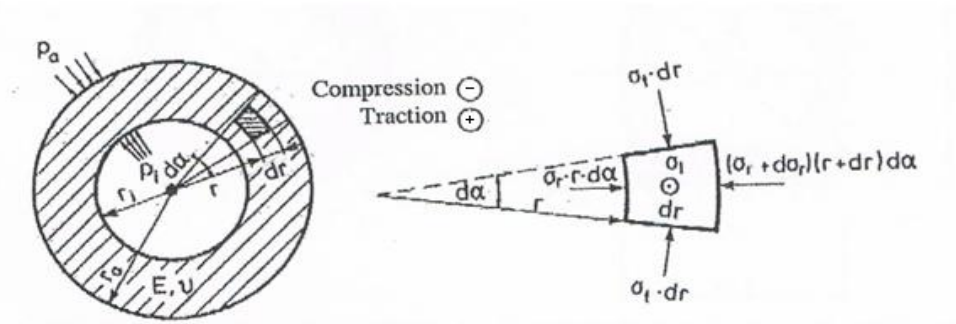


Figura 3.3 – Dinâmica de forças sobre um elemento infinitesimal de um tubo isolado, espesso e impermeável. Adaptado [1].

A equação que traduz o equilíbrio de forças sobre um elemento infinitesimal do revestimento e desprezando os efeitos de segunda ordem é:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{r} \quad (3.2)$$

Simplificadamente, considerando os materiais constituintes do betão homogéneos e com comportamento puramente elástico, torna-se possível aplicar a lei de Hook:

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} = - \frac{1}{E} \cdot [\sigma_r - \nu \cdot (\sigma_t + \sigma_l)] \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_t = \frac{u}{r} = - \frac{1}{E} \cdot [\sigma_t - \nu_B \cdot (\sigma_r + \sigma_l)] \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_l = \frac{dw}{dl} = - \frac{1}{E} \cdot [\sigma_l - \nu_B \cdot (\sigma_r + \sigma_t)] \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_l = 0 \Rightarrow \sigma_l = \nu_B \cdot (\sigma_r + \sigma_t) \quad (3.6)$$

Em que:

$\varepsilon_r$  – Extensão radial do revestimento;

$\varepsilon_t$  – Extensão circunferencial do revestimento;

$\varepsilon_l$  – Extensão longitudinal do revestimento;

$E$  – Módulo de elasticidade do revestimento;

$\nu_B$  – Coeficiente de Poisson do revestimento;

$\sigma_r$  – Tensão radial no revestimento;

$\sigma_t$  – Tensão circunferencial no revestimento;

$\sigma_l$  – Tensão longitudinal no revestimento;

$r$  – Raio do revestimento onde se pretende calcular a tensão atuante;

$u$  – Deslocamento.

Introduzindo os resultados obtidos pela aplicação das equações (3.3) a (3.6) na equação de equilíbrio (3.2), obtém-se a equação diferencial de segunda ordem do tipo Euler:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (3.7)$$

Da qual resulta a solução que rege o problema em termos de deslocamentos:

$$u(r) = c_1 \cdot r + c_2 \cdot \frac{1}{r} \quad (3.8)$$



Eliminam-se as constantes C1 e C2, impondo as seguintes condições nos limites do anel de revestimento:

$$\sigma_r(r_i) = p_i \quad (3.9)$$

$$\sigma_r(r_a) = p_a \quad (3.10)$$

Em que:

$r_i$  – Raio interior do revestimento;

$r_a$  – Raio exterior do revestimento;

$p_i$  – Pressão interior;

$p_a$  – Pressão exterior.

Deste modo obtêm-se as fórmulas de Lamé que permitem determinar as tensões presentes no revestimento, função das solicitações atuantes:

$$\sigma_t = \frac{1}{r_a^2 - r_i^2} \left[ p_a \cdot r_a^2 \left( 1 + \frac{r_i^2}{r^2} \right) - p_i \cdot r_i^2 \left( 1 + \frac{r_a^2}{r^2} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$\sigma_r = \frac{1}{r_a^2 - r_i^2} \left[ p_a \cdot r_a^2 \left( 1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right) - p_i \cdot r_i^2 \left( 1 - \frac{r_a^2}{r^2} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot \nu_B}{r_a^2 - r_i^2} [p_a \cdot r_a^2 - p_i \cdot r_i^2] \quad (3.13)$$

### 3.3.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação do estado de tensões no revestimento.

Nesta fase do trabalho será discutida a influência da pressão interna na variação do estado de tensão circunferencial presente no revestimento. A análise assenta na tensão circunferencial, uma vez que esta mostrou ser a condicionante, visto ser responsável pela formação das fissuras longitudinais.

Os parâmetros de entrada contemplados nesta análise foram os seguintes:

Quadro 3.1 - Caracterização dos elementos presentes no exemplo de cálculo para o tubo isolado.

Elemento	Variável	Valor	Unidades
Betão	Raio interno - $r_i$	3,0	[m]
	Raio exterior - $r_a$	Variável	[m]
	Pressão interna - $p_i$	0,5	[MPa]
	Pressão externa - $p_a$	0,0	[MPa]

A Figura 3.4 ilustra que, quando a espessura do revestimento aumenta, as tensões no betão calculadas para o ponto médio da espessura a considerar, ou seja, em  $r = \frac{r_i+r_a}{2}$ , diminuem para uma pressão interna atuante fixa.

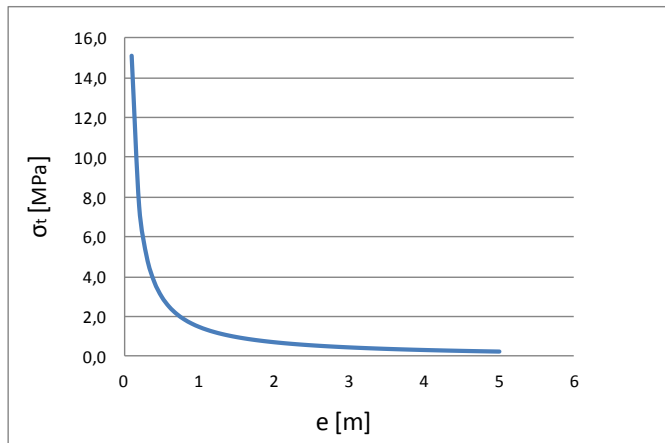


Figura 3.4 – Tensão circunferencial obtida no tubo isolado em função da variação da espessura do revestimento e avaliada no ponto médio da espessura.

Verifica-se, também, que o revestimento experimenta ao longo de toda a sua secção apenas um tipo de tensões, ou seja, ou se encontra tracionado ou comprimido. Neste caso, dado que a pressão interna é superior à externa (que é nula), o material estará sempre sobre um estado de tensão de tração.

O efeito da variação das tensões presentes no material de revestimento é perfeitamente visível na Figura 3.5. Admitindo agora um valor de raio externo,  $r_a$ , igual a 3,3 m e uma pressão externa,  $p_a$ , de 0,3 MPa, constata-se que enquanto o valor da pressão externa for superior ao da pressão interna (agora variável entre 0 e 0,5 MPa), o revestimento encontra-se sobre a influência de tensões de compressão.

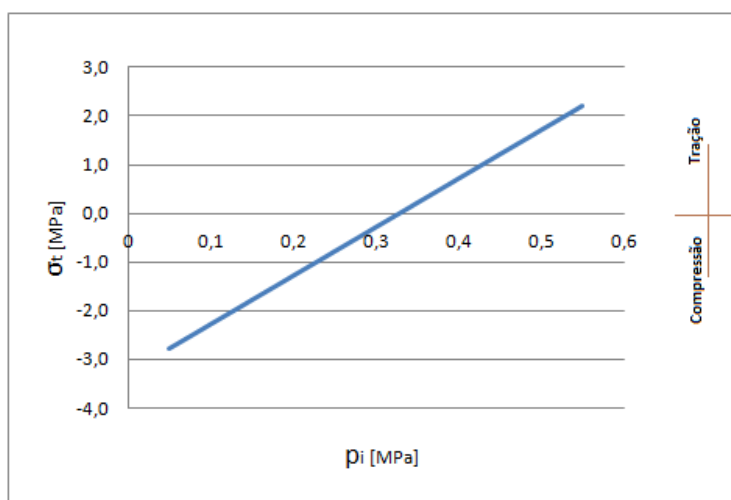


Figura 3.5 - Tensão circunferencial avaliada no ponto médio da espessura de um tubo isolado em função da variação da pressão interna e sobre a influência de uma pressão externa de 0,3 MPa.

### 3.3.2 TUBO DE BETÃO EM CONTACTO COM O MACIÇO ROCHOSO

A inserção do anel de betão no interior de um maciço rochoso, constitui um passo essencial para uma maior aproximação do que realmente se verifica *in situ*. Como tal, será em seguida analisada a influência que o maciço rochoso tem na variação das tensões presentes no anel de revestimento.

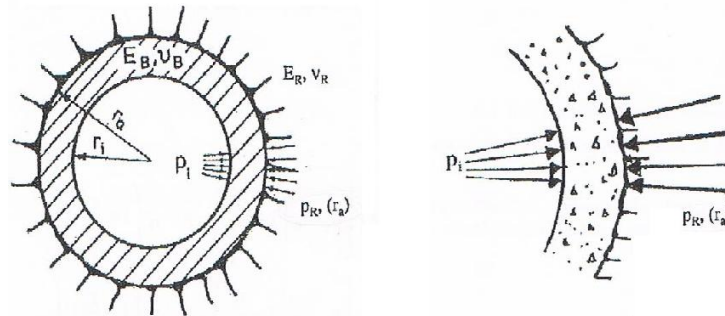


Figura 3.6 - Tubo de betão impermeável, envolvido pelo maciço rochoso [1].

Para o cálculo das tensões presentes no revestimento de betão, torna-se indispensável estimar o valor de  $p_r(r_a)$ . Fisicamente, a sua importância representa a reação que o maciço rochoso imprime na superfície exterior do revestimento. Esta reação surge na sequência da transmissão de esforços; uma vez carregado por ação da pressão interna, o revestimento de betão vai transmitir parte desses esforços ao maciço rochoso, que, por sua vez, por par ação reação, passa a exercer um determinado esforço sobre a superfície exterior do betão. Dado que a ação referida constitui um carregamento puramente mecânico sobre a estrutura do túnel, ela apenas altera as condições no limite entre o betão e o maciço. Assim, a sua quantificação pode ser determinada a partir da subsequente equação de compatibilidade, imposta no limite entre o revestimento e o maciço:

$$u_B(r_a) = u_R(r_a) \quad (3.14)$$

O betão pode ser considerado um tubo espesso, como demonstrado em 3.3.1 e, simplificada, o maciço rochoso será considerado um tubo infinitamente espesso. Assim:

$$u_B(r_a) = \frac{1 + \nu_B}{E_B} \cdot \frac{r_i^2 \cdot r_a^2}{r_i^2 - r_a^2} \cdot \frac{1}{r_a} \cdot \left[ 2 \cdot p_i \cdot (1 - \nu_B) - p_R(r_a) \cdot \left( \frac{r_a^2}{r_i^2} \cdot (1 - 2 \cdot \nu_B) + 1 \right) \right] \quad (3.15)$$

$$u_R(r_a) = \frac{1 + \nu_R}{E_R} \cdot r_a \cdot p_R(r_a) \quad (3.16)$$

Em que:

$u_B(r_a)$  - Deformação do revestimento em betão na interface;

$u_R(r_a)$  - Deformação do maciço rochoso na interface.

Através da equação (3.14), obtém-se então o valor esperado:

$$p_R(r_a) = \frac{2 \cdot p_i \cdot (1 - \nu_B)}{\frac{1 + \nu_R}{1 + \nu_B} \cdot \frac{E_B}{E_R} \cdot \left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right) + \frac{r_a^2}{r_i^2} \cdot (1 - 2 \cdot \nu_B) + 1} \quad (3.17)$$

Em que:

$\nu_B$  – Coeficiente de Poisson do revestimento em betão;

$E_B$  – Módulo de elasticidade do revestimento em betão;

$\nu_R$  – Coeficiente de Poisson do maciço rochoso;

$E_R$  – Módulo de elasticidade do maciço rochoso.

Conhecendo o valor da reação do maciço rochoso através da equação (3.17), facilmente se torna possível obter as tensões no betão, recorrendo, para esse efeito, às equações (3.11) a (3.13), substituindo o valor de  $p_a$  por  $p_R(r_a)$ .

3.3.2.1 Exemplo de cálculo – avaliação do efeito da consideração do maciço na distribuição de esforços.

O envolvimento do túnel de betão pelo maciço rochoso implica alterações significativas nos estados de tensão presentes no revestimento. Esta circunstância verifica-se, uma vez que parte dos esforços solicitados sobre a superfície de betão, passam a ser transmitidos para o maciço rochoso.

Os parâmetros de entrada considerados neste exemplo são os apresentados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Caracterização dos elementos presentes no exemplo de cálculo para um tubo envolvido por um maciço rochoso.

Elemento	Variável	Valor	Unidades
Betão	Raio interno - $r_i$	3,0	[m]
	Raio interno - $r_a$	Variável	[m]
	Pressão interna - $p_i$	0,5	[MPa]
	Pressão externa - $p_a$	A calcular	[MPa]
	Módulo de Elasticidade do betão - $E_B$	30,0	[GPa]
	Coeficiente de Poisson do betão - $\nu_B$	0,2	-
	Módulo de Elasticidade do maciço rochoso - $E_r$	4,0	[GPa]
	Coeficiente de Poisson do maciço rochoso - $\nu_r$	0,2	-

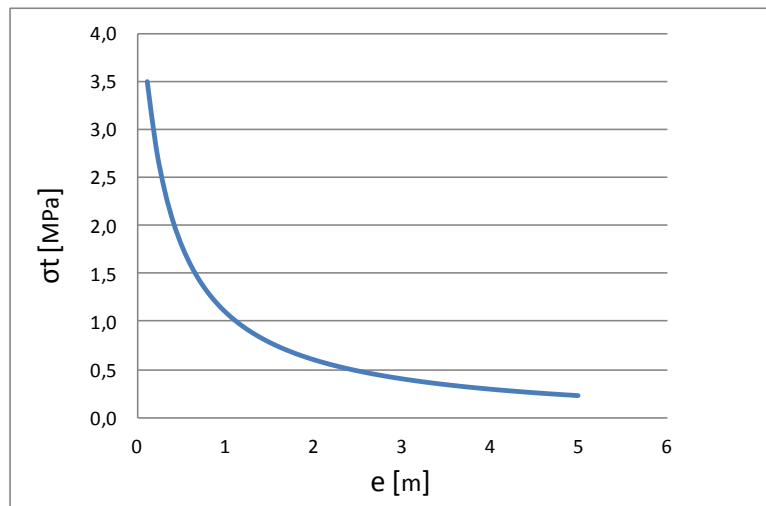


Figura 3.7 - Tensão circunferencial obtida no tubo envolvido por um maciço rochoso em função da variação da espessura e avaliada no ponto médio da espessura.

A Figura 3.7 demonstra uma redução acentuada nas tensões circunferenciais presentes no revestimento, comparativamente com a Figura 3.5, na qual o tubo se encontra isolado. Esta redução do esforço presente no betão deve-se, como já referido, à atuação do maciço rochoso, que detém parte do esforço global exercido na estrutura.

A Figura 3.8 pretende demonstrar de que modo varia a participação do maciço rochoso, em função do rácio entre o módulo de elasticidade do betão e do maciço, da espessura do revestimento e da pressão interna atuante.

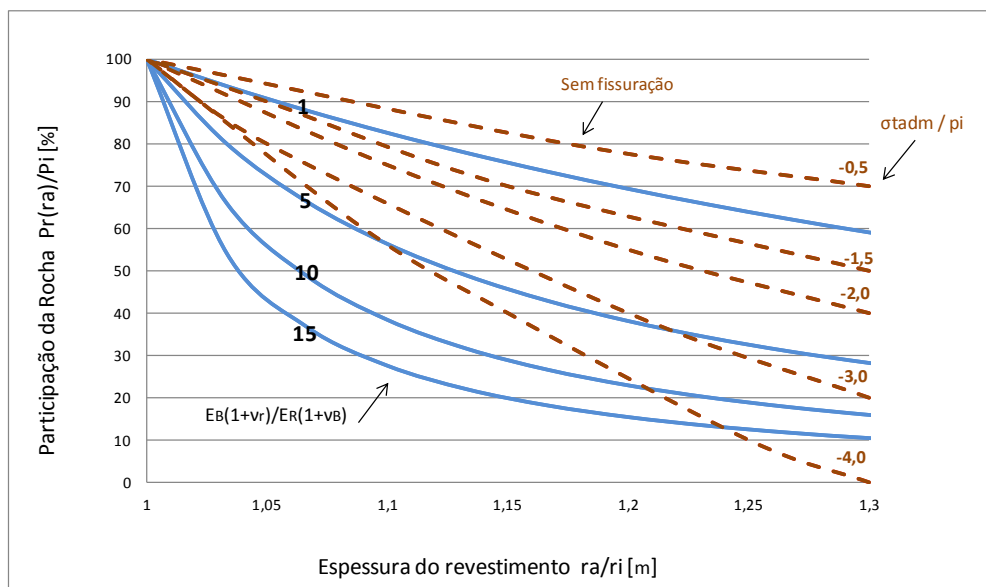


Figura 3.8 - Participação do maciço rochoso em função do rácio de  $E_B/E_R$  e da espessura do revestimento para um tubo impermeável revestido em betão simples.

Constata-se que quanto maior for a espessura do revestimento, menor é a participação do maciço rochoso, uma vez que se verifica uma maior compatibilidade de deformações. A Figura 3.8 indica que o principal fator de influência da participação do maciço rochoso não é a variabilidade da espessura, mas sim o rácio entre os módulos de elasticidade do betão e da rocha. Observando a Figura 3.8, para  $r_a/r_i = 1,15$ , verifica-se que a participação da rocha envolvente ao revestimento, adquire apenas 20% da totalidade dos esforços atuantes, considerando um rácio entre os módulos de elasticidade do revestimento e do maciço igual a 15. Por outro lado, para um rácio igual a 1, o maciço rochoso passa a auferir cerca de 75% dos esforços. Dado que a variabilidade da rigidez do betão de acordo com a sua classe selecionada não é significativa, podemos concluir que a rigidez do maciço é quem comanda o resultado obtido para o quociente  $E_B/E_r$ . Deste modo, quanto maior for a rigidez do maciço, menor será o quociente  $E_B/E_r$  e, portanto, maior será a participação da rocha na absorção de esforços.

Como é sabido, o betão apresenta uma resistência à tração bastante baixa. Torna-se, deste modo, imprescindível, controlar as tensões presentes no mesmo. Através da Figura 3.8, percebe-se que, para  $E_B/E_r = 5$ ,  $\sigma_{t adm}/p_i = -3,0$  e considerando um raio interno de 3,0 m, o valor de  $r_a/r_i$  necessário para que seja possível evitar a fissuração do betão tem de ser superior a 1,2. A reunião destas condições resulta numa participação do maciço em, aproximadamente, 40%. Materializando o referido, seria necessário uma espessura de 0,6 m para garantir que a galeria não fissurava.

### 3.4 CONSIDERAÇÃO DA PERMEABILIDADE NOS TÚNEIS DE PRESSÃO

Contrariamente à teoria clássica de dimensionamento de revestimentos referida em 3.3, a consideração da permeabilidade, quer do revestimento em betão, quer do maciço rochoso, conduz a uma maior aproximação do que realmente se verifica ao longo do período de utilização do empreendimento. Schleiss (1986) foi o primeiro a desenvolver esta metodologia racional de projeto.

A permeabilidade da rocha está, diretamente, associada à atividade geológica, que promove a formação de descontinuidades e quebras na continuidade mecânica do maciço, enquanto a do betão está, diretamente, ligada a variáveis como a sua própria porosidade, ao efeito da retração ou até, posteriormente, à própria fissuração estimulada pela ação da pressão interna.

A consideração da permeabilidade dos meios compreende a infiltração da água através das cavidades existentes e, deste modo, a estrutura passa a ser simultaneamente carregada por esforços mecânicos (já referidos em 3.3) e hidráulicos; fruto da reação imposta pelo maciço e da percolação da água, respetivamente. Assim, o carregamento estrutural deixa de atuar como uma carga uniformemente distribuída, passando a atuar como uma carga variável, uma vez que, parte desse carregamento é deslocado, progressivamente, para a superfície exterior do betão. Assim, a dissipação de esforços reparte-se entre o revestimento e o maciço rochoso. A Figura 3.9 representa os efeitos referidos.

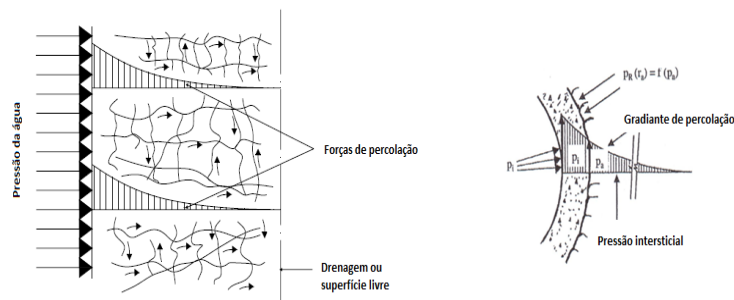


Figura 3.9 – Distribuição do carregamento num tubo de betão permeável envolvido pelo maciço rochoso [5].

O deslocamento da água ocorre, como já referido, através das porosidades e ainda de planos preferenciais, isto é, de fissuras existentes; esse deslocamento da água exerce uma dada pressão nesses planos. Essa pressão resulta num conjunto de forças, denominadas forças de percolação (Figura 3.10), responsáveis pela deformação constante das fissuras e aumento das porosidades. Assim, a permeabilidade inicialmente considerada, tende a aumentar, sob o efeito da pressão interna e, como consequência, as próprias forças de percolação serão também, posteriormente, alteradas, constituindo, deste modo, um problema hidromecânico.

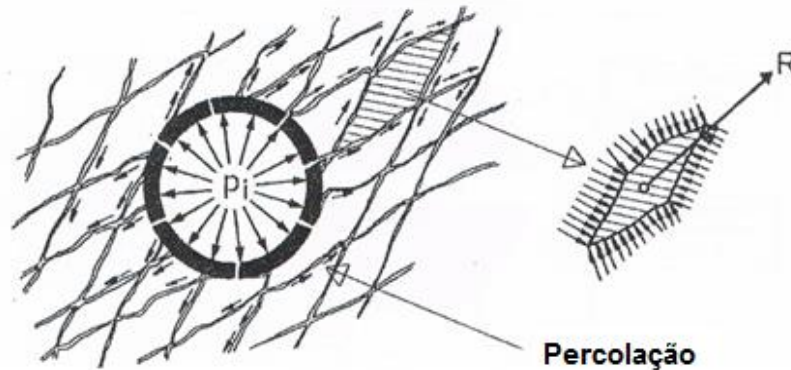


Figura 3.10 – Solicitação de um elemento fissurado, promovida pela percolação da água através de um revestimento e de um maciço, ambos permeáveis [6].

A teoria do revestimento permeável submetido a uma dada pressão interna,  $p_i$ , considerando o meio homogêneo, assemelha-se, quanto à distribuição do estado de tensões, ao caso do tubo impermeável referido em 3.3, com exceção do efeito gerado pela pressão intersticial, resultante da percolação da água. A quantificação do efeito da pressão intersticial da água referido anteriormente traduz, portanto, um problema acrescido à questão.

O efeito da pressão externa, no caso do tubo ser permeável, é gerido através do fator  $\eta$ , responsável pela sua redução. Genericamente, o valor de  $\eta$  varia entre 0 e 1,0. Diversos trabalhos experimentais comprovam que para condições de rotura do maciço, o valor de  $\eta$  iguala unidade. O mesmo valor pode ser considerado para maciços altamente fraturados.

#### 3.4.1 TUBO DE BETÃO EM CONTACTO COM O MACIÇO ROCHOSO

A equação que rege o problema em termos de deslocamentos, no que diz respeito ao volume elementar apresentado na Figura 3.11 e para um estado de deformações plano, é dada por:

$$-\frac{u}{r^2} + \frac{du}{dr} \frac{1}{r} + \frac{d^2u}{dr^2} = \eta \frac{dp}{dr} \frac{(1+\nu)(1-2\nu_B)}{E(1-\nu_B)} \quad (3.18)$$

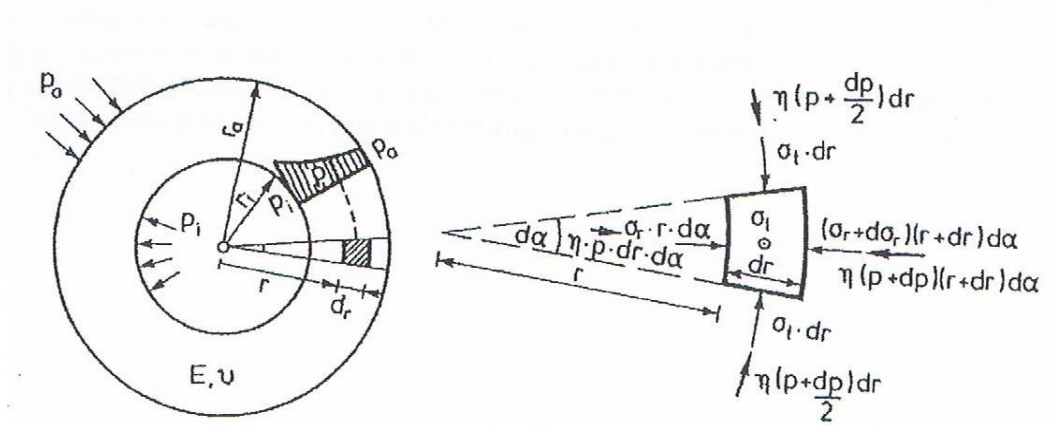


Figura 3.11 – Dinâmica de forças sobre um elemento infinitesimal de um tubo isolado, espesso e permeável [1].

A equação diferencial (3.18) – que despreza os termos de ordem superior – introduz uma nova variável, o gradiente de pressão intersticial no cilindro, materializada por  $dr/dp$  que, no caso simétrico considerado, é proporcional ao gradiente hidráulico. Em função das propriedades relativas à permeabilidade do tubo de paredes espessas, podem distinguir-se diferentes distribuições de porosidade.

Se o material do revestimento é altamente poroso, a pressão intersticial deverá assumir uma distribuição logarítmica. Se a permeabilidade do meio é governada, essencialmente, pela existência de diversas fissuras radiais, a pressão intersticial adota uma distribuição linear, assumindo-se um fluxo de água laminar ao longo das fissuras. Caso o revestimento esteja inserido num maciço fraturado, a distribuição da pressão intersticial deverá assumir um valor em torno das duas soluções anteriormente referidas. A informação é sintetizada no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Distribuição da pressão intersticial e do seu gradiente para um revestimento poroso e radialmente fissurado.

Distribuição	Logarítmica	Linear
Permeabilidade do revestimento	Meio poroso	Meio radialmente fissurado
Distribuição de Pressão intersticial	$p = \frac{p_i \ln(r_a/r) + p_a \ln(r/r_i)}{\ln(r_a/r_i)}$	$p = \frac{p_i(r_a - r) + p_a(r - r_i)}{(r_a - r_i)}$
Gradiente de Pressão intersticial	$\frac{dp}{dr} = \frac{p_a - p_i}{r \cdot \ln(r_a/r_i)}$	$\frac{dp}{dr} = \frac{p_a - p_i}{r_a - r_i}$



Introduzindo os valores correspondentes ao gradiente de pressão de acordo com o Quadro 3.3 na equação (3.18), obtém-se a equação diferencial não-homogénea do tipo Euler, cuja solução geral é obtida pela sobreposição da solução homogénea com a solução particular.

Eliminam-se as constantes de integração resultantes, impondo as seguintes condições nos limites do anel de revestimento:

$$\sigma_r(r_i) = (1 - \eta)p_i \quad (3.19)$$

$$\sigma_r(r_a) = (1 - \eta)p_a \quad (3.20)$$

Deste modo, torna-se possível obter o valor das tensões e deformações atuantes no betão de revestimento, devido às solicitações de proveniência hidráulica, ou seja, por ação da água.

Se o gradiente de pressão intersticial incluído na equação (3.18) foi admitido com distribuição logarítmica, o revestimento possui uma porosidade elevada e as equações que permitem quantificar as tensões e deformações no betão são as seguintes:

$$\sigma_t = (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta}{2(1 - \nu_B)}\right) + \eta \frac{(p_a - p_i) \cdot \left[\ln\left(\frac{r_a}{r}\right) + 1 - 2\nu_B\right]}{2(1 - \nu_B) \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_i}\right)} + (1 - \eta)p_a \quad (3.21)$$

$$\sigma_r = (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta}{2(1 - \nu_B)}\right) + \eta \frac{(p_a - p_i) \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r}\right)}{2(1 - \nu_B) \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_i}\right)} + (1 - \eta)p_a \quad (3.22)$$

$$\sigma_l = \nu_B(\sigma_r + \sigma_t) \quad (3.23)$$

$$\frac{u}{r} = -\frac{1 + \nu_B}{E} \cdot \left[ (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(\frac{r_a^2}{r^2} + 1 - 2\nu_B\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta}{2(1 - \nu_B)}\right) + \eta \frac{(p_a - p_i) \cdot (\ln(r_a/r) + 1 - \nu_B) \cdot (1 - 2\nu)}{2(1 - \nu_B) \cdot \ln(r_a/r_i)} + (1 - \eta)(1 - 2\nu_B)p_a \right] \quad (3.24)$$

Por outro lado, se o gradiente de pressão intersticial for considerado com distribuição linear, ou seja, se o revestimento estiver radialmente fissurado, as equações que permitem determinar as tensões e deformações presentes no betão são:

$$\sigma_t = (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta(2 - \nu_B)}{3(1 - \nu_B)}\right) + \frac{\eta \cdot (p_a - p_i) \cdot \left(1 - \frac{r}{r_a}\right) \cdot (2 - \nu_B)}{3 \left(1 - \frac{r_i}{r_a}\right) \cdot (1 - \nu_B)} + (1 - \eta)p_a \quad (3.25)$$

$$\sigma_r = (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta(2 - \nu_B)}{3(1 - \nu_B)}\right) + \frac{\eta(p_a - p_i) \cdot \left[(2 - \nu_B) - \frac{r}{r_a} \cdot (1 + \nu_B)\right]}{3 \left(1 - \frac{r_i}{r_a}\right) (1 - \nu_B)} + (1 - \eta)p_a \quad (3.26)$$

$$\frac{u}{r} = -\frac{1 + \nu}{E} \cdot \left[ (p_a - p_i) \cdot \frac{\left(\frac{r_a^2}{r^2} + 1 - 2\nu\right)}{\left(\frac{r_a^2}{r_i^2} - 1\right)} \left(1 - \eta + \frac{\eta}{3(1 - \nu_B)}\right) + \eta \frac{(p_a - p_i) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left(2 - \nu_B - \frac{r}{r_a}\right)}{3 \left(1 - \frac{r_i}{r_a}\right) \cdot (1 - \nu_B)} + (1 - \eta)(1 - 2\nu_B)p_a \right] \quad (3.27)$$

Quanto às solicitações de natureza puramente mecânicas, estas apenas alteram as condições nos limites entre o betão e o maciço rochoso. Assim sendo, a quantificação da sua influência pode ser determinada adotando o meio como impermeável. As tensões e deformações causadas no anel de revestimento por estas solicitações, são determinadas segundo as equações seguintes:

$$\sigma_t = [p_R(r_a) - p_R(r_i)] \cdot \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right) + p_R(r_a) \quad (3.28)$$

$$\sigma_r = [p_R(r_a) - p_R(r_i)] \cdot \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right) + p_R(r_a) \quad (3.29)$$

$$\sigma_l = [p_R(r_a) - p_R(r_i)] \cdot \frac{2\nu_B \cdot r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} + 2\nu_B \cdot p_R(r_a) \quad (3.30)$$

$$\frac{u}{r} = -\frac{1 + \nu_B}{E} \cdot [p_R(r_a) - p_R(r_i)] \cdot \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 - 2\nu_B + \frac{r_a^2}{r^2}\right) - \frac{1 + \nu_B}{E} \cdot p_R(r_a)(1 - 2\nu_B) \quad (3.31)$$

A resultante das tensões devido às solicitações mecânicas e hidráulicas sobre o revestimento, adquire o valor correspondente ao somatório das tensões calculadas para o carregamento mecânico (equações (3.28) a (3.30)) e hidráulico (equações (3.21) a (3.23) ou (3.25) a (3.27)).

3.4.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação do efeito da permeabilidade do revestimento para um tubo espesso.

O exemplo de cálculo que irá ser apresentado permite perceber de que modo as tensões presentes no revestimento são influenciadas, quando é admitida a sua permeabilidade.

Considere-se um cilindro de paredes espessas, com as características apresentadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Caracterização dos parâmetros considerados.

Elemento	Variável	Valor	Unidades
Betão	Raio interno - $r_i$	1,0	[m]
	Raio externo - $r_a$	5,0	[m]
	Pressão interna - $p_i$	1,0	[bar]
	Pressão externa - $p_a$	0,5	[bar]
	Coefficiente de Poisson - $\nu_B$	0,2	-

A aplicação das equações (3.21), (3.22), (3.25) e (3.26) permitiu obter os resultados que se apresentam nas Figura 3.12 e Figura 3.13.

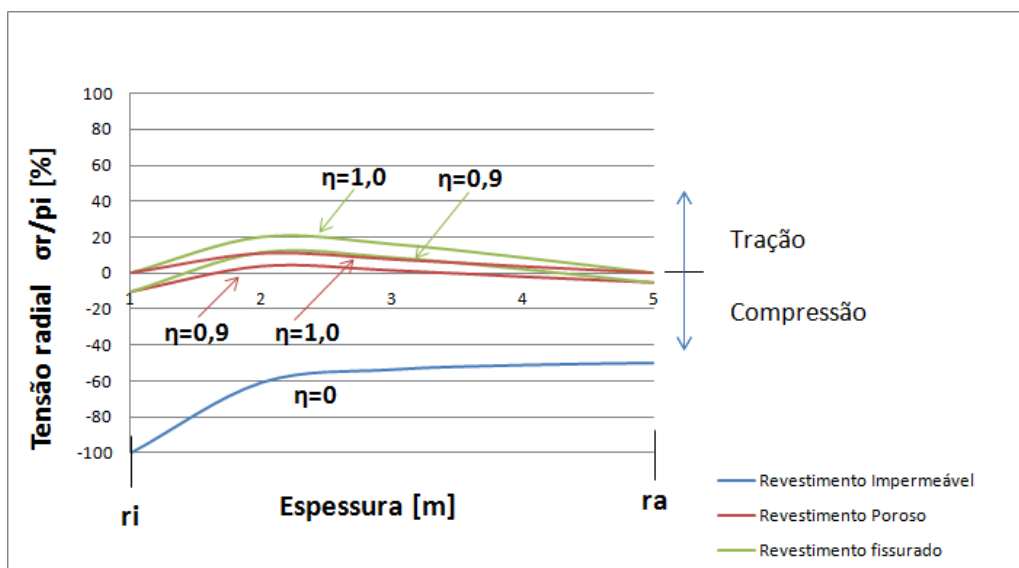


Figura 3.12 – Tensões radiais atuantes num tubo de parede espessa permeável.

Analisando os resultados obtidos para a consideração da impermeabilidade do meio, constata-se que nos limites interno e externo do revestimento, atua a totalidade do carregamento. Verifica-se que as tensões radiais presentes na seção do tubo são, exclusivamente, de compressão.

Por outro lado, se a permeabilidade do tubo for considerada, as tensões radiais são drasticamente reduzidas, o que poderá levar a uma inversão no seu estado de tensão. Se o revestimento se encontra fissurado, a tensão radial passa a ser de tração e esta é sempre superior no caso em que o revestimento é apenas considerado poroso.

Quanto à tensão circunferencial, verifica-se através da Figura 3.13 que a tensão de tração nos tubos permeáveis é sempre mais elevada do que nos tubos impermeáveis. Tal como no caso anteriormente referido, uma distribuição linear da pressão intersticial conduz a tensões de tração mais elevadas.

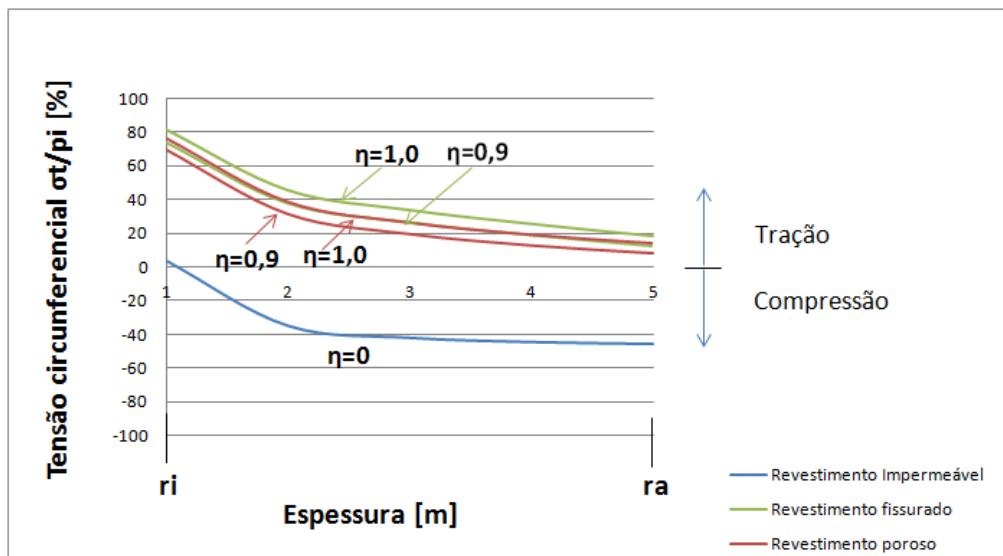


Figura 3.13 – Tensão circunferencial num tubo de parede espessa.

É importante ressaltar e referir que na Figura 3.13 para o caso da consideração da impermeabilidade do revestimento, se verifica um estado de tensões de compressão, situação inversa e contrária ao reconhecido pelas análises anteriormente apresentadas em 3.3.1.1 e 3.3.2.1. Esta diferença deve-se exclusivamente ao facto de neste caso, apresentado pela Figura 3.13, ter sido considerado um tubo de espessura elevada e não variável. Na verdade se o mesmo apresentasse uma espessura reduzida, os resultados obtidos convergiriam para os casos referenciados em 3.3.1.1 e 3.3.2.1, ou seja, obtinham-se tensões de tração e não de compressão.

### 3.5 CONSIDERAÇÃO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO

O desenvolvimento descontrolado de fissuras no revestimento de betão pode comprometer, seriamente, a segurança estrutural dos túneis de adução. Através das fissuras presentes no betão, verifica-se a passagem de água do interior do revestimento para o exterior, em direção ao maciço rochoso envolvente.

O fluxo de água proveniente do interior do túnel com uma determinada energia e pressão, pode ocasionar a lavagem de diversos elementos finos do maciço através das forças de percolação, promovendo o aparecimento de fissuras; este fenómeno é designado por "hydraulic jacking" ou fracturação hidráulica. Esta fracturação hidráulica toma maiores proporções quando a quantidade de água que advém do interior do tubo é maior.

A fissuração do maciço promove um aumento gradual da sua permeabilidade e uma diminuição progressiva da sua rigidez, resultado da lavagem dos elementos finos. Quando a espessura do maciço acima do tubo é pouco espessa, o fenómeno referido supra ganha especial relevo, promovendo um enfraquecimento significativo da resistência estrutural do maciço.

Como tal, é determinante efetuar um controlo de fendilhação, que é alcançado com recurso à aplicação de armadura. O principal objetivo da armadura é promover a distribuição das fissuras, limitando a sua abertura. Tradicionalmente, a armadura é dimensionada assumindo que a pressão da água atua, exclusivamente, ao longo do perímetro da superfície do revestimento. Esta consideração tem como pressuposto assumir que o revestimento é impermeável, uma vez que não admite o fluxo de água através da sua secção. Na realidade, como já referido, existe percolação de água através do meio. Os efeitos deste fluxo de água não deverão ser negligenciados no que se refere ao dimensionamento do revestimento, como referido em 3.4, nem tão pouco no que se refere ao dimensionamento da armadura.

Ao longo do presente subcapítulo será enunciado o desenvolvimento de um procedimento de dimensionamento de armadura aplicável em túneis de adução, considerando a permeabilidade do revestimento e do maciço, o fluxo de água através das fissuras, a interação mecânico-hidráulica e a importância da pressão interna na evolução da fendilhação. O procedimento será enunciado passo a passo e a explanação teórica será acompanhada da apresentação de um caso prático, que permitirá perceber a influência de algumas variáveis, facilitando uma análise mais sensível do problema.

Geometricamente, ao longo do estudo apresentado, serão consideradas três zonas, a saber: a) revestimento de betão fissurado, b) maciço rochoso afetado pelo fluxo de água e c) maciço rochoso não afetado pelo fluxo de água. A Figura 3.14 representa o supracitado.

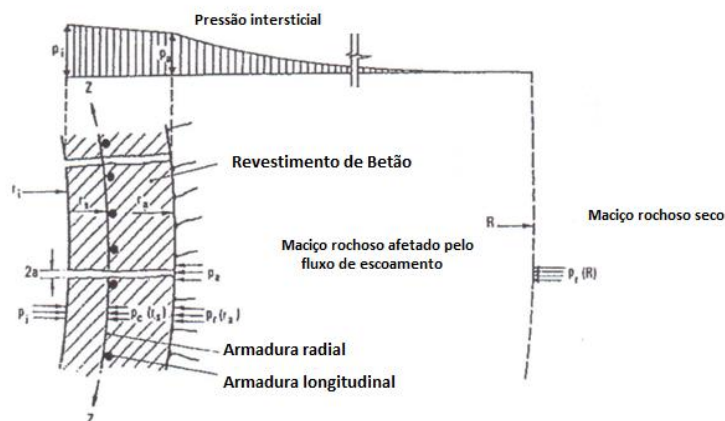


Figura 3.14 – Revestimento de betão armado fissurado [7].

Para além do comportamento radialmente simétrico das três zonas acima descritas, a aplicabilidade do procedimento de cálculo, irá basear-se nos seguintes pressupostos [7]:

- A deformabilidade e permeabilidade do maciço são homogéneas e isotrópicas. O comportamento do maciço rochoso é considerado elástico sob influência da pressão interna da água;
- O fluxo de água ocorre apenas através das fissuras; a permeabilidade entre duas quaisquer fissuras não é considerada.
- Quando a distribuição das fissuras no revestimento é determinada, o padrão das tensões na armadura entre duas quaisquer fissuras é assumido como sendo parabólico (Birkenmaier, 1983). O nível de tensão na armadura situada na secção de betão não fissurada é influenciado pelo histórico da fissuração;
- O efeito do carregamento hidráulico é calculado, assumindo uma distribuição da pressão intersticial linear e para  $\eta = 1$  (Schleiss, 1986).

É importante referir que o procedimento a seguir apresentado tem por base a aplicação de inúmeros processos iterativos, para que seja possível resolver casos de dependências indissociáveis que surgem no seu seguimento. Os parâmetros de entrada contemplados ao longo do caso prático são apresentados no Quadro 3.5, sendo que alguns deles foram selecionados exclusivamente a título exemplificativo, como é o caso da espessura e resistência à tração do betão.

Quadro 3.5 – Caracterização dos elementos presentes no estudo do caso prático.

Elemento	Variável	Valor	Unidades
Betão	Raio interno - $r_i$	4,60	[m]
	Raio externo - $r_a$	4,90	[m]
	Coefficiente de Poisson - $\nu_B$	0,20	-
	Modulo de elasticidade - $E_B$	20,0	[GPa]
	Coefficiente permeabilidade do betão não fissurado - $k_B$	1,0E-08	[m/s]
	Resistência à tração - $f_{ct}$	1,00	[MPa]
	Resistência à compressão - $f_{cm}$	30,00	[MPa]
Rocha	Coefficiente de Poisson - $\nu_r$	0,20	-
	Modulo de elasticidade - $E_r$	4,00	[MPa]
	Coefficiente Permeabilidade - $k_r$	1,0E-05	[m/s]
Aço	Raio da armadura - $r_s$	4,85	[m]
	Modulo de Elasticidade - $E_s$	210,00	[GPa]
Água	Densidade - $\rho_w$	1000,00	[kg/m <sup>3</sup> ]
	Coefficiente de viscosidade cinemática - $\nu_w$	1,0E-06	[m <sup>2</sup> /s]
	Aceleração da gravidade - $g$	9,81	[m/s <sup>2</sup> ]

Ao longo do caso prático desenvolvido serão analisados, sob o ponto de vista posicional, dois casos. O caso A caracterizará um túnel localizado cinquenta metros abaixo do nível freático e o caso B um túnel situado acima do nível freático (ver Figura 3.15).

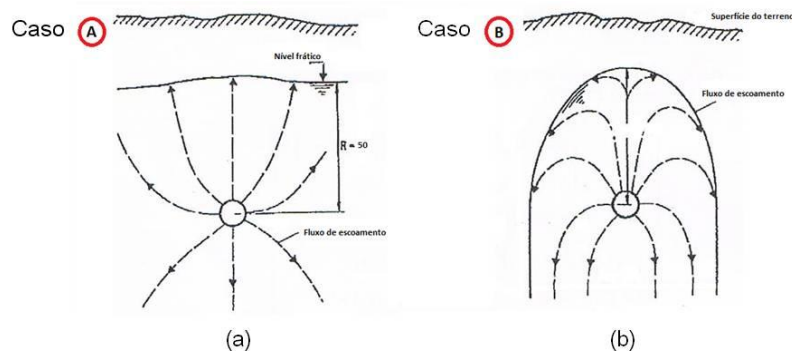


Figura 3.15 – Fluxo de água num túnel de pressão: a) túnel abaixo do nível freático; b) túnel acima do nível freático [7].

## 3.5.1 INÍCIO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO

Para quantificar o carregamento que atua em cada uma das três zonas consideradas, torna-se fundamental conhecer o valor das tensões mecânicas e hidráulicas que atuam nos limites entre o revestimento e o maciço rochoso. As tensões mecânicas podem ser quantificadas aplicando uma equação de compatibilidade de deslocamentos, enquanto os valores da pressão da água podem ser determinados através da aplicação de condições de continuidade.

O processo de cálculo inicia-se com a obtenção do valor da pressão crítica, ou seja, determinando o valor da pressão interna mínima, responsável por promover o aparecimento das primeiras fissuras no revestimento. O início da fissuração ocorre quando a tensão circunferencial presente no revestimento excede o valor da resistência à tração do betão. A condição para a formação das primeiras fissuras é dada por:

$$|\sigma_c| = f_{ct} \quad (3.32)$$

Considerando as forças mecânicas e as relativas à percolação da água, a máxima tensão circunferencial na secção de betão não fissurada, devido à pressão interna, pode ser determinada através da equação seguinte:

$$\sigma_c = \frac{(p_a - p_i) \cdot (2 - \nu_B)}{3 \cdot (1 - \nu_B)} \cdot \left[ \frac{1 + \left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2}{\left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2 - 1} + \frac{1 - \frac{r_i \cdot (1 + \nu_B)}{r_a \cdot (2 - \nu_B)}}{1 - \left(\frac{r_i}{r_a}\right)} \right] + \frac{2P_R(r_a)}{1 - (r_i/r_a)} \quad (3.33)$$

Em que:

$r_i$  – Raio interior do revestimento;

$r_a$  – Raio exterior do revestimento;

$\nu_B$  – Coeficiente de Poisson do revestimento;

$\sigma_c$  – Tensão circunferencial no revestimento;

$f_{ct}$  – Resistência à tração do betão;

$p_a$  – Pressão externa da água;

$p_i$  – Pressão interna da água;

$p_R(r_a)$  – Pressão mecânica no limite entre o revestimento e o maciço rochoso.

Quando o túnel ou poço está situado abaixo do nível freático (caso A), a pressão externa na superfície exterior do revestimento, é dada por:

$$p_a = \rho_w \cdot g \cdot b \quad (3.34)$$

Em que:

$\rho_w$  – Densidade da água;

$g$  – Aceleração da gravidade;

$b$  – Profundidade do túnel ou poço relativamente ao nível freático.

Se o túnel ou poço está situado acima do nível freático (caso B), o valor da pressão externa da água que atua na superfície exterior do betão depende do fluxo de água presente na envolvente exterior do revestimento. A origem da água neste caso, advém da sua percolação desde o interior do revestimento até ao exterior, fruto, exclusivamente, da porosidade do betão, uma vez que, nesta altura, o mesmo não se encontra fissurado. O seu valor pode ser estimado através de:

$$p_a = \frac{p_i}{1 + \frac{k_r \cdot \ln(r_a/r_i)}{k_B \cdot \ln(R/r_a)}} \quad (3.35)$$

Em que:

$k_r$  – Coeficiente de permeabilidade do maciço rochoso;

$R$  – Alcance do fluxo de água ou raio externo do maciço afetado pelo fluxo de água.

O valor do alcance do fluxo de água pode ser assumido como  $R = 2 \cdot r_a$  para casos em que o maciço rochoso apresenta uma permeabilidade elevada ( $k_r \geq 100k_c$ ) e  $R = 10 \cdot r_a$  no caso de o maciço ser muito pouco permeável ( $k_r \leq k_c$ ).

A pressão exercida sobre o revestimento deriva da aplicação de uma equação de compatibilidade. A sua influência pode ser quantificada por:

$$p_R(r_a) = \frac{(p_i - p_a) \cdot \left[ \frac{2(2 - \nu_B)}{\left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2 - 1} + \frac{1 - 2\nu_B}{1 - \frac{r_i}{r_a}} \right] - 3 \cdot \frac{E_c(1 + \nu_r)}{E_r(1 + \nu_B)} \cdot p_a}{3 \cdot \left[ \frac{2(1 - \nu_B)}{\left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2 - 1} + \frac{E_c(1 + \nu_r)}{E_r(1 + \nu_B)} + 1 - 2\nu_B \right]} \quad (3.36)$$



Em que:

$E_r$  – Módulo de elasticidade do maciço rochoso;

$\nu_r$  – Coeficiente de Poisson do maciço rochoso.

Inserindo o resultado obtido pelas equações (3.34) ou (3.35) (de acordo com a posição geométrica do túnel relativamente ao nível freático) e (3.36) na equação (3.33), torna-se possível determinar o valor da pressão interna crítica através da equação (3.32). Quando o túnel ou poço se encontra abaixo do nível freático, o valor efetivo da pressão interna crítica, obtido através da equação (3.32) é inferior ao valor da pressão externa (determinada através da equação (3.34)) da água sobre o elemento. Deste modo, o valor da pressão interna crítica terá de ser igual ou superior ao somatório dos valores da pressão externa e da pressão interna que é necessária para provocar a fissuração, conforme apresentado na equação (3.37).

$$p_{crítica} = p_{icri} + \rho_w \cdot g \cdot b \quad (3.37)$$

### 3.5.1.1 Exemplo de cálculo – avaliação da pressão interna responsável pelo início da fissuração

O cálculo da tensão circunferencial máxima presente no revestimento exige, como referido anteriormente, o conhecimento do valor da pressão externa da água,  $p_a$ , da pressão mecânica no limite,  $p_f(r_a)$  e da pressão interna,  $p_i$ . A pressão que conduz à fissuração é a pressão interna sendo, por isso, fundamental, numa fase inicial, perceber que influência tem a sua variação na obtenção da tensão circunferencial presente no revestimento.

Os gráficos que se apresentam na Figura 3.16 foram obtidos através das equações (3.32) a (3.37). Estes gráficos permitem dar uma ideia aproximada dos valores da pressão interna,  $p_i$ , responsáveis pelo início da fissuração para uma dada classe de betão, função da sua resistência à tração.

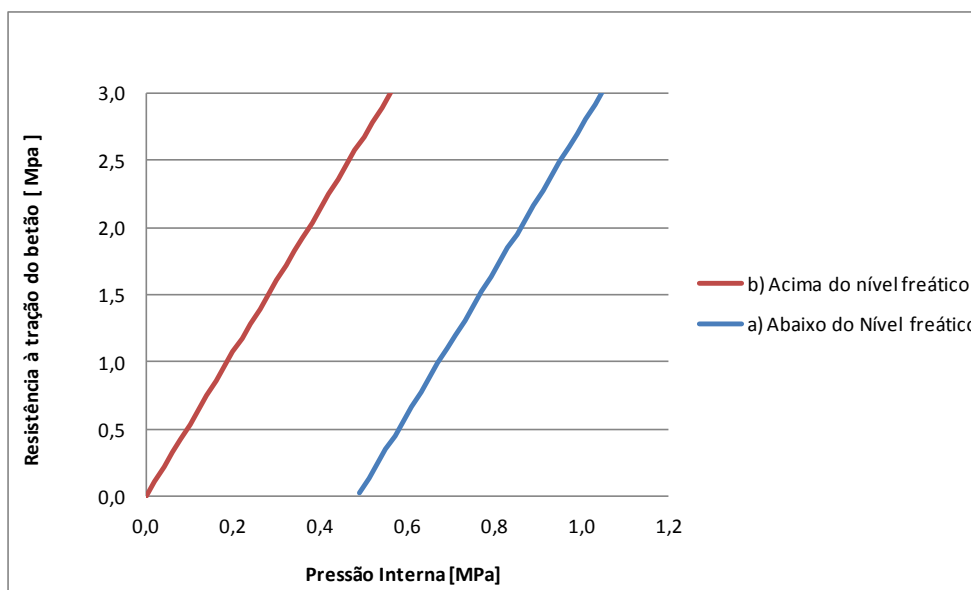


Figura 3.16 – Tensão circunferencial no betão de revestimento em função da pressão interna: a) túnel abaixo do nível freático; b) túnel acima do nível freático.

No caso prático apresentado, o valor da resistência à tração do betão foi considerado igual a 1,00 Mpa. Através da aplicação das equações (3.32) a (3.37), obtêm-se os seguintes resultados:

Quadro 3.6 – Valores da pressão crítica,  $p_{crítica}$ , para os casos A e B.

Caso	Pressão crítica, $p_{crítica}$	Unidades
A	0,67	[MPa]
B	0,19	[MPa]

Repare-se que no caso A, situação em que o túnel se encontra abaixo do nível freático, o valor da pressão interna obtido (1,819 MPa) é inferior ao valor da pressão externa das águas subterrâneas (0,4905 MPa). Assim, a pressão crítica passa a ser calculada a partir da equação (3.37). Deste modo, conclui-se que quando o túnel de adução se encontra posicionado abaixo do nível freático, a pressão externa que atua na superfície exterior do revestimento, tende a equilibrar os esforços na secção de betão. Este facto permite a presença de pressões internas mais elevadas, retardando, conseqüentemente, o início da fissuração no betão.

### 3.5.2 PRESSÃO EXTERNA

O passo seguinte do presente procedimento, consiste em arbitrar um valor de pressão externa,  $p_a$ , ligeiramente inferior ao valor da pressão interna,  $p_i$ , ou seja,  $p_{a,arbitrado} \leq p_{i,considerado}$ .

### 3.5.3 PRESSÃO ENTRE A ARMADURA E O BETÃO

Esta fase do procedimento consiste em quantificar o valor da pressão que é transmitida ao revestimento de betão, por parte da armadura. A equação que regula este efeito é a seguinte:

$$p_B(r_s) = \frac{D_1}{D_2} \quad (3.38)$$

Os valores de  $D_1$  e  $D_2$ , podem ser calculados através de:

$$D_1 = m \cdot \sigma_r(r_s) \cdot \left( \frac{r_s^2}{E_s \cdot A_s} \right) - u_{tot} - (p_a - b \cdot \rho_w \cdot g) [C_1 - C_4(C_2 + C_3)] - \frac{1}{2} (p_i - p_a) (1 + r_i/r_a) [C_3 - C_5(C_2 + C_3)] \quad (3.39)$$

$$D_2 = m \cdot \frac{r_s^2}{(E_s \cdot A_s)} + \left[ \frac{(1 - \nu_B^2)}{E_c} \right] \cdot r_s \cdot \left( \ln \frac{r_a}{r_s} \right) \cdot \frac{r_s}{r_a} \cdot [C_3 - C_5(C_2 + C_3)] \quad (3.40)$$

Em que:

$\sigma_r(r_s)$  – Tensão radial presente no revestimento fissurado, ao longo da posição da armadura;

$u_{tot}$  – Deformação do revestimento fissurado sobre efeito de ações compressivas;

$m$  – Fator de caracterização da distribuição de tensões presentes na armadura;

$C_i; i \in [1; 5]$  – Constantes.

Como é possível constatar, os valores de  $D_1$  e  $D_2$  são dependentes de inúmeras variáveis. O valor das constantes  $C_1, C_2, C_3, C_4$  e  $C_5$ , advêm da fórmula geral da deformação do maciço rochoso influenciada pelo fluxo de água. Estas constantes são determinadas através das equações seguintes:

$$C_1 = \frac{r_a(1 + \nu_r)}{2E_r(1 - \nu_r)} \cdot \left[ \frac{1 - 2\nu_r + \left(\frac{R}{r_a}\right)^2}{\left(\frac{R}{r_a}\right)^2 - 1} + (1 - 2\nu_r) \cdot \left(1 + \frac{1 - \nu_r}{\ln\left(\frac{R}{r_a}\right)}\right) \right] \quad (3.41)$$

$$C_2 = \frac{r_a(1 + \nu_r) \cdot (1 - 2\nu_r)}{E_r} \quad (3.42)$$

$$C_3 = \frac{r_a^3(1 + \nu_r) \cdot \left[1 - 2\nu_r + \left(\frac{R}{r_a}\right)^2\right]}{E_r(R^2 - r_a^2)} \quad (3.43)$$

$$C_4 = \frac{1}{2(1 - \nu_r)} \left[ \left(r_a/R\right)^2 + \frac{(R^2 - r_a^2) \cdot (1 - \nu_r)}{2R^2 \cdot \ln\left(\frac{R}{r_a}\right)} \right] \quad (3.44)$$

$$C_5 = \left(\frac{r_a}{R}\right)^2 \quad (3.45)$$

Desconhece-se nas equações (3.41) e (3.43) a (3.45) o valor do raio externo do maciço rochoso afetado pelo fluxo de água devido à pressão interna,  $R$ . Se o túnel estiver situado abaixo do nível freático, caso A, o valor de  $R$  é considerado igual à profundidade do túnel em relação à cota desse nível:  $R = b$ . Se o túnel está posicionado acima do nível freático, caso B,  $R = a_b \cdot \ln(2)/\pi$ , onde  $a_b = q/k_r$ .

O valor de  $u_{tot}$  presente na equação (3.39), pode ser quantificado a partir de:

$$u_{tot} = \frac{(1 - \nu_B^2)(p_s - p_a)}{4E_B(r_a - r_s)} \cdot \left( r_a^2 - r_s^2 - 2r_s^2 \cdot \ln\left(\frac{r_a}{r_s}\right) \right) \quad (3.46)$$

Na qual  $p_s$ , representa o valor da pressão exercida pela água ao longo do posicionamento da armadura. O valor de  $p_s$  é obtido com base na seguinte equação:

$$p_s = p_i - \frac{p_i - p_a}{r_a - r_i} (r_s - r_i) \quad (3.47)$$

A tensão radial,  $\sigma_r(r_s)$ , presente no revestimento fissurado, ao longo do posicionamento da armadura, é determinada através de:

$$\sigma_r(r_s) = \frac{r_s(p_i - p_a)}{2(r_a - r_i)} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{r_i}{r_s} \right)^2 \right] \quad (3.48)$$

O fator  $m$ , de caracterização da distribuição de tensões presentes na armadura, deverá ser considerado de acordo com a série de fissuras em que o betão se encontra:

- Primeira série de fissuras -  $m = 1/3$ ;
- Segunda série de fissuras -  $m = 2/3$ ;
- Terceira serie de fissuras -  $m = 5/6$ ;
- n série de fissuras -  $m = 1$ .

Conhecendo os valores calculados pelas equações (3.41) a (3.48), torna-se possível quantificar os valores de  $D_1$  e  $D_2$  através das equações (3.39) e (3.40) e, por sua vez, obter o valor da pressão transmitida pela armadura ao revestimento através da equação (3.38).

#### 3.5.4 TENSÃO NA ARMADURA

O valor da tensão na armadura, presente numa secção fissurada do betão,  $\sigma_{s2}$ , é determinado através da seguinte equação:

$$\sigma_{s2} = [\sigma_r(r_s) - p_B(r_s)] \cdot \frac{r_s}{A_s} \quad (3.49)$$

#### 3.5.5 CONTROLO DE FENDILHAÇÃO

O controlo de fendilhação é realizado, monitorizando o valor da largura e espaçamento das fissuras. De acordo com o modelo de cálculo de Birkenmaier [1983], a largura e o espaçamento de fissuras são função da tensão de tração presente no betão, na armadura e no limite entre o betão e a armadura.

A Figura 3.17 pretende demonstrar o efeito supracitado. Analisando a Figura 3.17 (b), verifica-se que, aumentando a distância a um par de fissuras, a tensão na armadura diminui até atingir um valor mínimo em  $d/2$ . A tensão no betão atinge o seu valor máximo, igualmente, em  $d/2$ .

Na zona de localização da fissura, a tensão presente na armadura atinge o seu valor máximo e, naturalmente, a tensão no betão assume o seu valor mínimo, ou seja, zero; uma vez que, quando fissurado, o revestimento em betão deixa de oferecer qualquer resistência estrutural. A Figura 3.17 (a), permite perceber de que modo é que a variação do espaçamento entre fissuras influencia o estado de tensões presente na armadura e no betão. Note-se que quando o espaçamento entre fissuras é reduzido, o valor da tensão presente na armadura localizada na secção de betão não fissurada aumenta. Este aumento da tensão na armadura permite uma diminuição da tensão no revestimento não fissurado.

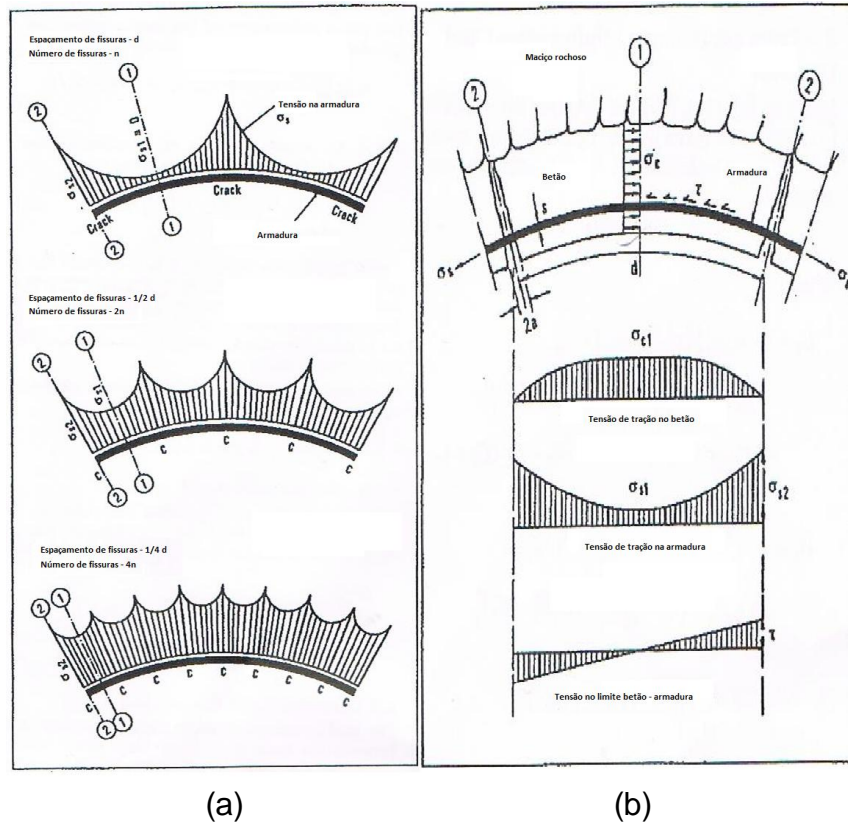


Figura 3.17 – Revestimento fissurado: a) desenvolvimento das fissuras e distribuição de tensões na armadura; b) tensões na armadura, no betão e no limite entre a armadura e o betão [7].

Em que:

$\sigma_s$  – Tensão na armadura;

$\sigma_{s2}$  – Tensão na armadura situada na secção fissurada de betão;

$\sigma_{s1}$  – Tensão na armadura situada na secção de betão não fissurada;

$\sigma_{c1}$  – Tensão no betão na secção não fissurada;

$d$  – Distância entre fissuras;

$\tau$  – Tensão de aderência entre a armadura e o betão;

$s$  – Diâmetro da armadura;

$2a$  – Largura da fissura.

O próximo passo do procedimento consiste na obtenção dos valores da largura e espaçamento de fissuras. Ao longo da primeira série de fissuração, a largura e o espaçamento de fissuras são calculados através das equações apresentadas de seguida. Como já referido, quando aumenta a distância de uma dada fissura, a tensão na armadura diminui devido à tensão existente no limite entre o betão e a armadura. Essa redução da tensão presente na armadura, é dada pela equação de equilíbrio seguinte:

$$\sigma_s = \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + \tau \left( \frac{d}{s} \right) \quad (3.50)$$

Segundo a qual, a máxima tensão presente na armadura na secção de betão não fissurada,  $\sigma_{s1}$ , deve respeitar a equação (3.51):

$$0 < \sigma_{s1} < f_{ct} \cdot \frac{E_s}{E_B} \quad (3.51)$$

Assumindo uma distribuição linear das tensões de aderência entre o betão e a armadura de acordo com Birkenmaier (1983), a distribuição de tensões na armadura entre duas quaisquer fissuras, deverá ser do tipo parabólica. Assim, a largura das fissuras pode ser determinada a partir de:

$$2a = (\sigma_{s2} + 2\sigma_{s1}) \frac{d}{3E_s} \quad (3.52)$$

Tem sido demonstrado experimentalmente que a tensão de aderência entre o betão e a armadura, aumenta linearmente com a resistência à compressão do betão (Martin and Noakowski, 1981). A relação empírica para barras de aço com secção normal é a seguinte:

$$\frac{\tau}{f_{cm}} = 0.033 + 0.15 \left( \frac{2a}{2} \right)^{1/4} \quad (3.53)$$

Em que:

$f_{cm}$  – Resistência à compressão do betão.

Uma vez que as equações (3.50) a (3.53) são interdependentes, o controlo da largura e espaçamento de fissuras na primeira série de fissuração decorre da aplicação de um processo iterativo, assumindo inicialmente um valor para o espaçamento entre fissuras. Para a segunda e restantes séries de fissuração, a largura de fendas deverá ser calculada a partir da equação (3.52).

## 3.5.6 CÁLCULO DA PRESSÃO EXTERNA NA SUPERFÍCIE EXTERIOR DO REVESTIMENTO

O cálculo da pressão externa na superfície exterior do revestimento, devido à existência do fluxo de água, é conseguido através da aplicação da seguinte equação de continuidade:

$$q_B = q_r \quad (3.54)$$

A existência da água no exterior do revestimento deriva da percolação através das porosidades do betão (como calculado em 3.5.1 através equação (3.35)) e, posteriormente, da fissuração do betão. Assumindo um fluxo de água laminar ao longo das fissuras e conhecendo o valor da largura de fendas, determinado em 3.5.5, as perdas de água através do revestimento fissurado podem ser quantificadas a partir de:

$$q_c = \frac{(p_i - p_a) \cdot (2a^3) \cdot n}{12\nu_w \cdot \rho_w \cdot (r_a - r_i)} \quad (3.55)$$

As perdas de água através do maciço rochoso, variam de acordo com o caso considerado. Se o túnel está situado abaixo do nível freático, caso A, as perdas de água no maciço obtêm-se através da equação seguinte:

$$q_r = \frac{\left[ \left( \frac{p_a}{p_w \cdot g} \right) - b \right] \cdot 2\pi \cdot k_r}{\ln \left[ \frac{b}{r_a} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{r_a^2}{b^2}} \right) \right]} \quad (3.56)$$

No caso de o túnel estar posicionado acima do nível freático, caso B, as perdas calculam-se do seguinte modo:

$$\frac{p_a}{p_w \cdot g} - \left( \frac{3}{4} r_a \right) = \frac{q_r}{2\pi \cdot k_r} \cdot \ln \frac{q_r}{\pi \cdot k_r \cdot r_a} \quad (3.57)$$

Em que:

$n$  – Número de fissuras;

$b$  – Profundidade do túnel relativamente à cota do nível freático.

## 3.5.7 ESTABILIZAÇÃO DA PRESSÃO EXTERNA

Utilizando a pressão externa determinada em 3.5.6, repetem-se os passos de 3.5.2 a 3.5.6, até que se verifique uma estabilização do valor da pressão externa, isto é, até que os valores da pressão externa calculados através de 3.5.6 e os assumidos em 3.5.2 convirjam no mesmo valor.

### 3.5.8 INFLUÊNCIA DA EVOLUÇÃO DA PRESSÃO INTERNA

No sentido de se perceber de que modo a variação da pressão interna influencia o estado de tensão do betão, aumenta-se o valor da pressão interna solicitante e quantifica-se o valor da tensão presente no revestimento a partir da equação seguinte:

$$\sigma_{c1} = \frac{(\sigma_{s2} - \sigma_{s1})A_s}{A_c} < f_{ctm} \quad (3.58)$$

Assim que o valor da tensão no betão calculada através da equação (3.58) exceder o valor da resistência à tração do betão admitido, forma-se a segunda série de fissuração. Em seguida, devem ser repetidos os passos de 3.5.2 a 3.5.8 para a próxima série de fissuração. É importante referir que na fase seguinte de fissuração, o espaçamento entre fissuras deverá ser considerado igual a metade do espaçamento considerado ao longo da análise sobre a fase de fissuração anterior, uma vez que o número de fissuras aumentou.

O cálculo da largura de fendas presente em 3.5.5 deverá, a partir de agora, ser quantificado diretamente a partir da equação (3.52), como já referido, pelo facto de ser já conhecido o valor exato do espaçamento de fissuras.

O fator de caracterização da distribuição das tensões na armadura deverá ser aumentado de acordo com o supradito em 3.5.3. Note-se que, uma vez alterado o espaçamento entre fissuras de série para série, a distribuição de tensões na armadura também será alterada. Assim, e de acordo com a série de fissuração considerada, estabelece-se a seguinte relação:

- Segunda série de fissuração -  $\sigma_{s1} = 1/2 \cdot \sigma_{s2}$  ;
- Terceira série de fissuração -  $\sigma_{s1} = 3/4 \cdot \sigma_{s2}$  ;
- n séries de fissuração -  $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ .

### 3.5.9 EXEMPLO DE CÁLCULO – AVALIAÇÃO DO EFEITO DA FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO

Depois de ter sido determinada a pressão crítica em 3.4.1.1, para ambos os casos A e B, será agora discutida a influência da armadura no controlo de fendilhação. As características dos parâmetros considerados no estudo estão apresentadas no Quadro 3.5. A análise seguinte, irá contemplar a aplicabilidade de quatro distintos tipos de armadura, com espaçamentos entre barras desiguais e com percentagem de armadura diferentes; com a finalidade de aumentar a sensibilidade da análise. O Quadro 3.7 sintetiza a informação relativa à armadura considerada, e tal como já referido, os seus valores foram seleccionados a título exemplificativo, não traduzindo os diâmetros utilizados em Portugal.

Quadro 3.7 – Caracterização da armadura considerada no estudo.

Caso	Diâmetro [mm]	Espaçamento [cm]	Área [mm <sup>2</sup> ]	% Armadura
A e B	18	16	1590,43	1,0
	20	20	1570,80	1,0
	26	34	1561,56	1,0
	26	20	2654,65	1,7



A aplicação do procedimento referido anteriormente em 3.5.2 a 3.5.8 conduziu à obtenção de resultados que se refletem nas Figura 3.18 a Figura 3.23.

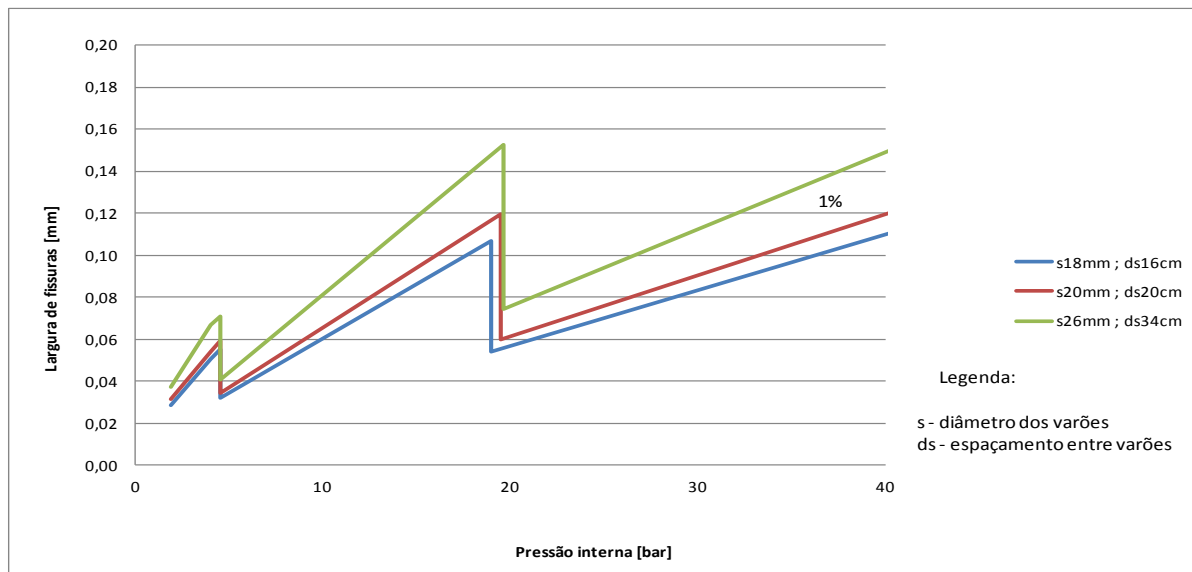


Figura 3.18 – Largura de fissuras em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes tipos de diâmetro e espaçamento entre varões, com a mesma percentagem de armadura.

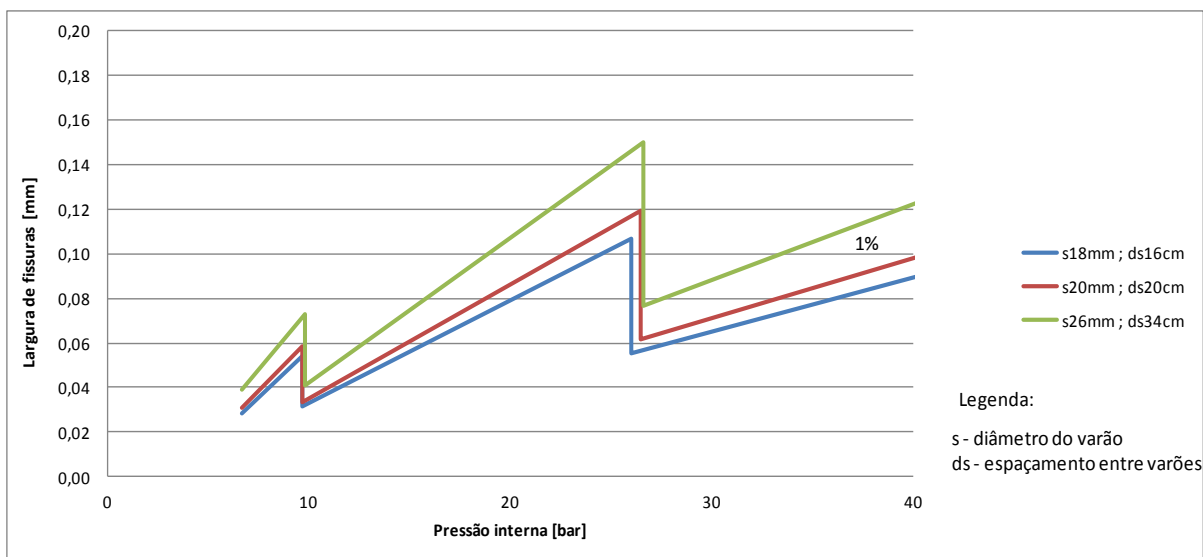


Figura 3.19 – Largura de fissuras em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes tipos de diâmetro e espaçamento entre varões, com a mesma percentagem de armadura.

As Figura 3.18 e Figura 3.19 demonstram o efeito que o espaçamento entre os varões de aço tem na variação da largura de fissuras e no seu desenvolvimento, considerando um aumento da pressão interna atuante e uma percentagem de armadura de 1,0%.

É sabido que o número de fissuras aumenta com a diminuição do espaçamento aplicado entre varões e, proporcionalmente, a este efeito, ocorre a diminuição da largura das fissuras. Assim, o dimensionamento da armadura deverá considerar o menor espaçamento possível entre varões.

As Figura 3.18 e Figura 3.19, evidenciam que a segunda série de fissuras, é formada para a mesma pressão interna (aproximadamente 5 bar para o túnel situado acima do nível freático e 10 bar para o túnel situado abaixo do nível freático), independentemente do espaçamento entre a armadura considerada. No entanto, a terceira série de fissuras, surge mais cedo, quando o espaçamento da armadura é mais reduzido. Conclui-se, portanto, que quanto menor for o espaçamento entre varões, menor será a abertura de fendas.

Por outro lado, através das Figura 3.20 e Figura 3.21, é possível apurar-se que o desenvolvimento das fissuras é influenciado, principalmente, pela percentagem de armadura aplicada. Verifica-se que, para o mesmo espaçamento entre varões, a formação da segunda e terceira séries de fissuração, ocorre mais cedo, quando a percentagem de armadura considerada for maior. Como consequência, a largura das fissuras que se obtém através da solicitação da pressão interna será menor, quanto maior for a percentagem de armadura (ver Figura 3.20 e Figura 3.21 para as pressões internas de 15 e 20 bar, respetivamente).

Reconhece-se, no entanto, que ao longo de uma mesma série de fissuras, a largura de fendas é maior no caso em que a percentagem de armadura considerada foi, igualmente, maior (ver Figura 3.20 e Figura 3.21 para as pressões internas de 10 e 15 bar, respetivamente). A justificação para o que foi dito anteriormente está relacionada com o facto de um revestimento em betão armado, com uma percentagem de armadura elevada e com um diâmetro de secção maior, apresentar uma resistência superior.

Poder-se-á afirmar, no cômputo geral, que quanto maior a percentagem de armadura aplicada, menor é a abertura de fendas.

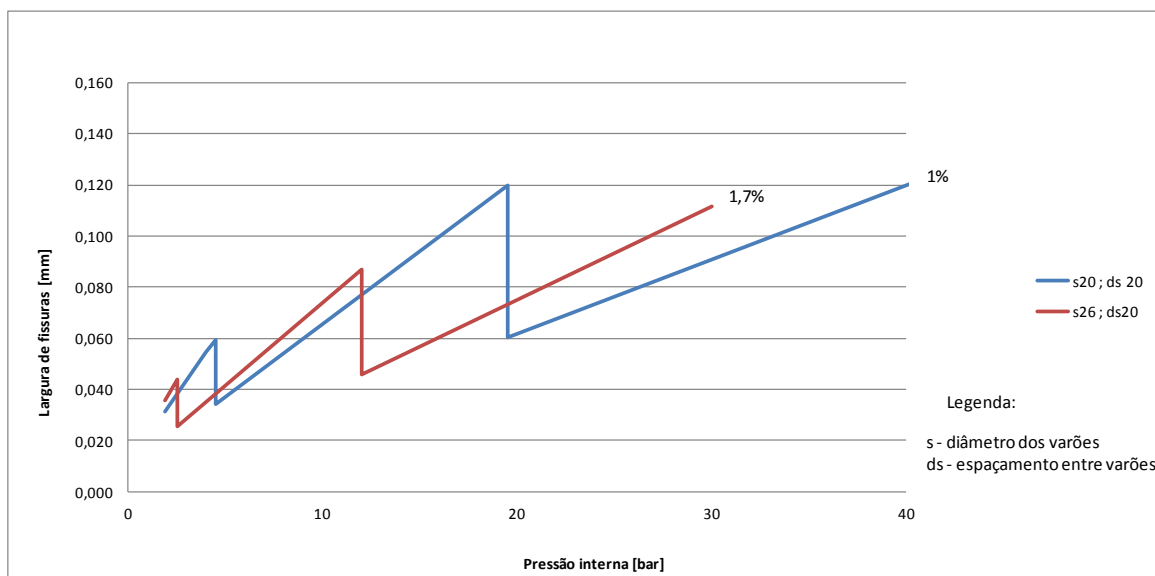


Figura 3.20 – Largura das fissuras em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, com o mesmo espaçamento entre varões.

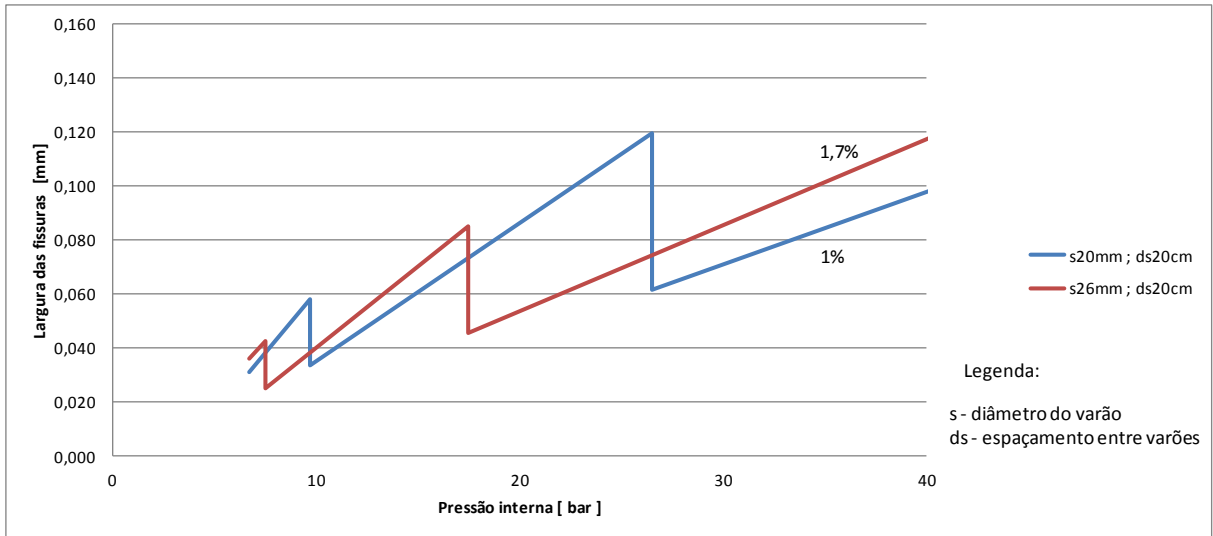


Figura 3.21 – Largura das fissuras em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, com o mesmo espaçamento entre varões.

É importante perceber que, para uma mesma série de fissuras, a variação do espaçamento entre os varões e a consideração de diferentes percentagens de armadura, não tem influência praticamente nenhuma sob o ponto de vista das tensões que são exercidas no aço presente na secção de betão fissurada (ver Figura 3.22 e Figura 3.23 para as pressões internas de 10 e 15 bar, respetivamente).

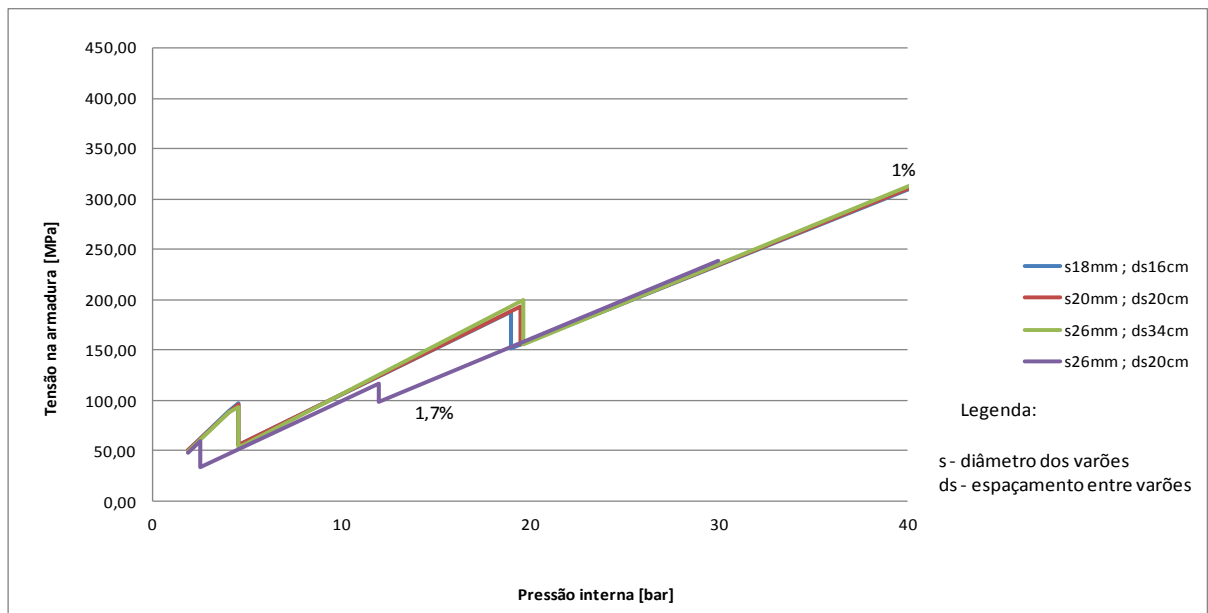


Figura 3.22 – Tensão na armadura presente na secção fissurada de betão em função da pressão interna num túnel situado acima do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, diferentes diâmetros e diferentes espaçamentos entre varões.

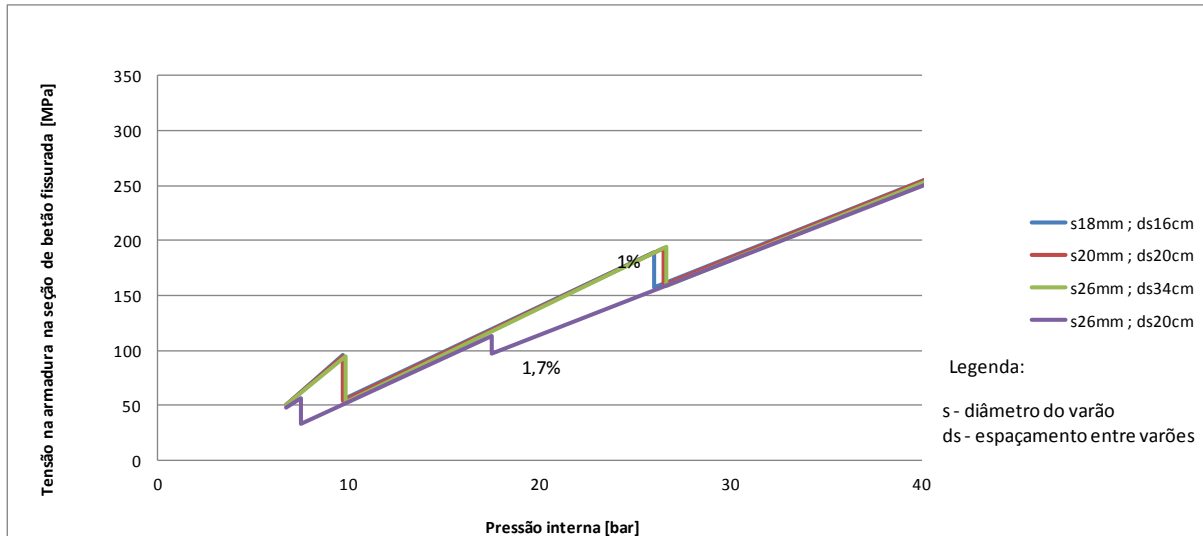


Figura 3.23 – Tensão na armadura presente na secção fissurada de betão em função da pressão interna num túnel situado abaixo do nível freático, para diferentes percentagens de armadura, diferentes diâmetros e diferentes espaçamentos entre varões.

O facto de o túnel estar situado abaixo do nível freático apenas altera o início do período da fissuração, que surge para pressões internas mais elevadas. No entanto, a largura de fissuras constatada é praticamente idêntica em ambos os casos.

### 3.6 CONSIDERAÇÃO DO MELHORAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO

O processo construtivo dos túneis de pressão pode ser consumado com recurso à utilização de uma tuneladora ou com recurso à utilização de explosivos, responsáveis por prosseguir o avanço da obra por entre o maciço rochoso. Em certos maciços, nomeadamente nos que apresentam uma qualidade débil, pode ocorrer a desagregação de porções rochosas na envolvente da secção escavada, na sequência da furação. Este fenómeno reduz drasticamente a resistência mecânica da rocha. Nestes casos, torna-se preponderante realizar a consolidação do maciço rochoso. O efeito prático desta aplicação, reflete-se num aumento bastante significativo da compacidade da rocha, da sua resistência mecânica e do seu módulo de elasticidade. O processo de execução das injeções de consolidação acontece após o revestimento definitivo estar executado e baseia-se na aplicação de calda de cimento pelo interior de furos, previamente executados, dispostos perpendicularmente ao perímetro da secção escavada.

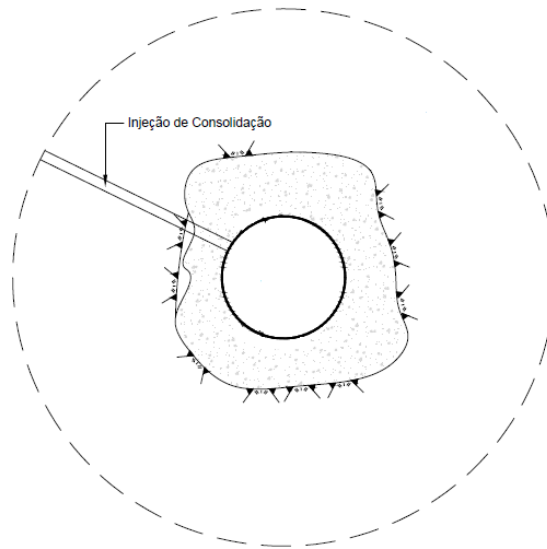


Figura 3.24 – Túnel de pressão revestido em betão e com maciço rochoso melhorado com injeções [5].

A injeção de calda deve preencher todas as fraturas e poros de dimensão elevada existentes na rocha. É importante referir que o efeito do melhoramento é limitado. Considera-se que através de uma aplicabilidade exímia das injeções, o maciço rochoso terá uma redução máxima da sua permeabilidade até  $10^{-7}$  m/s. O raio de extensibilidade do melhoramento, normalmente está compreendido em torno de uma a duas vezes o valor do raio da secção escavada do túnel de pressão; valor que é adequado, por um lado, aos requisitos de segurança e, por outro, à viabilidade económica do projeto. Realça-se, ainda, que uma vez reduzida a permeabilidade do maciço, as tensões atuantes no revestimento diminuem significativamente o seu valor. Este efeito será desenvolvido ao longo do subcapítulo 4.5.2.2.

A consideração do efeito das injeções de consolidação pode ser tido em conta adicionando mais um anel de melhoramento. A existência deste anel implica o uso de expressões cuja complexidade é substancialmente acrescida, quando comparadas com as expressões apresentadas até ao momento.



# 4

## DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DE REVESTIMENTOS SUJEITOS À PRESSÃO EXTERNA

### 4.1 NOTA PRÉVIA

Os conceitos que suportam o tema que se irá desenvolver ao longo deste capítulo são os enunciados num trabalho realizado por Schleiss [8].

### 4.2 PRESSÃO EXTERNA

O presente capítulo tem como principal objetivo apresentar um dimensionamento analítico da espessura de revestimentos em betão existentes em túneis e poços, situados abaixo do nível freático e sujeitos, exclusivamente, à ação da pressão externa da água.

A pressão externa da água surge devido à existência de um lençol freático localizado acima da galeria ou, ainda, no caso em que o túnel esteja situado acima do nível freático, devido a infiltrações através das paredes do túnel, como já referido no subcapítulo 3.5. A sua quantificação pode ser feita através do recurso a furos exploratórios e sondagens ou, através, de piezómetros dispostos em diversas seções ao longo do desenvolvimento do túnel.

O dimensionamento com base no cenário respeitante à ação da pressão externa surge associada a um possível panorama de utilização do túnel. Um dos possíveis panoramas prende-se, por exemplo, com a necessidade de, porventura, ter de ocorrer o esvaziamento do túnel para efeitos de manutenção. Neste caso, a galeria ficará sujeita, exclusivamente, à ação da pressão externa e, naturalmente, os esforços que serão transmitidos ao revestimento, inverter-se-ão relativamente àqueles que se verificam na utilização corrente dos túneis e que derivam da pressão interna. Esses esforços que atuam no betão, por influência da pressão externa, são fortemente influenciados pela permeabilidade, quer do revestimento, quer do meio envolvente.

Tradicionalmente, assume-se que a carga hidráulica,  $p_a/\rho_w \cdot g$ , que atua no betão adquire um valor igual à altura de água acima do túnel ou poço, ou seja:

$$\frac{p_a}{\rho_w \cdot g} = b \quad (4.1)$$

Em que:

$p_a$  – Pressão da água na superfície exterior do revestimento;

$\rho_w$  – Densidade da água;

$g$  – aceleração da gravidade;

$b$  – Profundidade do túnel relativamente à cota do nível freático.

Esta teoria seria apenas válida se o betão de revestimento constituísse um meio totalmente impermeável e o maciço detivesse uma elevada permeabilidade. Se assim fosse, a pressão exterior atuaria na totalidade na superfície exterior do betão como uma carga uniformemente distribuída, dissipando-se, igualmente na totalidade, na sua superfície.

Verifica-se, no entanto, que este tipo de consideração conduz a um dimensionamento excessivamente conservativo. Na realidade e, como já referido, comprova-se que o revestimento de betão possui inúmeras fissuras por onde a água escorre até ao interior do túnel, reduzindo, desse modo, a pressão externa que atua na superfície exterior do revestimento. Para além destas evidências, o caminho de percolação da água ao longo do seu percurso pelo maciço rochoso, promove a formação de um conjunto de perdas de carga que fomentam uma diminuição da pressão atuante que atingirá a superfície exterior do betão de revestimento.

Seguidamente, apresenta-se uma análise criteriosa do dimensionamento da espessura de revestimentos em betão através de dois métodos de cálculo. Um dos métodos assume a total impermeabilidade do revestimento, ao passo que o outro considera a sua permeabilidade. Geometricamente, o dimensionamento segundo ambos os métodos materializar-se-á através de duas soluções, a saber: a) túnel com dois anéis e b) túnel com três anéis. Nos modelos de cálculo apresentados, será assumida a existência de simetria radial na envolvente da escavação.

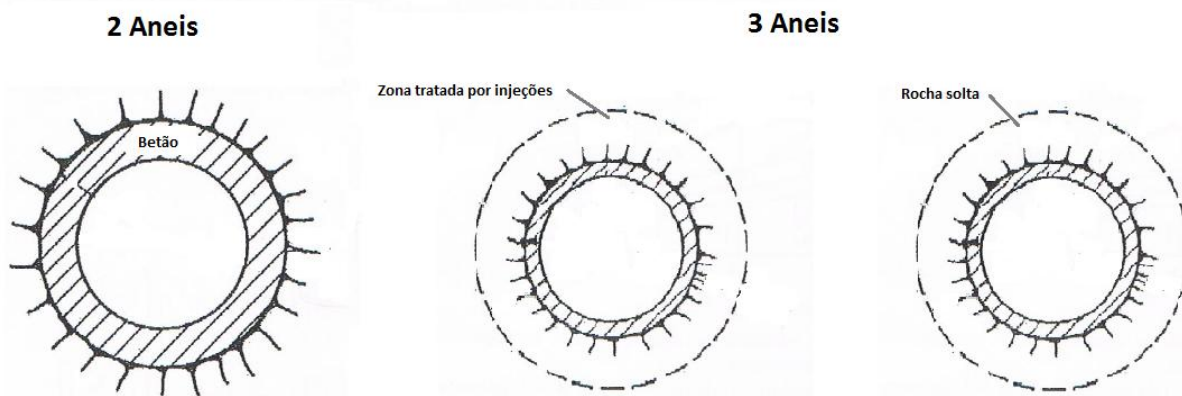


Figura 4.1 – Esquema representativo das diferentes geometrias analisadas [1].

O dimensionamento da espessura do revestimento em betão pressupõe que a tensão de compressão presente no mesmo seja inferior à resistência à compressão do betão. Essa tensão pode ser determinada pela equação seguinte:



$$\sigma_{tm\acute{a}x}(r_i) = \frac{p_a \cdot (2 - \nu_B)}{3 \cdot (1 - \nu_B)} \cdot \left[ \frac{1 + \left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2}{\left(\frac{r_a}{r_i}\right)^2 - 1} + \frac{1 - \frac{r_i \cdot (1 + \nu_B)}{r_a \cdot (2 - \nu_B)}}{1 - \left(\frac{r_i}{r_a}\right)} \right] \quad (4.2)$$

Em que:

$\nu_B$  – Coeficiente de Poisson do revestimento em betão;

$r_a$  – Raio exterior do revestimento;

$r_i$  – Raio interior do revestimento;

$p_a$  – Pressão externa que atua na superfície exterior do revestimento de betão.

Inicialmente será calculada a ação da pressão externa,  $p_a$ , com o objetivo de se perceber a sua influência na variação da tensão no betão. A sua ação na superfície exterior do revestimento pode ser determinada impondo, previamente, a subsequente condição de continuidade.

Se o maciço possui um anel de melhoramento:

$$q_r = q_g = q_B \quad (4.3)$$

Se o maciço não foi melhorado através do processo de consolidação:

$$q_r = q_B \quad (4.4)$$

Em que:

$q_r$  – Fluxo de água proveniente do maciço rochoso;

$q_g$  – Fluxo de água através da zona de melhoramento ou através da zona de rocha solta;

$q_B$  – Fluxo de água através do betão de revestimento.

No subcapítulo 4.3 serão quantificados os fluxos de água que percorrem cada uma das zonas consideradas.

### 4.3 PERDAS DE CARGA RELATIVAS AO FLUXO DE ÁGUA NAS VÁRIAS ZONAS

#### 4.3.1 FLUXO DE ÁGUA DO MACIÇO ROCHOSO

Se o eixo do túnel é paralelo ou, aproximadamente, paralelo à superfície do nível freático, a quantidade de água que aflui por unidade de comprimento do túnel, pode ser calculada através da equação desenvolvida por Schleiss (1986, 1988):

$$q_r = \frac{2\pi \cdot k_r \cdot [b - p_g / (\rho_\omega \cdot g)]}{\ln \left[ \frac{b}{r_g} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - r_g^2 / b^2} \right) \right]} = C_1 \cdot [b - p_g / (\rho_\omega \cdot g)] \quad (4.5)$$

No caso de um poço, o afluxo de água é quantificado do seguinte modo:

$$q_r = \frac{2\pi \cdot k_r \cdot [b - p_g / (\rho_\omega \cdot g)]}{\ln(R/r_g)} = C_2 \cdot [b - p_g / (\rho_\omega \cdot g)] \quad (4.6)$$

Em que:

$k_r$  – Coeficiente Permeabilidade do maciço rochoso;

$r_g$  – Raio exterior do melhoramento;

$p_g$  – Pressão externa que atua no melhoramento;

$R$  – Alcance do fluxo de água.

O valor do alcance do fluxo de água no maciço rochoso,  $R$ , pode ser estimado por  $R = 10r_a$ , para maciços rochosos muito pouco permeáveis ( $K_r \leq K_B$ ), ou por  $R = 100r_a$ , para maciços que apresentam uma permeabilidade elevada ( $K_r \geq 100K_B$ ).

Se não existir a zona de melhoramento do maciço rochoso na envolvente do betão, os valores de  $r_g$  e  $p_g$  presentes nas equações (4.5) e (4.6) são substituídos por  $r_a$  e  $p_a$ , respetivamente.

#### 4.3.2 FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DA ZONA DE MELHORAMENTO

Assumindo uma simetria radial na zona melhorada do maciço na envolvente do revestimento, o fluxo de água pode ser calculado a partir de:

$$q_g = \frac{2\pi \cdot k_g \cdot (p_g - p_a) / (\rho_\omega \cdot g)}{\ln(r_g/r_a)} = C_3 \cdot [p_g - p_a] / (\rho_\omega \cdot g) \quad (4.7)$$

Em que:

$k_g$  – Coeficiente de permeabilidade da zona do maciço consolidado.

## 4.3.3 FLUXO DE ÁGUA ATRAVÉS DO REVESTIMENTO DE BETÃO

Como referido nos capítulos anteriores, o fluxo de água através do revestimento depende da porosidade e da fissuração existente na secção de betão. Deste modo, a quantidade total de água que atravessa a espessura de betão, é obtida a partir da equação seguinte:

$$q_B = q_{B1} + q_{B2} + q_{B3} = (C_{41} + C_{42} + C_{43}) \cdot \frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} = C_4 \cdot \frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} \quad (4.8)$$

Em que:

$q_{B1}$  – Fluxo de água através da zona de betão não fissurada (entre duas fissuras);

$q_{B2}$  – Fluxo de água através das fissuras radiais existentes na secção de betão;

$q_{B3}$  – Fluxo de água através das fissuras longitudinais existentes na secção de betão.

O fluxo de água através da zona de betão não fissurada é calculado do seguinte modo:

$$q_{B1} = \frac{2\pi \cdot k_B \cdot p_a / (\rho_\omega \cdot g)}{\ln(r_a/r_i)} = C_{41} \cdot \frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} \quad (4.9)$$

O fluxo de água através das fissuras é quantificado pelas equações seguintes:

$$q_{B2} = \frac{2\pi \cdot r_i \cdot (2a_1)^3 \cdot g \cdot p_a / (\rho_\omega \cdot g)}{12\nu_w \cdot (r_a - r_i) \cdot d} = C_{42} \cdot \frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} \quad (4.10)$$

$$q_{B3} = \frac{n \cdot (2a_2)^3 \cdot g \cdot p_a / (\rho_\omega \cdot g)}{12\nu_w \cdot (r_a - r_i)} = C_{43} \cdot \frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} \quad (4.11)$$

Em que:

$2a_1$  – Largura das fissuras radiais;

$d$  – Espaçamento das fissuras radiais;

$2a_2$  – Largura das fissuras longitudinais;

$n$  – Número de fissuras longitudinais por unidade de desenvolvimento.

O valor das larguras e espaçamentos das fissuras pode ser adotado de acordo com os dados fornecidos pelo Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Larguras e espaçamentos de fissuras em revestimentos de betão [8].

Revestimento de betão	Fissuras circunferenciais		Fissuras longitudinais	
	Largura [mm]	Espaçamento [m]	Largura [mm]	Espaçamento [m]
Simples	0.5 – 1.00	6 – 12	0.2 – 0.5	Mínimo duas fissuras
Armado	0.1 – 0.3	0.3 – 0.6	0 – 0.1	Muitas fissuras; 0.3 - 0.6

#### 4.4 QUANTIFICAÇÃO DA CARGA HIDRÁULICA ATUANTE NA SUPERFÍCIE EXTERIOR DO REVESTIMENTO EM BETÃO

Conhecendo os valores obtidos através das equações (4.5) a (4.8) é, possível, através da aplicação da equação de continuidade (4.3) ou (4.4), formular a equação geral que determina o valor da ação da pressão externa sobre a superfície exterior do betão de revestimento.

Se o maciço possui um anel de melhoramento:

$$\frac{p_a}{\rho_\omega \cdot g} = \frac{C_{1(2)} \cdot b}{\left[ \frac{C_3 + C_4}{C_3} \right] \cdot (C_{1(2)} + C_3) - C_3} \quad (4.12)$$

Se o maciço não foi melhorado:

$$p_a / (\rho_\omega \cdot g) = \frac{C_{1(2)} \cdot b}{C_{1(2)} + C_4} \quad (4.13)$$

Conhecendo o valor da pressão externa que atua na superfície do revestimento, torna-se, então, possível quantificar a tensão de compressão presente no betão. O valor da máxima tensão de compressão no revestimento deverá cumprir a seguinte condição:

$$\sigma_{tm\acute{a}x}(r_i) \leq f_{cm}/S \quad (4.14)$$

O fator de segurança a aplicar poderá assumir diferentes valores de acordo com as condições estruturais do túnel ou poço. Isto é, se o revestimento do túnel é executado em betão armado, o coeficiente de segurança aplicado será igual a 1,8. Por outro lado, no caso em que o túnel seja realizado em betão simples, o valor do coeficiente de segurança considera-se igual a 2,5, por modo a diminuir o valor da tensão máxima admissível no betão. Se a geografia do terreno e os ensaios geotécnicos demonstrarem que a oscilação do nível freático é grande e que o túnel se encontrará, apenas por breves momentos, abaixo da superfície do nível freático, o coeficiente de segurança pode admitir-se mais baixo, adquirindo o valor de 1,25.

No entanto, ao longo desta dissertação, os fatores de segurança aplicados não seguiram as opções referidas. No subcapítulo 5.3.1 serão apresentados os coeficientes de segurança considerados.

#### 4.5 DISCUSSÃO DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS ATRAVÉS DE UM EXEMPLO DE CÁLCULO

O exemplo de cálculo que será apresentado contempla a análise paramétrica de valores da carga hidráulica que decorrem da ação da pressão externa presentes num túnel e num poço; ambos situados a 300 m abaixo da superfície do nível freático.

Os parâmetros de entrada considerados ao longo do exemplo de cálculo são aqui apresentados:

Quadro 4.2 – Caracterização dos elementos presentes no estudo do caso prático.

Elemento	Variável	Valor	Unidades
Betão	Raio interno - $r_i$	5,00	[m]
	Raio externo - $r_a$	5.50	[m]
	Raio médio - $r$	5.25	[m]
	Coefficiente de Poisson - $\nu_B$	0.20	-
	Modulo de elasticidade - $E_B$	30,00	[GPa]
	Coefficiente permeabilidade do betão - $k_B$	1.0E-08	[m/s]
Rocha	Coefficiente de Poisson - $\nu_r$	0.23	-
	Modulo de elasticidade - $E_r$	4,00	[GPa]
	Coefficiente Permeabilidade - $k_r$	1.0E-04 a 1.0E-08	[m/s]
Rocha Solta	Raio - $r_{rS}$	6.50	[m]
	Coefficiente Permeabilidade - $k_{rS}$	10 $k_r$ ; min=1.0E-05	[m/s]
	Coefficiente de Poisson - $\nu_r$	0.23	-
	Modulo de elasticidade - $E_r$	3,00	[GPa]
Rocha consolidada	Raio - $r_g$	8.50	[m]
	Coefficiente Permeabilidade - $k_g$	1.0E-07	[m/s]
	Coefficiente de Poisson - $\nu_g$	0.23	-
	Modulo de elasticidade - $E_g$	28,00	[GPa]

A permeabilidade do betão deriva da porosidade e da fissuração existentes no mesmo. Nas zonas não fissuradas a permeabilidade é, normalmente, bastante baixa, assumindo valores iguais ou inferiores a 1.0E-08 m/s.

Nas zonas fissuradas, os valores da largura e espaçamento das fissuras presentes no betão do revestimento foram assumidos de acordo com o Quadro 4.1.

Realça-se que os valores assumidos pelo Quadro 4.1, são valores aproximados e bastante conservativos, isto é, a largura de fissuras considerada é bastante mais pequena do que se constata na realidade. Esta consideração mais conservativa conduz à obtenção de valores de pressão externa mais elevados do que os que efetivamente atuam sobre a superfície exterior do revestimento (uma vez admitidas larguras de fissuras mais pequenas, passam a considerar-se menos fugas de água do exterior para o interior do revestimento). Adicionalmente ao motivo referido é, ainda, considerado o facto de as fissuras (causadas pela pressão interior) serem parcialmente fechadas pela ação da pressão externa durante, por exemplo, um abaixamento do nível freático. Esta situação provoca fortes tensões de compressão no anel de betão.

A permeabilidade do maciço rochoso existente nas vizinhanças do revestimento de betão pode ser, parcialmente, reduzida através da consolidação do maciço, tal como referido em 3.6. Esta consolidação promove a diminuição da permeabilidade do maciço até um valor máximo de  $1E-07$  m/s. Nos casos em que não se recorre ao melhoramento do maciço rochoso é, importante, considerar no modelo de cálculo, um aumento significativo da permeabilidade do mesmo na envolvente mais próxima do revestimento. Este aumento deve-se, essencialmente, ao uso de explosivos na escavação do túnel durante o processo construtivo, que provocam a formação de zonas de rocha solta na envolvente do betão.

#### 4.5.1 DOIS ANÉIS: REVESTIMENTO DE BETÃO E MACIÇO ROCHOSO

##### 4.5.1.1 Influência da permeabilidade do revestimento

As Figura 4.2 e Figura 4.3 ilustram a variação da carga hidráulica sobre a superfície exterior do revestimento de um túnel e de um poço, em função da variação da permeabilidade do maciço rochoso.

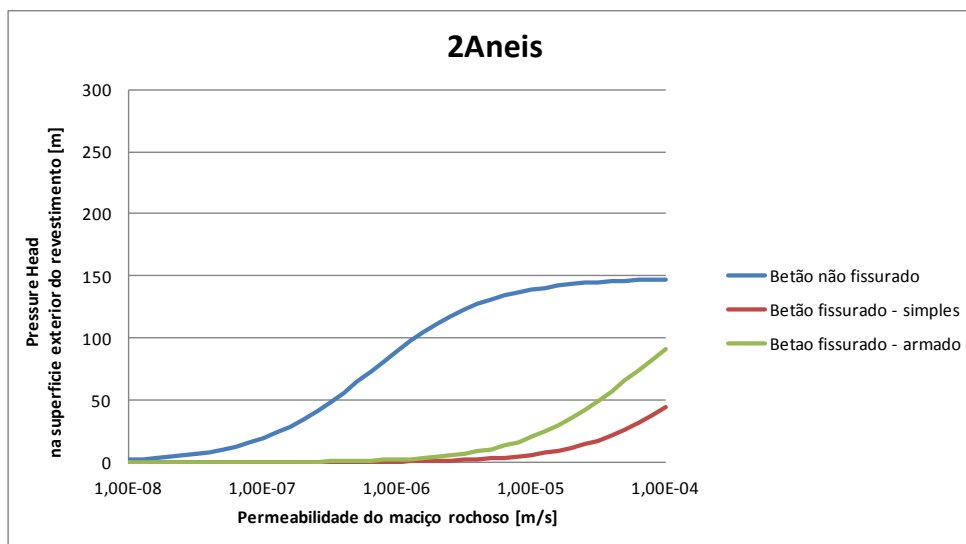


Figura 4.2 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel, em função da permeabilidade do maciço rochoso.

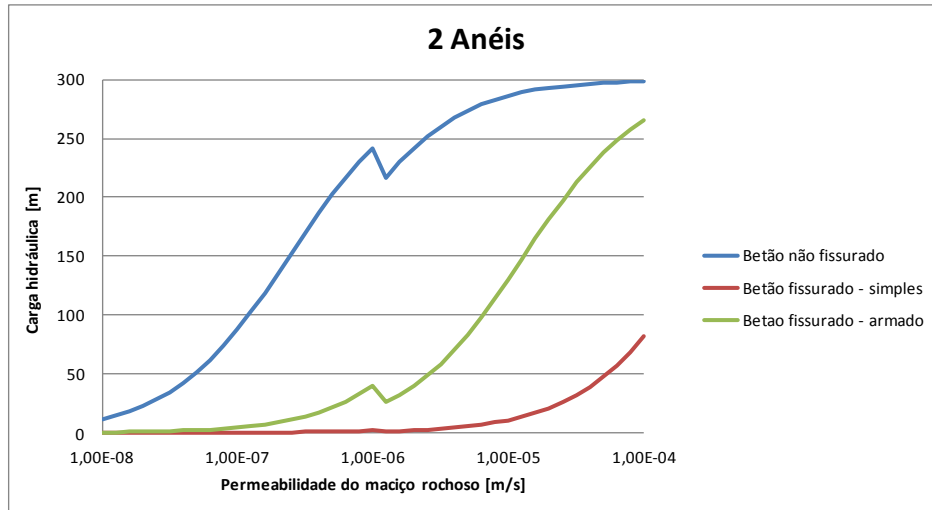


Figura 4.3 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num poço em função da permeabilidade do maciço rochoso.

Identifica-se, graficamente, que a permeabilidade do betão de revestimento tem uma importância crucial na quantificação de esforços que atuam na sua superfície. A consideração, ainda que irrealista, da não fissuração do betão, demonstra que para um maciço rochoso detentor de uma permeabilidade elevada (1,00E-04 m/s), a carga hidráulica atuante no betão assume o valor de 298,53 m, ou seja, praticamente a totalidade do valor da altura piezométrica, 300 m.

A ação da pressão externa é reduzida quando é considerada a permeabilidade do betão. No caso de o betão ser armado, a carga hidráulica na sua superfície exterior reduz-se em cerca de 11%, em comparação com o caso anteriormente referido do betão não fissurado. No caso de betão simples, o valor da carga hidráulica assume uma redução de cerca de 73%, em comparação com o valor que a mesma assume no caso em que é considerada a não fendilhação do betão.

A diferença acentuada dos valores da carga hidráulica entre o betão simples e armado reside no facto de, quando o betão é não armado, se formarem poucas fendas muito espaçadas entre si e muito abertas. Essa abertura de fendas proporciona uma elevada percolação da água do exterior para o interior do revestimento, o que estimula, por si só, uma diminuição da ação da pressão externa.

Comparando a Figura 4.2 com a Figura 4.3, é possível contatar que as pressões que se exercem no poço são ligeiramente superiores às presentes num túnel.

Analisando o gráfico ilustrado na Figura 4.3, observa-se uma descontinuidade nos resultados apresentados para o poço. Esta descontinuidade está relacionada com o facto de não existir um valor definido para o alcance do fluxo de água,  $R$ , quando a permeabilidade da rocha se encontra no seguinte intervalo:

$$K_B \leq K_r \leq 100K_B \quad (4.15)$$

Em todo o caso, o comportamento estrutural de ambas as conceções segue o mesmo padrão e, como tal, apenas serão analisadas as pressões existentes nos túneis.

## 4.5.2 TRÊS ANÉIS

### 4.5.2.1 Efeito da existência de rocha solta na vizinhança do anel de revestimento

A existência de rocha solta, com elevada permeabilidade, na envolvente mais próxima do revestimento, permite um fluxo de água bastante significativo por entre a respetiva zona do maciço. Comparativamente com a Figura 4.2, a ação da pressão externa aumenta, aproximadamente, 1% ao valor da carga hidráulica presente no revestimento para os três cenários analisados, ou seja, para betão não fissurado, betão simples e armado.

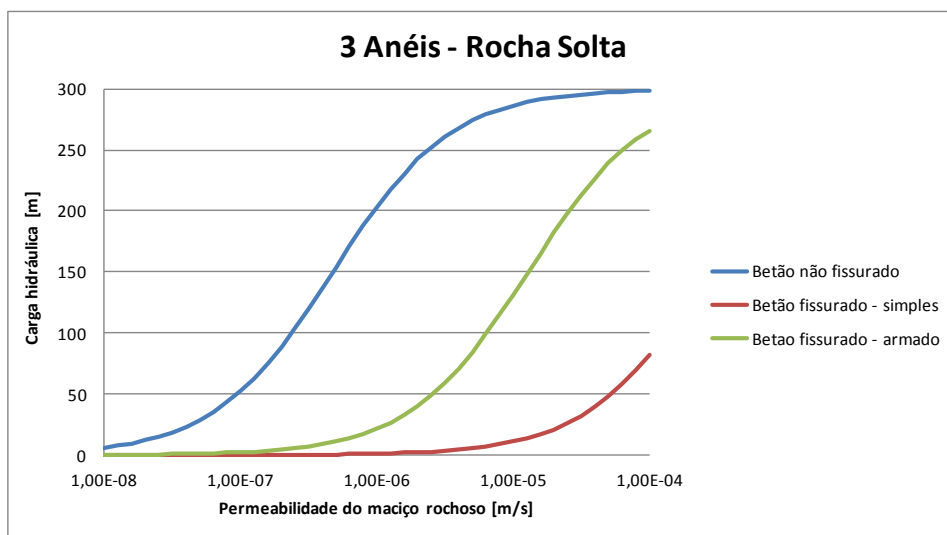


Figura 4.4 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel em função da permeabilidade do maciço rochoso, considerando uma zona de rocha solta na envolvente do revestimento.

### 4.5.2.2 Efeito da consolidação do maciço na vizinhança do anel de revestimento

A consolidação do maciço rochoso na envolvente próxima do revestimento constitui o método mais eficaz de redução da pressão externa atuante na superfície do betão. Para o caso do betão ser não fendilhado e de o maciço rochoso ter elevada permeabilidade, apenas cerca de 68% da carga hidráulica atua no betão. Este valor é, consideravelmente, mais baixo do que nos casos anteriormente analisados, onde a pressão externa atingia uma percentagem de ação de perto de 100% na superfície exterior do betão. No cenário mais real, considerando a fissuração do betão, pode mesmo reputar-se que a ação da pressão externa deixa de ter um efeito significativo sobre a superfície exterior do revestimento (ver Figura 4.5).



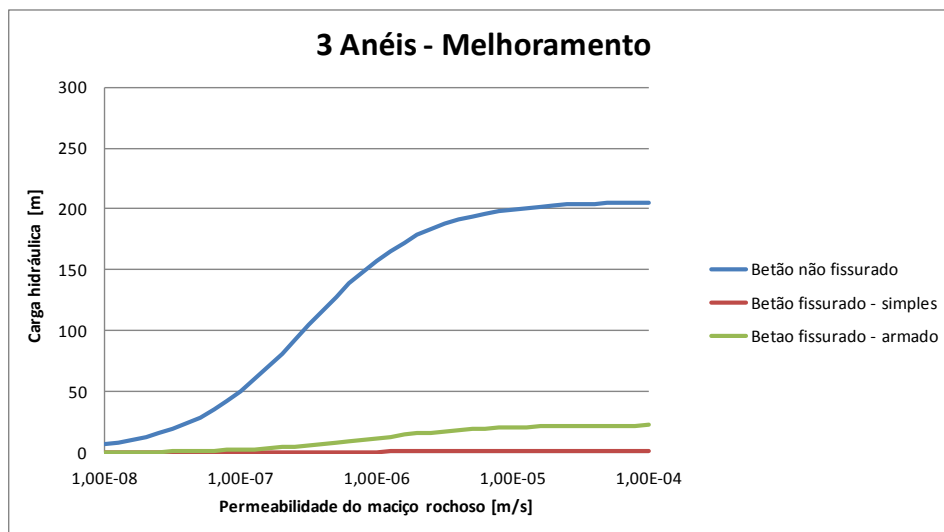


Figura 4.5 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel em função da permeabilidade do maciço rochoso, considerando uma zona de rocha consolidada na envolvente do revestimento.

A redução notória da pressão externa que atua na superfície do revestimento, deve-se à circunstância de o maciço consolidado apresentar uma redução drástica da sua permeabilidade. Assim, uma parte mais significativa do esforço exercido pela pressão externa passa a ser absorvido e dissipado ao longo da superfície do maciço melhorado. Fruto desta situação, o esforço que atinge a superfície exterior do revestimento é mais reduzido.

#### 4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Se para o dimensionamento do revestimento for admitida a não fendilhação do betão, o resultado será, garantidamente, um dimensionamento extremamente conservativo e pouco económico. Contrariamente, se forem consideradas a fissuração do revestimento e o conseqüente fluxo de água, conclui-se que a pressão externa que efetivamente atua na superfície exterior do revestimento, é manifestamente mais reduzida, se o maciço envolvente for consolidado. Ou seja, a consolidação do maciço rochoso constitui um método eficaz na minimização dos esforços atuantes no betão. Verifica-se que, se existir na vizinhança do betão uma zona de rocha solta com elevada permeabilidade, o valor da carga hidráulica atuante altera-se de uma forma insignificante (1%) – ver Figura 4.6.

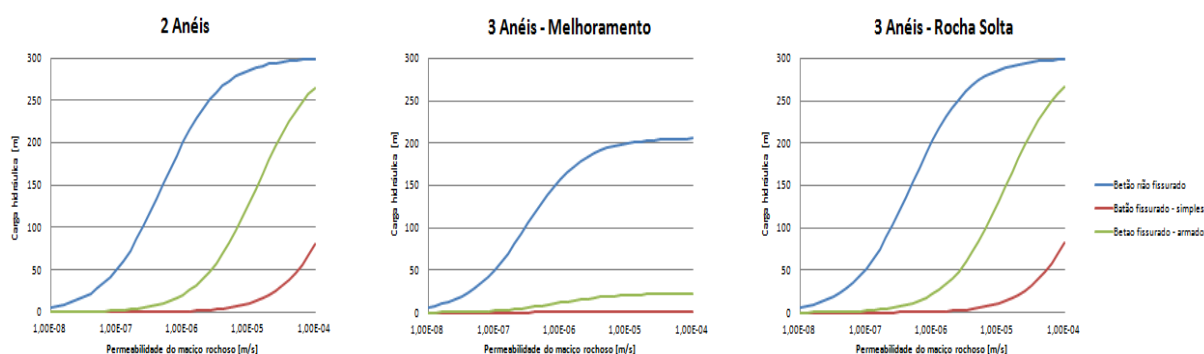


Figura 4.6 – Comparação da carga hidráulica estática atuante em túneis, para diferentes modelos construtivos.



# 5

## CASO DE ESTUDO

### 5.1 ENQUADRAMENTO

Ao longo do presente capítulo será elaborado o dimensionamento de um túnel de adução pertencente a um aproveitamento hidroelétrico, com base nos cenários de dimensionamento relativos à pressão interna e externa. A realização deste dimensionamento tem como objetivo principal, demonstrar a aplicabilidade prática de todos os conceitos supracitados nos capítulos precedentes.

O sistema de aproveitamento hidroelétrico consiste, genericamente, na produção de energia com recurso à turbinação de água. A Figura 5.1 apresenta uma planta do projeto a ser desenvolvido.

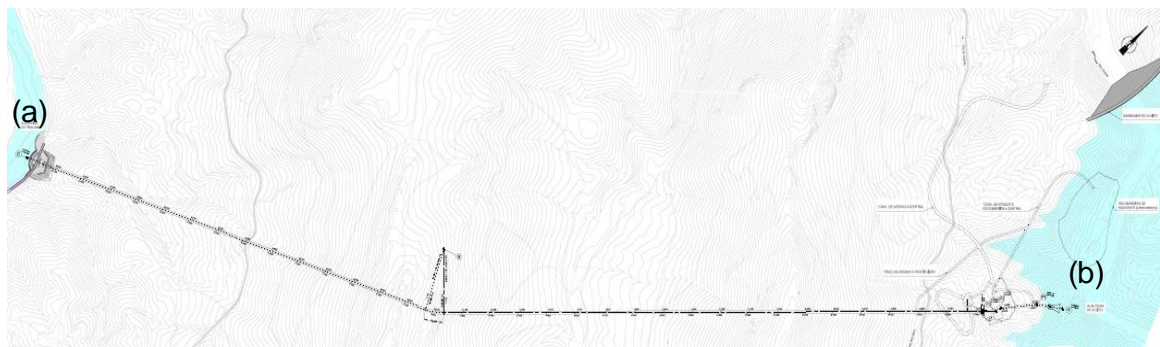


Figura 5.1 – Planta representativa do aproveitamento hidroelétrico: a) local de restituição; b) local de captação [9].

O sistema a ser implementado apresentará uma extensão de 3709 km, desde a sua captação na albufeira (Figura 5.1 b)), até ao local de restituição da água no leito do rio (Figura 5.1 a)). Genericamente, podem distinguir-se quatro zonas capitais do sistema: a tomada de água, o trecho de adução, a central de produção de energia e a zona de restituição.

A Figura 5.2 exibe o perfil cotado dos 400 m iniciais da obra, onde estão presentes todos os elementos referidos.

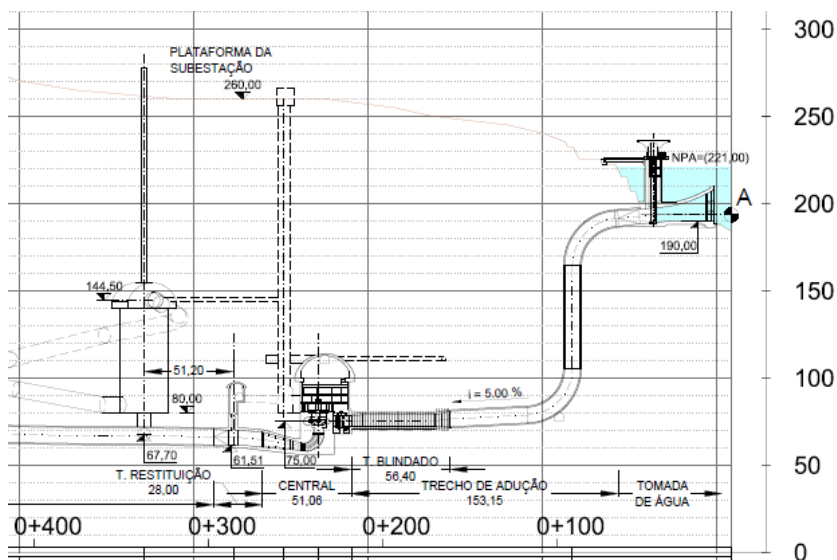


Figura 5.2 – Perfil pormenorizado dos elementos construtivos [9].

A captação da água será consumada na albufeira, a uma cota de 200 m. Segue-se uma queda com cerca de 110 m de altura, responsável pela imposição de uma energia excecional à componente hidráulica. A água entra num túnel de adução, que a transporta até à central. A Figura 5.3 ilustra a presença de um trecho blindado no túnel de adução. Ao longo desse trecho verifica-se uma diminuição da secção da galeria com o objetivo de proporcionar um aumento da velocidade de passagem da água, promovendo, desse modo, uma maior eficiência na turbinação e, conseqüentemente, uma maior eficiência na produção energética. A blindagem que existe no trecho referido tem como funções: evitar a abrasão do betão de revestimento devido à maior velocidade da água que se verifica nesta secção e impermeabilizar o túnel na proximidade da central, evitando, com isso, o possível afluxo de água à central.

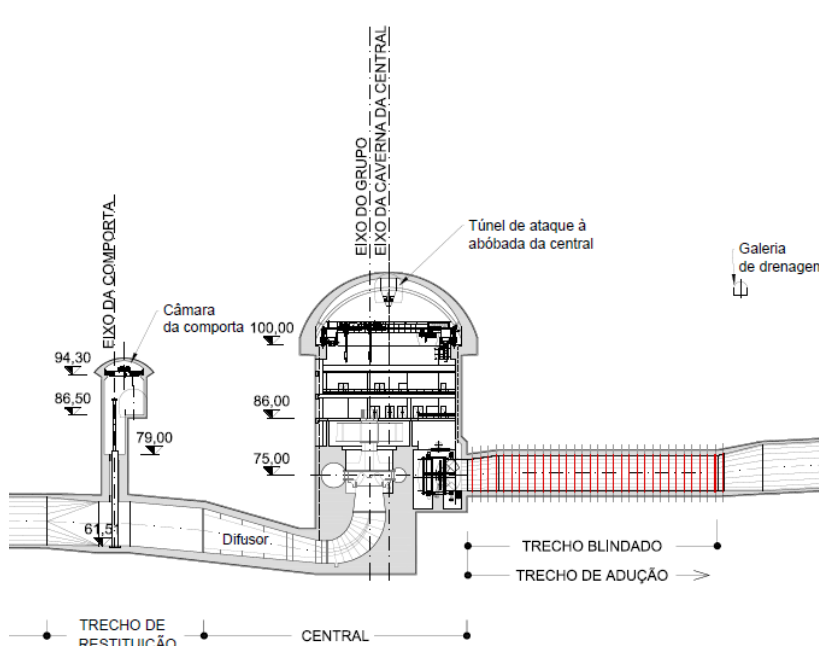


Figura 5.3 – Pormenor da central hidroelétrica e da sua vizinhança [9].

Assim que a água atinge a central, passa por uma turbina hidráulica acoplada a um gerador, na qual a energia mecânica exercida é transformada em energia elétrica. A energia produzida é, em seguida, conduzida através de barras de cobre, que minimizam as perdas, desde os terminais do gerador até à superfície do terreno. Na subestação localizada à superfície, os transformadores elevam a tensão da corrente e toda a energia é reencaminhada através de cabos condutores até aos centros consumidores. O transporte da energia é feito sobre alta voltagem, por modo a permitir a condução através das linhas de transmissão, com minimização de perdas. Transformadores localizados perto dos pontos de consumo são responsáveis por baixar a voltagem para os níveis indicados de utilização.

É importante referir que na envolvente da central é colocada uma membrana impermeável com o intuito de não permitir a percolação da massa de água através do maciço rochoso, que pode ocasionar avarias no sistema.

Após o turbinamento, a água perfilha no canal de restituição, até ser adicionada ao leito do rio, 3,3 km a jusante do aproveitamento, à cota de 95 m, como é possível verificar através da Figura 5.4.

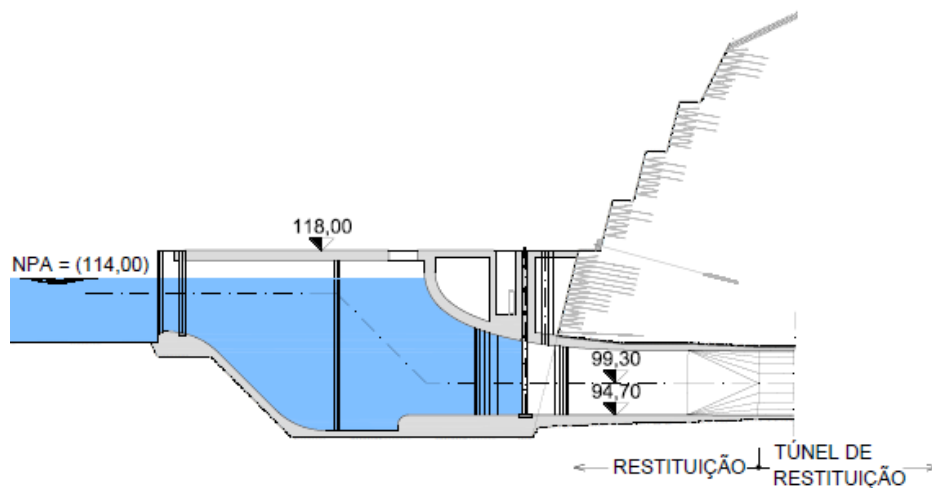


Figura 5.4 – Trecho de restituição de água no leito do rio [9].

Sumariamente, o traçado do circuito hidráulico é marcado pela presença de imponentes cristas quartzíticas, entre as quais se desenvolve um vale assimétrico sobre litologias xistentas, com orientação subparalela à das cristas. O restante terreno do traçado é constituído essencialmente por xistos e grauvaques. A Figura 5.5 apresenta um corte longitudinal do percurso em estudo.

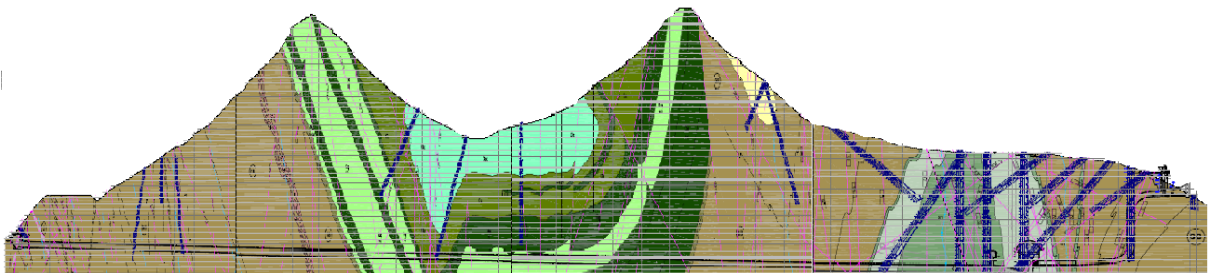


Figura 5.5 – Perfil longitudinal do circuito hidráulico [9].

O conhecimento das características do maciço foi obtido com recurso à elaboração de inúmeras sondagens que estão caracterizadas a tracejado azul na Figura 5.5.

O estudo a seguir desenvolvido irá contemplar a análise e dimensionamento da galeria de adução (a montante da central) e restituição (a jusante da central), com base, como já referido, nos critérios de dimensionamento sujeitos à pressão interna e externa.

## 5.2 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Foram vários os estudos realizados a fim de caracterizar o maciço rochoso. Realizaram-se vários ensaios, com objetivos diversos, dos quais se realçam [9]:

- Confirmar a geometria;
- Avaliar as condições de fraturação;
- Avaliar a resistência e deformabilidade da rocha intacta;
- Definir o modelo hidrogeológico;
- Avaliar as características do maciço rochoso junto aos emboquilhamentos dos túneis/galerias e onde se prevê inserir a caverna central e obras conexas (chaminé de equilíbrio, poços de ventilação, tomada de água);
- Caracterizar a permeabilidade do maciço rochoso às cotas de inserção das principais obras subterrâneas.

As amostras onde se efetuaram os ensaios de laboratório foram escolhidas de provetes de sondagens, de acordo com uma seleção criteriosa de modo a que estivessem representadas todas as litologias e, quando possível, com diferentes estados de alteração. Os ensaios permitiram concluir que, grosso modo, a espessura de solos residuais de alteração e maciço muito alterado foi inferior a 5 m.

No local onde se situam as principais obras subterrâneas (central, câmara de equilíbrio, poço da tomada de água) foram abertas valas de reconhecimento, com recurso a uma escavadora tipo giratória, com uma profundidade máxima da ordem dos 4 m. A realização deste trabalho teve como objetivos [9]:

- Observar as litologias ocorrentes;
- Identificar contactos geológicos;
- Mapear estruturas tectónicas;
- Estudar a fraturação do maciço rochoso.

Os ensaios de absorção de água do tipo Lugeon foram realizados durante a execução das sondagens, com o principal objetivo de fornecer informação sobre o comportamento hidráulico do maciço.

## 5.3 DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO DEFINITIVO

O dimensionamento definitivo do revestimento em betão será elaborado na sequência do estudo desenvolvido ao longo desta dissertação, ou seja, será elaborado com o intuito de demonstrar a diferença entre a consideração da permeabilidade e impermeabilidade (não fendilhação) do próprio revestimento na aplicação a um caso prático. Como referido anteriormente, a consideração da permeabilidade do betão advém da contemplação da fissuração que na realidade exista. Torna-se portanto essencial perceber o motivo e modo pela qual se desenvolvem estas fissuras.

Sumariamente, podem distinguir-se dois tipos de fissuras, a saber: a) fissuras circunferenciais, b) fissuras longitudinais. As fissuras circunferenciais resultam dos efeitos de retração do betão, ou seja, derivam da alteração do volume da peça de betão fruto da perda de água através das suas porosidades.

As fissuras longitudinais resultam dos efeitos da ação da pressão interior, presente exclusivamente nos túneis de adução que se encontram sob pressão, provocando esforços de tração elevados na secção de betão. A Figura 5.6 representa esquematicamente ambos os fenómenos de fissuração referidos.

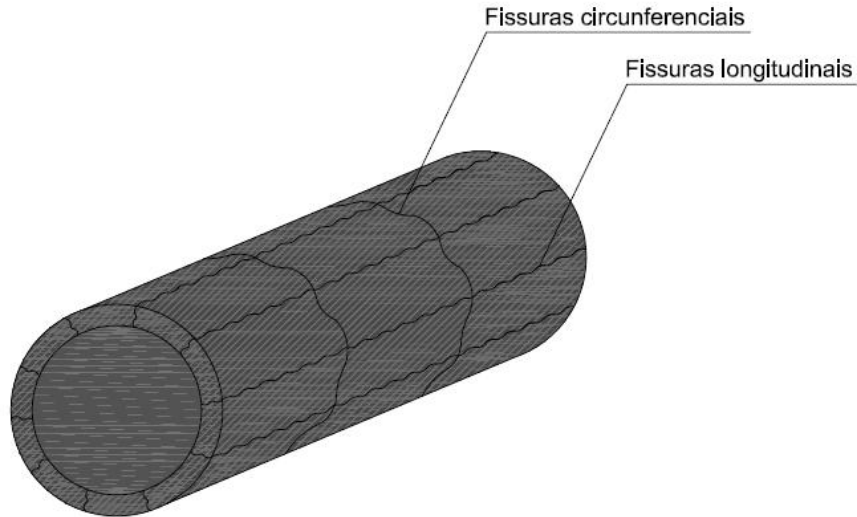


Figura 5.6 – Tipos de fissuras presentes na galeria.

De modo a ser possível controlar o efeito da fendilhação, recorre-se à aplicação de armadura na secção de betão. A Figura 5.7 esquematiza o modelo de disposição da armadura face à possibilidade de ocorrência dos dois tipos de fissuras referidos.

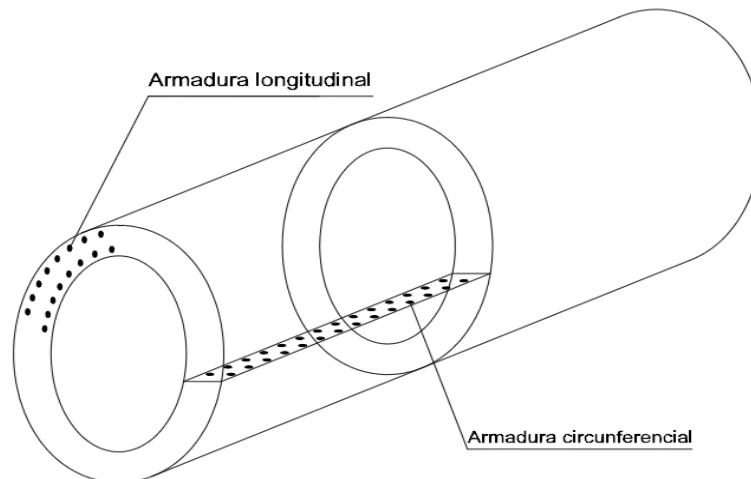


Figura 5.7 – Disposição das armaduras na galeria.

A armadura disposta circunferencialmente controla a fissuração promovida pela ação da pressão interna, enquanto a armadura longitudinal controla as fissuras provocados pela retração do betão.

### 5.3.1 SECÇÃO NA ZONA DE RESTITUIÇÃO

O trecho de restituição constitui um elemento de baixa pressão responsável por conduzir a água proveniente da unidade geradora de energia até ao local de restituição. Denomina-se por elemento de baixa pressão uma vez que a água restituída percorre a galeria após ter sido turbinada, perdendo por isso a carga hidráulica. Deste modo, percebe-se que o dimensionamento da galeria de restituição deverá apenas basear-se no cenário de dimensionamento para a pressão externa, maximizando deste modo o efeito da sua ação, uma vez que a não consideração da existência da pressão interna, circunscreve o equilíbrio de esforços única e exclusivamente devido à ação da pressão externa, que consequentemente deixa de ser equilibrada por uma força de origem interna. Esta consideração conduz portanto a um dimensionamento conservativo, reproduzindo a combinação mais desfavorável.

Diversos estudos de natureza económica foram realizados com o intuito de perceber e encontrar o diâmetro ótimo da galeria. Atendendo a custos de construção e exploração, perdas de carga, entre outros, foi quantificado que o diâmetro ideal da galeria teria o valor de 9,2 m (Figura 5.8).

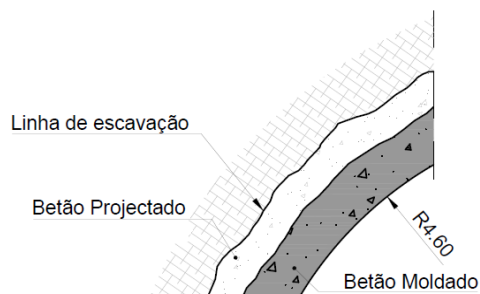


Figura 5.8 – Raio interior da galeria de restituição.

Como é possível aferir ao longo desta dissertação, o efeito da quantificação e consideração da permeabilidade do maciço rochoso e do betão de revestimento constitui uma medida de elevada importância na obtenção dos esforços estruturais e principalmente na variação dos mesmos. Para tal, recorreu-se ao relatório de estudos geológico e geotécnico [9], de modo a perceber qual o local de maior fragilidade estrutural do maciço rochoso: este é o local detentor de uma elevada permeabilidade, uma vez que quanto maior for o seu valor, maior será a quantidade de água que atingirá a superfície exterior do revestimento e, consequentemente, maior será a ação da pressão externa. Concluiu-se que o local mais débil do maciço estava situado sobre o raio de influência da sondagem CH20, apresentada na Figura 5.9.



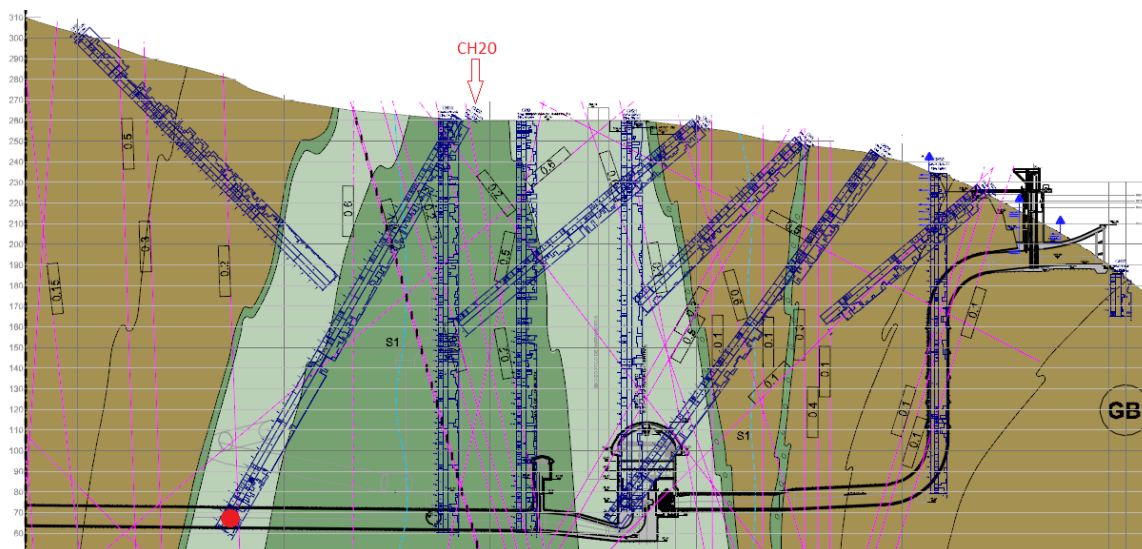


Figura 5.9 – Perfil de sondagens no terreno e indicação da zona de dimensionamento do túnel de restituição [9].

O local eleito (marcado a vermelho na Figura 5.9) encontra-se localizado a 440 m de distância relativamente à captação de água e está inserido num maciço composto por xistos bandados e listrados. A cota do terreno acima da galeria é de 280 m e a galeria insere-se à cota de 73 m, ou seja, o túnel será instalado à profundidade de 207 m relativamente à superfície do terreno. Como referido anteriormente, a permeabilidade foi estudada com base na aplicação de ensaios do tipo Lugeon. Os resultados obtidos são agora apresentados:

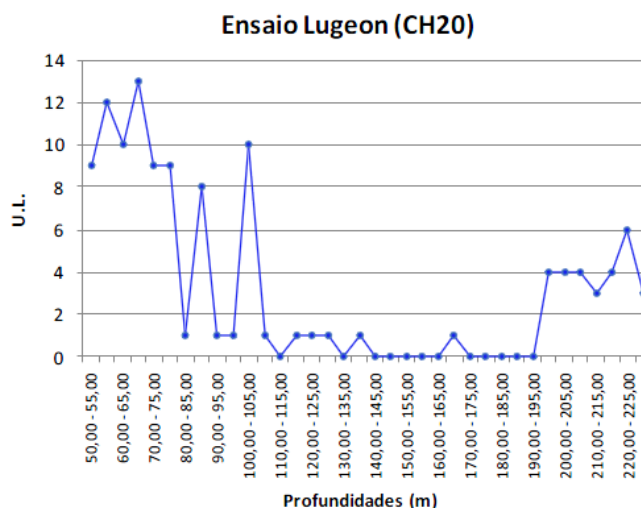


Figura 5.10 – Sondagem CH20: variação dos resultados dos ensaios Lugeon em Profundidade [9].

Sumariamente, o ensaio Lugeon é um ensaio realizado *in situ* e conduzido a partir de uma sondagem mecânica. A sua aplicabilidade consiste na injeção de água sob pressão num troço do furo, medindo a absorção de água por parte do maciço, ou seja, quantificando as perdas de água através das fissuras e fraturas do mesmo.

É importante salientar que este tipo de ensaios reflete apenas as características da zona restrita ao furo. Cabe ao projetista não se cingir única e exclusivamente aos resultados de um só ensaio Lugeon, uma vez que o mesmo poderá ter sido elaborado numa zona do maciço de qualidade anormal, seja boa ou má qualidade. Deste modo é essencial elaborar um perfil de permeabilidades sobre a vizinhança do local em estudo, para perceber a sua variação.

O zonamento geomecânico do maciço rochoso e a aplicabilidade de inúmeros ensaios, permitiu recolher os parâmetros do local escolhido para o dimensionamento, à profundidade de 207 m, constantes no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Parâmetros do solo à cota de instalação da galeria de restituição [9].

Parâmetros	Valores à profundidade de 207 m
Grau de alteração	W1-2 rocha sã ou pouco alterada
Permeabilidade (m/s)	4E-06
Módulo de elasticidade (GPa)	26,00
Coefficiente Poisson	0,13
Cota do nível freático (m)	221,00
Alteração	Não alterada

Os parâmetros recolhidos relativos à qualidade do maciço rochoso vêm comprovar que se está perante um maciço de boa qualidade, muito pouco alterado. Como tal, o dimensionamento não atenderá à existência da consolidação do maciço rochoso na envolvente da escavação, sendo portanto considerados para o dimensionamento a existência de um anel de revestimento em betão e de um anel envolvente constituído pelo maciço rochoso.

O processo de cálculo seguiu naturalmente os passos mencionados ao longo do capítulo 4, com exceção do cálculo do fluxo de água através do revestimento de betão presente em 4.3.3, que sofreu algumas alterações, nomeadamente na consideração da largura e espaçamento de fissuras apresentadas pelo Quadro 4.1. Estas alterações serão mencionadas posteriormente.

Resumidamente, a galeria a dimensionar encontra-se abaixo do nível freático e constitui um elemento de baixa pressão. Deste modo, a ação da pressão interna não surtirá qualquer efeito na estrutura e, conseqüentemente, as fissuras longitudinais poderão ser excluídas da análise. Quanto às fissuras circunferenciais resultantes da retração do betão poderiam eventualmente ser ignoradas. Repare-se que por o túnel estar situado abaixo do nível freático está permanentemente envolvido em água e deste modo a perda de água no betão poderá fortuitamente ser mais reduzida.

No entanto, foi admitida a existência da retração e portanto foi contemplada a fissuração circunferencial, admitindo um valor de abertura de fendas reduzido. Associado ao facto de a galeria estar envolvida em água, e portanto, o fenómeno da retração poder ser mais reduzido, existe ainda o efeito do esforço compressivo devido à pressão externa que atua na superfície exterior do revestimento e que proporciona também uma diminuição da abertura de fendas. Assim, é razoável e até conservativo considerar uma abertura de fendas bastante reduzida. O valor de abertura de fendas considerada está apresentado no Quadro 5.2. A Figura 5.11 apresenta o esquema padrão de fissuração presente no revestimento para o dimensionamento do trecho de restituição.

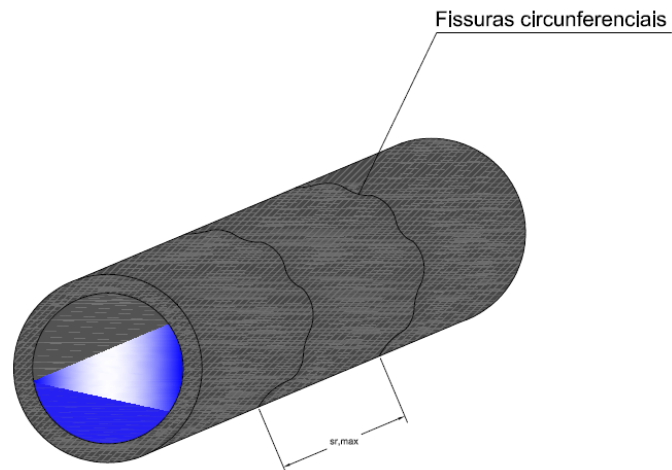


Figura 5.11 – Padrão de fissuras presentes no trecho de restituição.

Sumariamente, as diferenças no cálculo estão presentes na consideração dos parâmetros presentes no Quadro 4.1 que influenciam o cálculo do fluxo de água através do revestimento, explicitado em 4.3.3. Assim, serão considerados os seguintes parâmetros para a aplicação do processo de cálculo apresentado em 4.3.3:

Quadro 5.2 – Largura e espaçamento de fissuras presentes numa galeria de restituição.

Revestimento de betão	Fissuras circunferenciais		Fissuras longitudinais	
	Largura [mm]	Espaçamento - $s_{r,max}$	Largura	Espaçamento
Armado	0,1	Calculado em 5.3.1.1	-	-

#### 5.3.1.1 Dimensionamento da armadura mínima de acordo com o EC2 e quantificação do espaçamento máximo entre fissuras

De acordo com Eurocódigo 2 (EC2) [10], a quantificação da armadura mínima e do espaçamento máximo entre fissuras terá por base a consideração de uma espessura de revestimento de 0,30 m. Os resultados obtidos para o cálculo da armadura e espaçamento entre fissuras são apresentados nos Quadro 5.3 e Quadro 5.4.

Quadro 5.3 – Cálculo da armadura mínima e apresentação da solução de armadura fixada.

Betão	Classe Betão	$As_{,min}^{Total}$ [cm <sup>2</sup> ]	$As_{,min}^{p/camada}$ [cm <sup>2</sup> ]	$As_{,min}^{superior}$ [cm <sup>2</sup> /m]		$As_{,min}^{inferior}$ [cm <sup>2</sup> /m]	
Não fissurado	C25/30	465,58	232,79	7,56	Ø12//0,15	8,05	Ø12//0,15
	C30/37	519,31	259,66	8,43	Ø12//0,125	8,99	Ø12//0,125
	C40/50	626,75	313,38	10,18	Ø12//0,10	10,84	Ø12//0,10
Fissurado	C25/30	465,58	232,79	7,56	Ø12//0,15	8,05	Ø12//0,15
	C30/37	519,31	259,66	8,43	Ø12//0,125	8,99	Ø12//0,125
	C40/50	626,75	313,38	10,18	Ø12//0,10	10,84	Ø12//0,10

Quadro 5.4 – Espaçamento máximo entre fissuras.

Revestimento	Classe Betão	$As_{,min}^{Total}$ [cm <sup>2</sup> ]	sr,máx [m]
Não fissurado	C25/30	465,58	0,90
	C30/37	519,31	0,83
	C40/50	626,75	0,71
Fissurado	C25/30	465,58	0,90
	C30/37	519,31	0,83
	C40/50	626,50	0,71

### 5.3.1.2 Verificação da secção de betão

A verificação da secção de betão assumida anteriormente passa pela comparação dos resultados obtidos pela aplicabilidade prática do processo de cálculo mencionado ao longo do capítulo 4 no dimensionamento de revestimentos definitivos sujeitos à ação da pressão externa, com coeficientes de segurança impostos. Os resultados obtidos, nomeadamente os esforços quantificados na secção de betão ( $\sigma_c$ ), foram os seguintes:

Quadro 5.5 – Resultados obtidos considerando espessura de revestimento de 0,30 m.

Revestimento	Classe Betão	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,ED}$ [MPa]	$0,45 f_{ck}$	$f_{cd}$ [MPa]
Não fissurado	C25/30	20,56	30,80	11,25	16,67
	C30/37	20,56	30,80	13,50	20,00
	C40/50	20,56	30,80	18,00	26,67
Fissurado	C25/30	1,55	2,32	11,25	16,67
	C30/37	1,42	2,14	13,50	20,00
	C40/50	1,24	1,86	18,00	26,67

Quantificados os esforços atuantes na secção de betão, torna-se necessário e indispensável efetuar verificações de segurança em serviço (ELS) e em estado limite último (ELU).

As ELS são equacionadas do seguinte modo:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} \quad (5.1)$$

As ELU são impostas pela seguinte condição:

$$\sigma_{c,ED} \leq f_{cd} \quad (5.2)$$

Em que:

$\sigma_c$  – Tensão de compressão atuante na superfície exterior do betão;

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$\sigma_{c,ED}$  – Valor de cálculo da tensão de compressão atuante na superfície exterior do betão.

Ou seja, em ELU a verificação de segurança cita que o valor de cálculo da tensão de compressão atuante na superfície exterior do betão não poderá ser superior ao valor de cálculo da resistência à compressão do betão. Em ELS, a verificação impõe que a tensão de compressão presente no revestimento não poderá ser superior a  $0,45 f_{ck}$ . O objetivo desta consideração em serviço surge com a necessidade de garantir um maior controlo do efeito da fluência do betão, mantendo deste modo a aplicabilidade da linearidade do seu efeito, uma vez que quando a tensão de compressão do betão excede o valor de  $0,45 f_{ck}$  deverá ser considerada a não linearidade da fluência.

Com base nos resultados obtidos e demonstrados através do Quadro 5.5 e efetuando as verificações de segurança exigidas pelas equações (5.1) e (5.2) é possível concluir que, considerando a não fendilhação do revestimento, nenhuma das classes de betão examinadas cumpre os requisitos impostos. Naturalmente, perante esta situação, a solução partiria por aumentar o valor da espessura do revestimento.

Quadro 5.6 – Resultados obtidos considerando o revestimento não fissurado e adotando uma espessura de 0,40 m.

Revestimento	Classe Betão	$AS_{,min}^{superior}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$AS_{,min}^{inferior}$ [cm <sup>2</sup> /m]	sr,máx [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,ED}$ [MPa]	$0,45 f_{ck}$	$f_{cd}$ [MPa]		
	C25/30	9,48	Ø12//0,10	10,09	Ø12//0,10	0,76	16,34	24,5	11,25	16,67
Impermeável	C30/37	10,57	Ø12//0,10	11,26	Ø12//0,10	0,7	16,34	24,5	13,5	20
	C40/50	12,75	Ø16//0,125	13,59	Ø16//0,125	0,6	16,34	24,5	18	26,67

Um aumento da espessura do revestimento de 0,3 m para 0,4 m conduz a resultados positivos para a classe de betão C40/50, uma vez que as verificações de segurança impostas pelas equações (5.1) e (5.2) à rotura e em serviço, respetivamente, são cumpridas. Um novo aumento da espessura conduziria a resultados positivos para todas as classes de revestimento consideradas nesta análise.

Naturalmente, o objetivo deste dimensionamento não é considerar a não fissuração do revestimento, mas, pelo contrário, considerar a sua permeabilidade numa perspetiva bastante mais otimizada de dimensionamento, como tem vindo a ser referido. Pode então concluir-se pela análise do Quadro 5.5 que as condições de segurança estrutural e de serviço foram largamente cumpridas, para as três classes de betão consideradas. Uma vez que as verificações de segurança se encontram bastante folgadas, poderá surgir a tentação de diminuir a secção de betão. Neste caso, essa situação não foi admitida, uma vez que para o túnel de diâmetro mínimo 9,20 m admitiu-se uma espessura mínima e razoável de revestimento com 0,3 m de espessura. A secção final da galeria terá a seguinte forma:

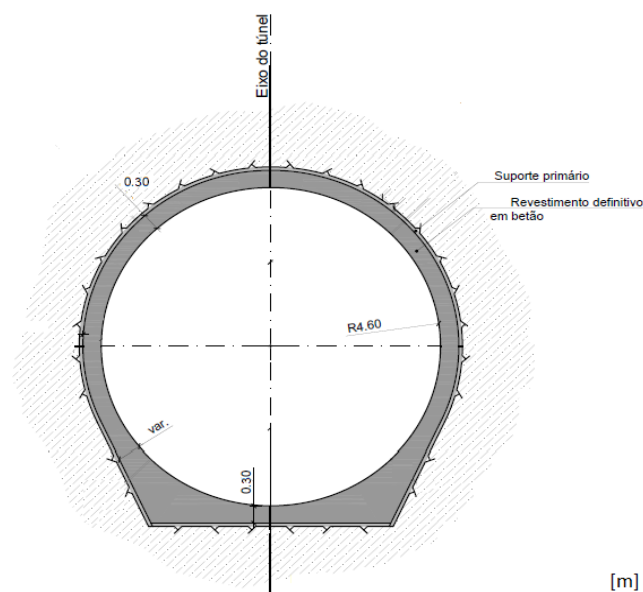


Figura 5.12 – Secção corrente da galeria de restituição dimensionada [9].

O suporte primário apresentado na Figura 5.12 é aplicado entre a superfície exterior do revestimento e o maciço rochoso. A sua utilização destina-se a garantir a estabilidade da escavação enquanto não é betonado o revestimento definitivo.

### 5.3.1.3 Considerações Finais

A consideração da não fendilhação do revestimento conduz a dimensionamentos excessivamente conservativos e conseqüentemente pouco económicos. A título exemplificativo, para o betão de classe C30/37, e considerando um balizamento da permeabilidade do maciço entre  $1,0E-06$  m/s e  $1,0E-05$  m/s, função do valor recolhido através da sondagem CH20 para a profundidade de 207 m, constata-se que o valor da carga hidráulica atuante na superfície exterior do revestimento aumenta cerca de 80% considerando a não fissuração do revestimento e, conseqüentemente, o valor da tensão de compressão no betão, também diferirá bastante, como é possível constatar no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Tensões no betão para uma espessura de revestimento de 0,3 m.

Betão	Classe Betão	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,ED}$ [Mpa]	$0,45 f_{ck}$	$f_{cd}$ [MPa]
Não fissurado	C30/37	20,56	30,80	13,50	20,00
Fissurado	C30/37	1,42	2,14		

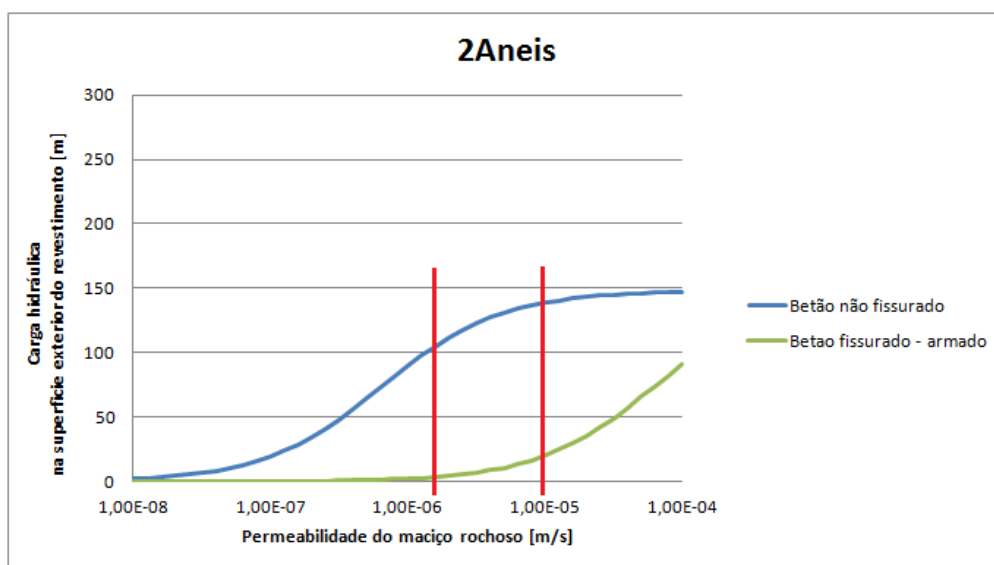


Figura 5.13 – Carga hidráulica na superfície exterior do revestimento num túnel de pressão em função da permeabilidade do maciço rochoso.

A consideração da não fissuração do revestimento conduz a um dimensionamento de seções mais espessas que, para além de estarem sobredimensionadas, implicam um aumento substancial nos custos da obra. No exemplo aqui referido, os cálculos revelaram que não considerando a fissuração do revestimento, a espessura necessária para que as verificações de segurança fossem cumpridas teria de ser de 0,55 m, ou seja, 0,25 m a mais do que a espessura necessária quando é admitida a permeabilidade do revestimento.

Quadro 5.8 – Tensões no betão não fissurado para uma espessura de revestimento de 0,55 m.

Betão	Classe Betão	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,ED}$ [MPa]	$0,45 f_{ck}$	$f_{cd}$ [MPa]
Não fissurado	C30/37	12,67	19,00	13,50	20,00

Os resultados demonstram que, admitindo a permeabilidade do revestimento, independentemente da classe de betão considerada, a espessura do revestimento para o túnel respeitante à galeria de restituição terá um valor de 0,30 m. A escolha da classe do betão pode variar de acordo com a classe de exposição do betão dependendo das condições ambientais e é selecionada de acordo com a EN 206-1.

### 5.3.1.4 Pormenor da secção transversal definitiva

Em seguida apresenta-se os pormenores da secção transversal do revestimento dimensionado, assegurando a confiabilidade dos resultados obtidos, considerando portanto a permeabilidade do revestimento. Dado que é desconhecido a classe de exposição do betão, apresentam-se as secções respeitantes às três classes analisadas neste subcapítulo.

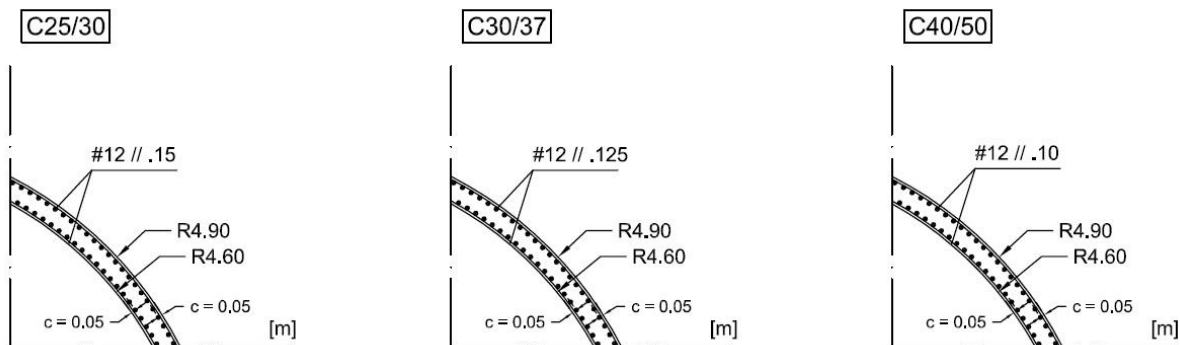


Figura 5.14 – Secção transversal dimensionada para as diferentes classes de betão.

### 5.3.2 SECÇÃO NA ZONA DE ADUÇÃO

O trecho de adução constitui um elemento de alta pressão responsável por conduzir a água desde a sua captação até à unidade geradora de energia. A denominação de elemento de alta pressão prende-se com o facto de a galeria se encontrar, ao longo de grande parte da sua vida útil, carregada pela água presente no seu interior, água essa que exerce constantemente uma pressão ao longo da totalidade da superfície do revestimento.

Estudos económicos desenvolvidos previamente, revelaram que o diâmetro interior ideal da galeria, terá o valor de 8,9 m.

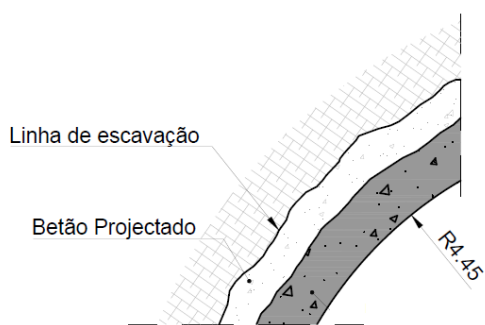


Figura 5.15 – Raio interior da galeria de adução [9].

Recorrendo ao relatório de estudos geológicos e geotécnicos, definiu-se a localização da secção a dimensionar. Os dados recolhidos foram referentes à sondagem CH15, apresentada na Figura 5.16.



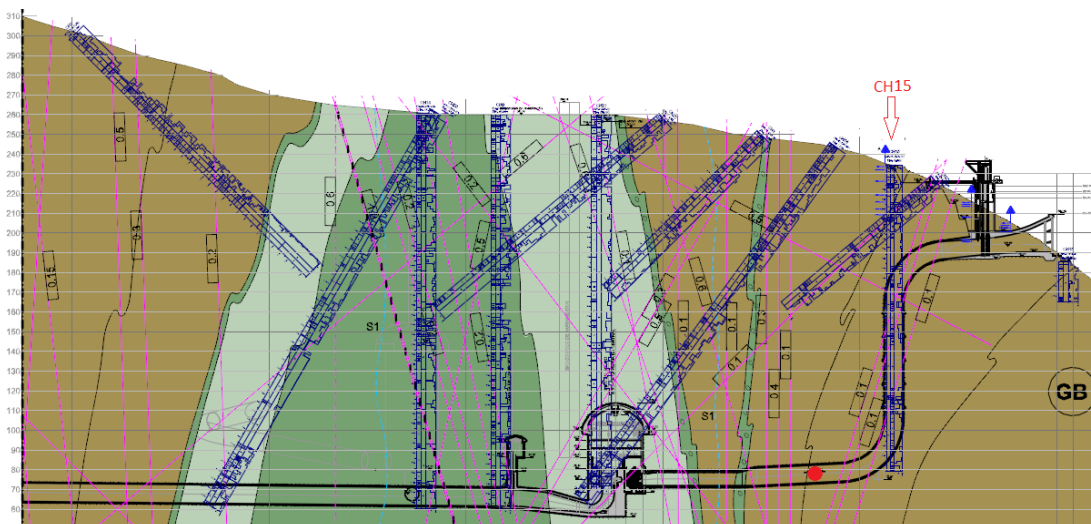


Figura 5.16 – Perfil de sondagens no terreno e indicação da zona de dimensionamento do túnel de adução [9].

O local designado para se realizar o dimensionamento do revestimento, marcado a vermelho na Figura 5.16, encontra-se localizado a 130 m de distância relativamente à captação de água e a 40 m de distância do furo de sondagem CH15. Sobre o local eleito, foi admitido o mesmo tipo de solo investigado pela sondagem CH15, relevando os dados recolhidos pela mesma. A cota do terreno acima da galeria é de 245 m, e a galeria será implantada à cota 83 m, de acordo com o projeto fornecido [9]. Ou seja, o túnel será instalado 162 m abaixo da superfície do terreno. Dado que o local selecionado se encontra tão próximo da zona de captação, foi admitido que o nível freático permanecia constante, isto é, considerado à cota 221 m.

Como referido anteriormente, dada a importância da permeabilidade, existe a necessidade de conhecer e perceber de que modo varia a permeabilidade do maciço rochoso na vizinhança da galeria. Os resultados advêm do ensaio Lugeon, e são agora apresentados:

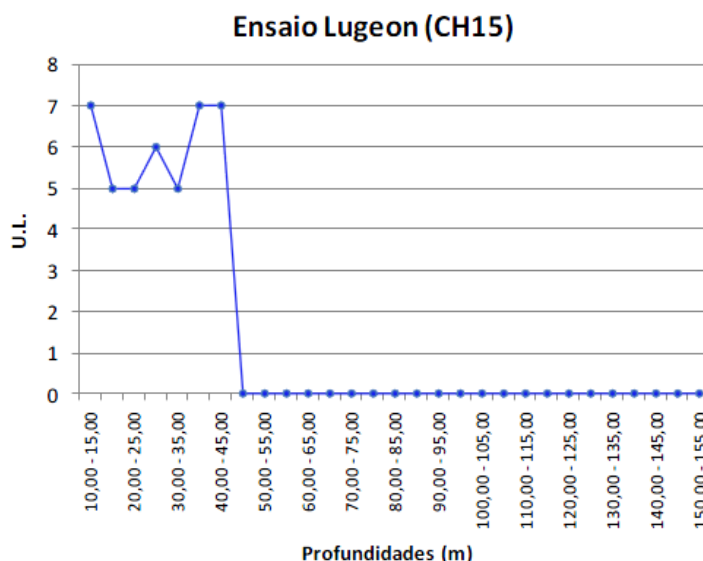


Figura 5.17 – Sondagem CH15: variação dos resultados dos ensaios Lugeon em Profundidade [9].

Este tipo de ensaios reflete apenas as características de uma zona restrita ao furo, cabendo portanto ao projetista não se cingir única e exclusivamente aos resultados de um só ensaio Lugeon.

A partir do zonamento geomecânico do maciço rochoso foi possível elaborar o Quadro 5.9, onde se refletem os parâmetros do solo selecionado, à cota de instalação do túnel.

Quadro 5.9 – Parâmetros do solo à cota de instalação da galeria de adução.

Parâmetros	Valores à profundidade de 162 m
Grau de alteração	W1-2 rocha sã ou pouco alterada
Permeabilidade [m/s]	1,0E-08
Módulo de elasticidade [GPa]	26
Coefficiente Poisson	0,13
Cota do nível freático [m]	221,00
Alteração	Não alterada

Na realidade, de acordo com a Figura 5.17 e com o Quadro 5.9, reconhece-se que estamos perante um maciço rochoso de excelente qualidade e que, segundo a sondagem, apresenta uma permeabilidade muito reduzida. Deste modo, o dimensionamento da secção de revestimento não irá considerar a existência da consolidação do maciço envolvente. O processo de cálculo seguiu os passos mencionados ao longo do subcapítulo 3.5.

Salienta-se que foi considerado o posicionamento da galeria acima do nível freático, o que não se verifica na realidade. Esta consideração limita os esforços presentes no betão, exclusivamente à ação da pressão interna, maximizando o efeito da sua ação, que deixa de ser equilibrada pela ação da pressão externa da água. Reproduz-se, deste modo, a combinação mais desfavorável para o cálculo da secção de betão.

Quanto à fissuração, elemento de principal análise no dimensionamento sujeito ao cenário da pressão interna, é de esperar que se verifiquem a formação de dois tipos de fissuras: a) fissuras radiais resultantes da retração do betão e b) fissuras longitudinais resultantes da ação direta da pressão interna. A Figura 5.18 ilustra o padrão de fissuras presentes no revestimento para o dimensionamento do trecho de adução.

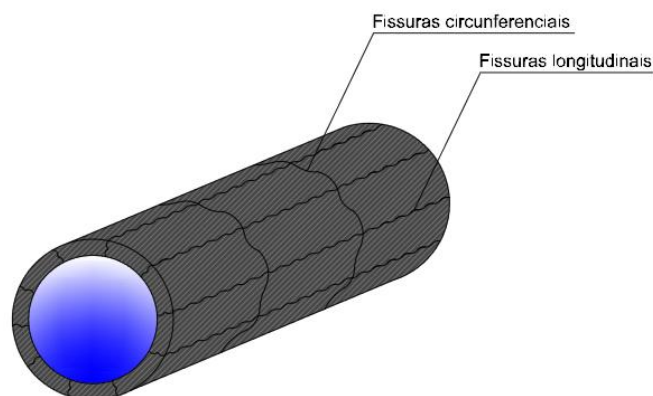


Figura 5.18 – Padrão de fissuras presentes no trecho de adução.

## 5.3.2.1 Dimensionamento da armadura de acordo com o modelo de cálculo proposto

Os resultados obtidos, fruto das considerações impostas e da aplicação do modelo de cálculo proposto em 3.5, são apresentados pelo Quadro 5.10. Demonstram que, em condições de serviço, o revestimento não fissa uma vez que a máxima pressão interna nas paredes do túnel, 140 mca, ou seja 14 bar, não iguala ou supera o valor da pressão crítica,  $P_{crí}$ , responsável pelo início da fissuração.

Quadro 5.10 – Pressão crítica para as diferentes classes de betão.

	$f_{ctm}$	$P_{crí}$ [bar]
C25/30	2,60	18,70
C30/37	2,90	19,70
C40/50	3,50	37,8

Contudo, não é razoável aceitar os resultados obtidos, dado que, na verdade, praticamente todas as estruturas de betão fissuram. Deste modo, irá considerar-se um valor mais baixo para a resistência à tração do betão e um valor mais elevado para a solicitação da pressão interna atuante,  $P_i$  para que se possa conduzir à fissuração do betão. A resistência à tração admitida será a correspondente ao valor de  $f_{ctk\ 0,05}$ , enquanto a pressão interna considerada traduzirá a condição excecional de utilização, ou seja, representará o valor do choque hidráulico. No fundo, esta consideração, assume um carácter mais conservativo.

Quanto à condição excecional de utilização, esta transparece o efeito resultante do fecho ou abertura do fluxo de água, comandado pelas comportas, causando uma propagação de onda, gerando esforços adicionais nas paredes da galeria. Este efeito pode ser considerado e incorporado no efeito de carga dinâmica, sendo este quantificado como uma proporção da carga estática, tendo em vista a dificuldade da sua medição. Neste caso, considerar-se-á um acréscimo de 40% relativamente ao valor de pressão interna de serviço.

A análise terá por base a consideração de uma espessura de revestimento em betão de 0,30 m e uma armadura A500, disposta longitudinalmente e com uma geometria tipo Ø16//0,10 [m].

Quadro 5.11 – Abertura de fendas ( $2a$ ) e tensão na armadura ( $\sigma_s$ ), função da pressão interna aplicada, e adotando uma armadura Ø16//0.10

1ª Série de Fissuras						
	$f_{ctm}$	$P_{crí}$ [bar]	$2a$ [mm]	$\sigma_s$ [MPa]	$P_{i, máx}$ [bar]	$q$ [m <sup>3</sup> /s]
C25/30	1,80	12,95	0,037	55,11	19,60	3,97E-09
C30/37	2,00	13,56	0,039	55,11	19,60	4,26E-09
C40/50	2,50	27,00	-	-	19,60	-

### 5.3.2.2 Verificação da secção de betão

Tal como na secção de restituição, quantificados os esforços atuantes na secção de adução, é necessário realizar as verificações de segurança em serviço (ELS), e em estado limite último (ELU).

As verificações em serviço são quantificadas através da equação seguinte:

$$W_K \leq 0.3 [mm] \quad (5.3)$$

$$q \leq 1 \left[ \frac{l}{s.km.bar} \right] \quad (5.4)$$

As verificações de segurança em estado limite último são impostas pela seguinte condição:

$$\sigma_{s,ED} \leq f_{yd} \quad (5.5)$$

Na qual:

$$\sigma_{s,ED} = \sigma_s \cdot \gamma_a \quad (5.6)$$

Em que:

$W_K$  – Valor da abertura de fendas;

$q$  – Perdas de água pelo revestimento;

$\sigma_s$  – Tensão de tração na armadura situada na secção fissurada de betão;

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado;

$\sigma_{s,ED}$  – Valor de cálculo da tensão de tração atuante na armadura;

$\gamma_a$  – Coeficiente parcial de majoração.

O valor do coeficiente parcial de majoração a aplicar sobre a tensão de tração na armadura situada na secção fissurada de betão, varia de acordo com as condições de utilização analisadas. Isto é, se estivermos a analisar a condição normal de utilização da galeria, considerando o efeito hidrostático da água, o coeficiente de majoração deverá assumir o valor de 1,5. Caso esteja a ser analisada a condição excepcional de utilização, o valor do coeficiente passa a assumir o valor de 1,3.

Dada a reduzida ocorrência do fenómeno referente ao choque hidráulico, a importância das verificações de segurança, nomeadamente as de serviço (ELS), é naturalmente mais reduzida. Deste modo, e com base na análise efetuada, não se torna necessário realizar as verificações de segurança. Em todo o caso, apresenta-se no Quadro 5.12, as verificações necessárias para a avaliação do comportamento estrutural dos túneis de adução.

Quadro 5.12 – Verificação de Segurança com base nos resultados obtido.

	2a [mm]	$\sigma_{s,ED}$ [MPa]	q [m <sup>3</sup> /s]	$W_K$ [mm]	$f_{yd}$ [Mpa]	q $\left[ \frac{l}{s \cdot km \cdot bar} \right]$	ESTADO
C25/30	0,090	71,64	0,023				OK
C30/37	0,039	71,64	0,024	0,3	434,78	1	OK
C40/50	-	-	-				OK

Conclui-se que para uma espessura de 0,30 m de secção de revestimento e considerando uma disposição de armadura em Ø16//0,10 [m], ambas as verificações de segurança, para as três classes de betão analisadas, são cumpridas.

O dimensionamento realizado não entrou em linha de conta com as ações referentes ao sismo, desabamento e injeções de contacto.



## 6 CONCLUSÕES

As conclusões obtidas nesta dissertação foram descritas ao longo dos diversos capítulos e serão agora sumarizadas numa sequência lógica. Serão apresentadas as conclusões devido à consideração dos cenários de pressão interna e externa, que permitem realizar o dimensionamento da armadura e da espessura do revestimento, respetivamente.

Relativamente à consideração da pressão interna, e tendo em conta a metodologia tradicional de projeto, verifica-se que a consideração do maciço rochoso como parte integrante da globalidade estrutural, reduz significativamente os esforços atuantes no revestimento. A sua participação na absorção de esforços é tanto maior, quanto maior for a sua rigidez.

Com o desenvolvimento de metodologias racionais de projeto, passou a ser considerada a permeabilidade do meio, e conseqüentemente o efeito da percolação da água através do revestimento e do maciço rochoso envolvente. Esta consideração materializa-se numa divisão do carregamento estrutural, em carregamento mecânico e carregamento hidráulico. A quantificação do efeito mecânico pode ser feita tendo por base a consideração de revestimentos em betão não fendilhados (metodologia tradicional de projeto), uma vez que esse efeito apenas altera as condições nos limites entre o revestimento e a rocha. O efeito da percolação da água é a principal fonte de deterioração e fraturamento do maciço, da instabilidade de encostas e da queda ou desabamento de blocos.

A ação da pressão interna e os fenómenos de origem intrínseca ao betão, como o efeito da retração, promovem a fissuração no revestimento. Esta evidência demonstra a necessidade de se considerar a existência de carregamentos de natureza mecânica e hidráulica. O efeito da fissuração deve ser controlado com recurso à aplicação de armadura. A largura das fissuras existentes no revestimento é influenciada pela redução do diâmetro da armadura, pela redução do espaçamento entre varões e, principalmente, por um aumento da taxa de armadura.

A aplicação de armadura de diâmetros grandes com espaçamentos entre varões elevados, promove o desenvolvimento de um padrão de fissuras desfavoráveis, ou seja, a abertura de fendas obtida é demasiado elevada. Para contrariar este efeito, deverá ser aplicada uma solução que apresente uma taxa de armadura elevada e em que o espaçamento entre varões seja o mais pequeno possível.

Quanto à consideração da pressão externa, admitindo o revestimento como um meio não fissurado, verifica-se um dimensionamento da espessura do revestimento muito conservativo e pouco económico. A consideração do revestimento pouco fissurado conduz a uma diminuição considerável da ação da pressão externa na superfície exterior do mesmo. Estas conclusões permitem, uma vez mais, demonstrar a importância em considerar o efeito hidromecânico em túneis de pressão, provando que a consideração de um cenário de carregamento puramente mecânico (revestimento impermeável) pode gerar estimativas sobrevalorizadas da tensão atuante.

A consolidação do maciço rochoso na envolvente do túnel conduz a uma forte redução da ação da pressão externa atuante, dado que após este procedimento, o maciço rochoso passa a apresentar uma drástica redução da sua permeabilidade, favorecendo assim uma menor percolação da água até à superfície exterior do revestimento. Deste modo, a consideração do seu efeito traduz uma importância relevante no dimensionamento da espessura do revestimento.

O dimensionamento de revestimentos em betão, presentes em sistema de adução, considerando a permeabilidade e fissuração do revestimento e do maciço envolvente, deverá obedecer às seguintes premissas:

- Limitar a abertura de fendas no revestimento;
- Limitar as perdas de água;
- Limitar as tensões na armadura;
- Assegurar que a capacidade resistente do maciço não é ultrapassada.

Em suma, a consideração do fluxo de água no dimensionamento de revestimentos assume uma enorme importância, constituindo um requerimento físico indispensável na lógica da otimização do dimensionamento.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] Schleiss, A. *Systèmes d'adduction d'eau en charge*. Apontamentos de Apoio (Master of Advanced Studies in Hydraulic Engineering, École Polytechnique Fédérale de Lausanne), s/l.
- [2] <http://alfarrabio.di.uminho.pt/lindoso/barragem.html>. 28-03-2012.
- [3] <http://www.todointeressante.com/2009/01/la-tuneladora-mas-grande-y-potente-del.html>. 05-04-2012.
- [4] Hashash, Y., Hook, J., *et al.* *Seismic design and analysis of underground structures*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, p. 247-293, Elsevier, s/l.
- [5] Mota, I. *Análise de Critérios de Projeto e Comportamento de Túneis de Pressão*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2009.
- [6] Schleiss, A. *Design of pervious pressure tunnels*. Water Power & Dam Construction, Maio/1986, s/l.
- [7] Schleis, A. *Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts*. The International Journal on Hydropower & Dams. 1997, s/l.
- [8] Schleiss, A. *Design of concrete linings of pressure tunnels and shafts for external water pressure*. 24/01/1997, p. 291-300, Nova Delhi.
- [9] Stucky. *Aproveitamento Hidroeléctrico do Alvito: Projecto – Estudos Geológicos e Geotécnicos*. Renens/Porto, 2010.
- [10] CEN. *EN-1992-1-1 (2004), Eurocódigo 2: Projectos de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2004.