

 M 2014

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

A UTILIZAÇÃO DE ANCORAGENS EM CENTRAIS HIDROELÉTRICAS. CASOS DE OBRA

JOSÉ MÁRIO DIAS DA COSTA
DISSERTAÇÃO DE Mestrado APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
Mestrado INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

A UTILIZAÇÃO DE ANCORAGENS EM CENTRAIS HIDROELÉTRICAS. CASOS DE OBRA.

JOSÉ MÁRIO DIAS DA COSTA

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

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de Lima

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

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.

Aos meus Pais

*O que impede de saber
não são nem o tempo nem a inteligência, mas somente a falta de curiosidade*

Agostinho da Silva

Agradecimentos

Ao professor Engenheiro Celso Lima agradeço a orientação vital neste trabalho, a paciência e a clareza com que me elucidou sobre os temas abordados.

À minha família, amigos e colegas agradeço o apoio e incentivo que tornaram possíveis a execução e sucesso deste trabalho.

RESUMO

O objetivo deste trabalho consiste na realização de um estudo da utilização de ancoragens na concepção de cavernas de centrais hidroelétricas, avaliando-se o caso particular das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos.

É feita inicialmente uma apresentação dos vários tipos de soluções para suporte dos caminhos de rolamentos adotadas em vários projetos de centrais hidroelétricas em Portugal e no resto do Mundo, onde a última solução abordada, recorrendo à utilização de ancoragens como método de estabilização das vigas, introduziu o tema fulcral deste trabalho. Posteriormente, foram estudadas as ancoragens, quer passivas quer ativas, pois são os instrumentos utilizados para o suporte da caverna e da viga dos caminhos de rolamentos, respetivamente, no caso de estudo do presente trabalho, Salamonde II.

Com o intuito de compreender a realização duma obra deste tipo, foram estudadas as técnicas e o planeamento utilizado para uma escavação bem sucedida e os respetivos suportes

As vigas de suporte têm como objetivo apoiar uma ponte rolante que transporta o equipamento necessário para a construção, operação e manutenção da central hidroelétrica.

A instalação da viga dos caminhos de rolamentos, insere-se no caminho crítico da obra. É necessário fazer um estudo e um planeamento adequado prevendo a instalação desta estrutura de modo aproveitar as vantagens que esta pode proporcionar na otimização do cronograma de construção

Por fim para verificar a adequabilidade do método de concepção das vigas dos caminhos rolamentos através de ancoragens, foi feita uma análise de segurança da estabilidade, a partir de um exemplo geral escolhido.

Palavras-Chave: ancoragens, viga de suporte dos caminhos de rolamentos, caverna, central hidroelétrica subterrânea,

ABSTRACT

The main objective for this work is the study of the use of anchors in the design of underground powerhouse, with special attention to the particular case of the support of the crane beams.

A presentation was initially made for the various solutions for support of crane rails adopted in various underground powerhouses' projects in Portugal and in the rest of the World, where the latest solution discussed, the utilization of anchorages for the stabilization of beams, was the main issue of this work.

Later, different types of anchorages were studied, either passives or actives, because they are the instruments used for the support of the cave and the crane beams for the case study of the present work, Salamonde II.

In order to understand the realization of a work of this kind, a study was made for the different techniques and plans used for a successful excavation and its support.

The objective of the support beams is to support the crane that carries the equipment required for the construction, maintenance and operation of the hydroelectric powerhouse.

The installation of the crane beams it's the main phase of the work. Because of this, it's necessary to make study and a proper plan for the installation phase of this structure, in order to take advantage of the benefits provided in the optimizing of the construction schedule.

Lastly, in order to verify the suitability of the design method of the crane beams through anchors, a safety analysis was made for the stability using a general example.

KEYWORDS: Anchors, Crane Beams, Cavern, Underground Powerhouse

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABELAS	xi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. VIGAS DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS EM CAVERNAS	3
2.1. CONCEÇÕES TÍPICAS DO SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS	3
2.1.1. VIGA APOIADA EM PILARES OU PAREDES	4
2.1.2. VIGA INCORPORADA NA ESTRUTURA DA ABÓBADA	6
2.1.3. VIGAS SUPOSTADAS PELO MACIÇO ROCHOSO	10
3. ANCORAGENS	18
3.1. ORIGEM E PRIMEIRAS APLICAÇÕES	18
3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS ANCORAGENS	20
3.2.1. ANCORAGENS PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS	20
3.2.2. ANCORAGENS PASSIVAS	21
3.2.2.1. Generalidades	21
3.2.2.2. Tipos de Ancoragens Passivas (pregagens)	21
3.2.3. ANCORAGENS ATIVAS	23
3.2.3.1. Generalidades	23
3.2.3.2. Constituição das Ancoragens	23
3.2.3.3. Tipos de ancoragens ativas	27
3.2.4. TIPOS DE ANCORAGENS DE ACORDO COM A FORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	28
3.3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS COM ANCORAGENS	29
3.3.1. VANTAGENS DE ESTRUTURAS COM ANCORAGENS	30
3.3.2. DESVANTAGENS DE ESTRUTURAS COM ANCORAGENS	30
3.3.3. ALGUMAS APLICAÇÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS	30
3.4. FENÓMENOS DE CORROSÃO NAS ANCORAGENS	34

3.4.1. TIPOS DE CORROSÃO NO AÇO DE PRÉ-ESFORÇO.....	34
3.4.2. AGRESSIVIDADE DOS AMBIENTES	35
3.4.3. CLASSES DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO. CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE PROTEÇÃO	36
3.4.4. MÉTODOS (SISTEMAS) DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS ANCORAGENS	37
3.4.4.1. Proteção do comprimento livre	37
3.4.4.2. Proteção do comprimento de selagem	38
3.4.4.3. Proteção da cabeça da ancoragem.....	39
4. CASO DE ESTUDO	42
4.1. INTRODUÇÃO	42
4.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO DA CENTRAL HIDROELÉTRICA DE SALAMONDE II	42
4.3. GEOLOGIA E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	44
4.4. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS.....	45
4.4.1. USO DE PREGAGENS E BETÃO PROJETADO – FASES E SEQUÊNCIAS DE EXECUÇÃO.....	46
4.4.2. USO DE VIGAS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO – FASES E SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO	49
4.4.3. VERIFICAÇÃO DA ADEQUABILIDADE DA UTILIZAÇÃO DAS ANCORAGENS EM VIGAS	51
4.4.3.1. Verificação do deslizamento descendente	53
4.4.3.2. Verificação do deslizamento ascendente	56
4.4.3.3. Verificação das cargas horizontais	60
4.4.3.4. Verificação das tensões de contacto e estabilidade em relação à rotação	61
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Esquema representativo de uma ponte rolante apoiada em vigas ancoradas [1]	3
Figura 2.2 - Corte transversal da central hidroelétrica subterrânea de Ritsom, na Suécia; adaptada de [2].....	4
Figura 2.3 - Corte transversal da central hidroelétrica de aproveitamento de Bemposta; [3]	5
Figura 2.4 - Corte transversal da central hidroelétrica de aproveitamento de Miranda; adaptada de [3]	6
Figura 2.5 - Corte transversal da central de reforço de potência de hidroelétrica de Picote II; adaptada de [3].....	6
Figura 2.6 - Deslocamentos impostos pelo maciço rochoso ao arco de betão; adaptada de [4]	7
Figura 2.7 - Conceção das vigas de suporte em arco de betão na central do Alto Lindoso; [3]	8
Figura 2.8 - Projeto inicial do teto da caverna e das vigas de suporte na central hidroelétrica Paulo Afonso IV, no Brasil; adaptada de [2].....	9
Figura 2.9 - Projeto final do teto e das vigas de suporte na central hidroelétrica Paulo Afonso IV, no Brasil; adaptada de [2]	9
Figura 2.10 - Corte transversal da caverna La Grande 2, no Canadá; adaptada de [3].....	10
Figura 2.11 - Esquema representativo das vigas de caminhos de rolamentos na central hidroelétrica de Kvilldal, na Noruega; [2]	11
Figura 2.12 - Vigas de caminhos de rolamentos suportadas em consolas da central hidroelétrica de Thissavros, na Grécia; adaptada de [5]	12
Figura 2.13 - Fase final da construção das colunas de apoio das vigas de caminhos de rolamentos da central de Thissavros; adaptada de [2]	13
Figura 2.14 - Vigas ancoradas aos hasteais da caverna da central hidroelétrica de Singkarak, na Indonésia; adaptada de [5].....	14
Figura 2.15 - Vigas ancoradas aos hasteais da caverna da central hidroelétrica de Cirata, na Indonésia adaptada de [2].....	14
Figura 2.16 - Vista geral da central de Masjed-Soleiman durante a escavação; [7].....	15
Figura 2.17 - Corte transversal da caverna da central de Venda Nova III; [3].....	16
Figura 2.18 - Caverna da Central de Venda Nova III; [6].....	16
Figura 2.19 - Corte transversal da caverna da central de Salamonde II	17
Figura 3.1 - Barragem de Cheufra, na Argélia, perfil geológico e ancoragem (adaptado de Pinelo,1980) [8].....	18
Figura 3.2 - Perfil transversal da Encosta das Portas do Sol, em Santarém, correspondente á localização da ancoragem 56 (LNEC, 1998 a) [8].	19
Figura 3.3 - Evolução da tração em 4 ancoragens instrumentadas na Encosta das Portas do Sol, em Santarém [8]	19
Figura 3.4 - quatro principais tipos de pregagens (Hoek et al., 1998) [10].....	22

Figura 3.5 - Forma de funcionamento da pregagem Swellex e da interação entre a rocha e o tubo: (a) Introdução da Swellex no orifício, (b) Injeção de água a alta pressão e consequente expansão do tubo, (c) A pressão da água é libertada. (adaptado de Li e Håkansson, 1999) [10].	23
Figura 3.6 - Elementos constituintes típicos de uma ancoragem [19].	24
Figura 3.7 - Secção transversal tipo do bolbo de selagem de uma: a) ancoragem provisória; b) ancoragem definitiva: b1) secção simples; b2) secção com centralizadores e espaçadores; [9].	25
Figura 3.8 - Cabeça de ancoragem para: a) ancoragem provisória (de classe II); b) ancoragem definitiva (de classe I); adaptada de [8].	26
Figura 3.9 - Corte transversal de ancoragem [8].	27
Figura 3.10 - Componentes dos principais tipos de ancoragens disponíveis no mercado (Hoek et al, 1998) [10].	27
Figura 3.11 - Quatro tipos de bolbos de selagem de ancoragens injetadas com calda (FHWA-IF-99-015,1999) [9].	28
Figura 3.12 - Exemplo de diversas aplicações de ancoragens em meio urbano [9]	30
Figura 3.13 - Exemplo de aplicação de ancoragens como suporte do teto de uma caverna [13]	32
Figura 3.14 - Exemplos de aplicação ancoragens verticais e sub-verticais [9].	33
Figura 3.15 - Cortina de estacas ancorada em Merceana (LNEC,2000a) [9].	34
Figura 3.16 - Muro ancorado, com faixas horizontais construídas faseadamente de cima para baixo [9].	34
Figura 3.17 - Exemplos de tipo de corrosão no aço de pré-esforço [9].	35
Figura 3.18 - Diagrama de decisão de classe de proteção contra a corrosão (PTI,1996) [9].	37
Figura 3.19 - Exemplo de proteção de um cordão de aço de pré-esforço, com bainha e produto anticorrosivo; adaptada de [9].	39
Figura 3.20 - Corte longitudinal do comprimento livre de uma ancoragem de uma junta de ligação de barras [9]	38
Figura 4.1 - Esquema representativo do Reforço de Potencia do Aproveitamento de Salamonde (Salamonde II) [14].	42
Figura 4.2 - Planta da caverna subterrânea da central hidroelétrica [14].	43
Figura 4.3 - Corte Longitudinal da central hidroelétrica pelo eixo do grupo [14]	43
Figura 4.4 - Corte Transversal da central Hidroelétrica pelo eixo do grupo [14].	44
Figura 4.5 - Perfil longitudinal geológico-geotécnico resultante do circuito hidráulico do aproveitamento hidroelétrico [14].	44
Figura 4.6 - Definição da abóbada tipo, esquema tipo da escavação; adaptada de [14].	46
Figura 4.7 - Esquema tipo da escavação da abóbada (planta à cota 142.00); adaptada de [14].	47
Figura 4.8 - Faseamento construtivo da abóbada; adaptada de [14].	47
Figura 4.9 - Rampa temporária á cota 140 e galeria de acesso superior ao PBV [15]	48
Figura 4.10 - Suporte definitivo da abóbada; adaptada de [16].	48

Figura 4.11 - Prolongamento da rampa de acesso ao TAAC [15].	49
Figura 4.12 - Rampa de acesso ao TAC [15].	49
Figura 4.13 - Execução das vigas ancoradas da ponte rolante na caverna da central hidroelétrica de Salamonde II [14].	50
Figura 4.14 - Secção transversal das vigas	52
Figura 4.15 - Forças aplicadas na viga	53
Figura 4.16 - Gráfico de α vs F para $\theta = 0^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 20^\circ$	55
Figura 4.17 - Forças aplicadas na viga (ponte rolante descarregada)	56
Figura 4.18 - Gráfico de valores de F obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$	58
Figura 4.19 - Gráfico de comparação dos valores da solução adotada com os valores da solução limite.	61
Figura 4.20 - Esquema de cálculo de determinação do diagrama de tensões [16].	61
Figura 4.21 - Esquema de cálculo para $\theta = 20^\circ$	62
Figura 4.22 - Diagrama de tensões normais para viga descarregada	64
Figura 4.23 - Diagrama de tensões normais para viga carregada	64
Figura 4.24 - Esquema do diagrama de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$	64
Figura 4.25 - Esquema de cálculo da tensão de tração a absorver pela pregagem para $\theta = 20^\circ$	65
Figura 4.26 - Esquema de cálculo dos momentos em relação ao ponto D	66

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Classes propostas para proteção das ancoragens em terreno [9].	36
Tabela 3.2 - Exigências da proteção contra a corrosão (segundo a PTI, 1996) [9].	36
Tabela 4.1 - Parâmetros de cálculo adotados para o maciço rochoso interessado pelas escavações da central [14].	45
Tabela 4.2 - Parâmetros de cálculo para as discontinuidades do maciço rochoso interessado pelas escavações da central [14].	45
Tabela 4.3 - Dados relativos às secções das vigas	52
Tabela 4.4 - Forças resultantes da ponte rolante	52
Tabela 4.5 - Valores da força de ancoragem obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$	55
Tabela 4.6 - Valores de $F_{\text{máx}}$ obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$	57
Tabela 4.7 - Valores resumidos para $\theta = 20^\circ$	59
Tabela 4.8 - Forças aplicadas.	62
Tabela 4.9 – Viga descarregada	63
Tabela 4.10 – Viga carregada	63

Símbolos e Abreviaturas

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EDP – Energias de Portugal

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Fig. – Figura

e – Excentricidade

A – área da secção transversal da viga

E – Módulo de deformabilidade

E_M – Módulo de deformabilidade estimado

GSI – Geological Strength Index

JCS – Joint Compressive Strength [MPa]

JRC – Joint Roughness Coefficient

m_b – Parâmetro de Hoek & Brown

m_i – Constante de Hoek – Brown para a rocha intacta

RQD – Rock Quality Designation

TAAC – Tunnel de Ataque à Abóbada da central

TAC – Tunnel de Acesso à Central

PBV – Poço de Barramentos e Ventilação

α – Inclinação da ancoragem

θ – Inclinação da superfície de contacto betão – rocha

Φ' – Ângulo de atrito

Φ_r – Ângulo de atrito residual

γ – Peso volúmico

c – coesão

s – Parâmetro de Hoek & Brown

σ_c – Tensão de compressão

σ_{ci} – Tensão de compressão inicial

σ_t – tensão de tração na viga

Q_v – resultante da carga vertical da ponte rolante

Q_{vn} – componente normal da resultante da carga vertical da ponte rolante

Q_{vt} - componente transversal da resultante da carga vertical da ponte rolante

Q_h - resultante da carga horizontal da ponte rolante

P – força da pregagem

N – Componente normal da reação do maciço rochoso

T - Componente tangencial da reação do maciço rochoso

Mr – Momentos estabilizadores

Ms – Momentos desestabilizadores

F – Força instalada na ancoragem

Fmáx – Força máxima instalada na ancoragem

Fn – Componente normal da força de ancoragem

Ft – Componente tangencial da força de ancoragem

Fhanc – Componente horizontal da força da ancoragem

σ_n – Tensão de compressão

mm – Milímetro

cm – Centímetro

m – Metro

m² – Metro quadrado

m/s – Metro por segundo

mg/l – miligrama por litro

t - Tonelada

kN – Quilonewton

kN/m – Quilonewton por metro

kN/m³ – Quilonewton por metro cúbico

kPa – Quilopascal

MPa – Megapascal

GPa – Gigapascal

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A realização de uma central subterrânea para aproveitamentos hidroelétricos requer uma conceção cuidadosa e responsável. A configuração da caverna a adotar é condicionada por vários aspetos, entre os quais, os aspetos geométricos, estruturais e as características do terreno envolvente.

Anteriormente à realização das escavações para a conceção da caverna, o local de implementação da central é objeto de prospeções mecânicas de modo a conhecer-se as características mecânicas e resistentes e avaliar o comportamento do terreno face a grandes escavações, próprias de uma central subterrânea.

Para instalar o equipamento hidroelétrico necessário ao aproveitamento neste tipo de projeto, é utilizada uma ponte rolante, que constitui uma condicionante determinante na conceção de centrais hidroelétricas. Este elemento irá deslizar ao longo de carris instalados em elementos de suporte, mais especificamente em vigas, e irá transportar todo o equipamento pesado ao longo da caverna. É fundamental que o dimensionamento dos suportes dos carris seja adequado pois estes estão sujeitos a cargas elevadas, dependendo do equipamento hidromecânico necessário, e porque normalmente a sua execução insere-se no caminho crítico da obra.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Neste trabalho será abordada a solução em que a viga de suporte dos caminhos de rolamentos é ancorada ao maciço rochoso envolvente, tomando por base o exemplo da caverna subterrânea da central do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salomonde II. A utilização de ancoragens para suporte da viga de caminho de rolamentos é uma medida que possibilita otimizar o cronograma de construção pelo facto de permitir conciliar e encurtar as atividades de escavação, betonagem e montagem de equipamentos, que apresentam uma distribuição desfasada no tempo. Para tal as vigas são suportadas através de ancoragens, permitindo a antecipação da instalação da ponte rolante e, por forma a que terminada a escavação da caverna, este equipamento possa movimentar as cargas previstas para esta fase de projeto, enquanto são realizados os pilares de apoio definitivos das vigas.

No contexto do que foi referido anteriormente, o objetivo deste trabalho consiste então analisar e conhecer o caminho crítico da conceção de uma obra deste tipo, utilizando ancoragens para suportar as vigas de caminhos de rolamentos como medida de encurtamento do prazo da entrada em serviço da ponte rolante.

Com o intuito de verificar a adequabilidade do sistema de ancoragens utilizado no suporte das vigas e conhecer melhor os fatores que influenciam aplicação correta deste sistema, estudou-se uma viga de secção transversal, de dimensões semelhantes à do aproveitamento hidráulico de Salamonde II, e sujeita às cargas presentes no mesmo projeto.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este capítulo, a introdução, é o primeiro de 5 capítulos em que o presente trabalho está dividido.

No capítulo 2 é feita uma breve apresentação das diversas concepções de projeto adotadas para a construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos, tendo como base exemplos de obras a nível nacional e mundial onde foram aplicadas estes métodos construtivos.

Na concepção objeto do presente trabalho, a fixação das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos às paredes da caverna é efetuada com o recurso a ancoragens e também com o contributo de pregagens. Desta forma no capítulo 3, apresenta-se uma descrição deste tipo de suporte: origem, evolução, elementos constituintes, classificação, aplicações e sistemas de proteção contra a corrosão da armadura.

Ainda no capítulo 3, é feita referência às pregagens, ancoragens passivas, face à sua importância na estabilização da abóbada e hasteais das cavernas. Sendo estes elementos estruturais também utilizados no caso prático deste trabalho, conclui-se ser necessário indicar as suas propriedades: condições geológicas; vantagens e desvantagens e comparação com as ancoragens ativas.

A abordagem do caso de estudo é feita no capítulo 4. Neste capítulo é apresentado o projeto da central hidroelétrica de Salamonde II e o reconhecimento geotécnico do terreno. De seguida foram estudadas as fases e sequências de escavação da caverna e os respetivos métodos construtivos, mais especificamente o uso de pregagens e betão projetado e o uso de vigas ancoradas ao maciço rochoso.

Posteriormente, verifica-se a adequabilidade do sistema de ancoragens utilizado no suporte das vigas de caminhos de rolamentos e analisa-se os fatores que influenciam aplicação correta deste sistema.

Por fim, no capítulo 5, são feitas as considerações finais acerca do estudo realizado, apresentando as principais conclusões que se retiraram do presente trabalho.

2

VIGAS DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS EM CAVERNAS

2.1. CONCEÇÕES TÍPICAS DO SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS

Nos aproveitamentos hidroelétricos cuja central fica instalada numa caverna subterrânea, um dos aspetos condicionantes do prazo de execução deste elemento de obra decorre do modo como são articulados os trabalhos de construção civil com as montagens dos grandes e pesados equipamentos necessários que são incorporados nas estruturas de betão. É fundamental previamente analisar a dimensão e a forma, a distância à superfície, a distância entre cavernas caso seja previsto a construção de mais do que uma, a influência de descontinuidades do maciço e a seleção do sistema de suporte mais adequado para a contenção do maciço e por último o estado de tensão *in situ*.

Normalmente na construção de uma caverna deste tipo, é instalada uma ponte rolante de grandes dimensões com o objetivo de movimentar o equipamento hidromecânico. Esta estrutura irá suportar o equipamento na fase de instalação e na montagem do equipamento mecânico. Posteriormente, caso necessário, auxiliará na manutenção e reparação do equipamento. A ponte rolante desliza sobre os caminhos de rolamentos instalados sobre as vigas de suporte da ponte, Figura (2.1)

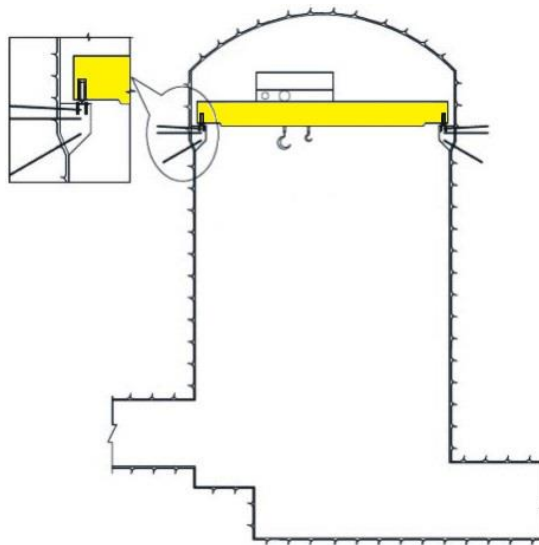


Figura 2.1- Esquema representativo de uma ponte rolante apoiada em vigas ancoradas [1]

A realização da viga de caminhos de rolamentos encontra-se na fase crítica da realização da obra. Esta condiciona o faseamento das escavações e estará sujeita a cargas elevadas que podem ter grande impacto nas paredes laterais das cavernas. Desta forma é crucial dimensionar e escolher adequadamente a solução para suporte das vigas dos caminhos de rolamentos.

A conceção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos foi evoluindo com o passar dos anos, devido a vários fatores como: a evolução das técnicas de construção; evolução dos métodos de determinação das características do maciço rochoso, recorrendo a ensaios *in situ* e laboratoriais; a evolução dos métodos de previsão do comportamento de um dado maciço consoante um determinado volume de escavação, recorrendo a programas numéricos de modelação;

2.1.1. VIGA APOIADA EM PILARES OU PAREDES

Uma das soluções frequentemente utilizadas até à década de 70 do século passado para o projeto de uma viga de suporte dos caminhos de rolamentos, era a instalação das vigas apoiadas em pilares. Esta abordagem baseia-se no conceito de que a viga de suporte dos caminhos de rolamentos deve ser autoportante de forma que não seja influenciada e nem influencie o maciço envolvente. Os projetistas neste tipo de solução não aproveitam a capacidade resistente das paredes da caverna para auxiliar no suporte das vigas.

Finalizados os trabalhos de escavação, é iniciada a construção dos pilares onde posteriormente iriam ser descarregadas as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos. [2]

Um exemplo deste tipo de conceção é a central hidroelétrica de Ritsom, na Suécia, Figura (2.2).

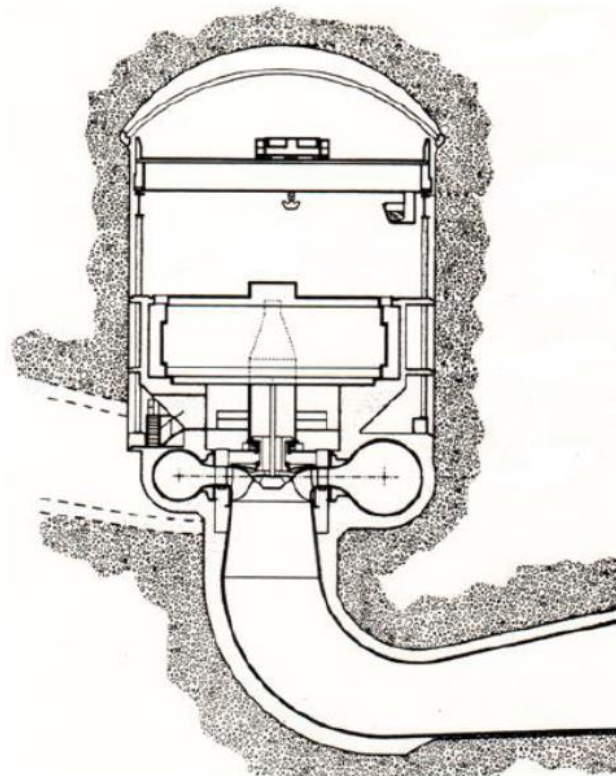


Figura 2.2 - Corte transversal da central hidroelétrica subterrânea de Ritsom, na Suécia; adaptada de [2].

No distrito de Bragança, a central hidroeléctrica de Bemposta e de Miranda são outros exemplos deste tipo de concepção construtiva. Tal como na central subterrânea de Ritsom, apresentada anteriormente, as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos foram instaladas só após concluída as escavações e posteriormente concluída a construção dos pilares para suporte das vigas.

A caverna da central hidroeléctrica de aproveitamento de Bemposta tem 85 m de comprimento, 22 m de largura e 45 m de altura máxima de escavação. A Figura (2.3) apresenta o esquema da solução adotada.

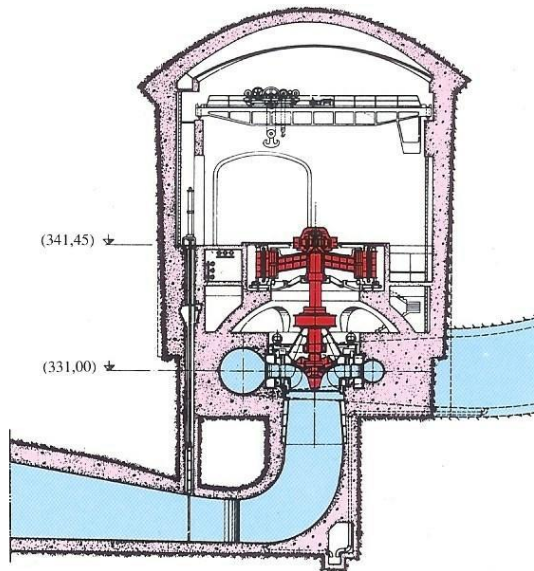


Figura 2.3 - Corte transversal da central hidroeléctrica de aproveitamento de Bemposta; [3]

A central hidroeléctrica da barragem de Miranda tem 80 m de comprimento, 19,6 m de largura e 42,7 m de altura máxima de escavação e é totalmente revestida em betão. Na Figura (2.4) pode ver-se um corte transversal da caverna da central.

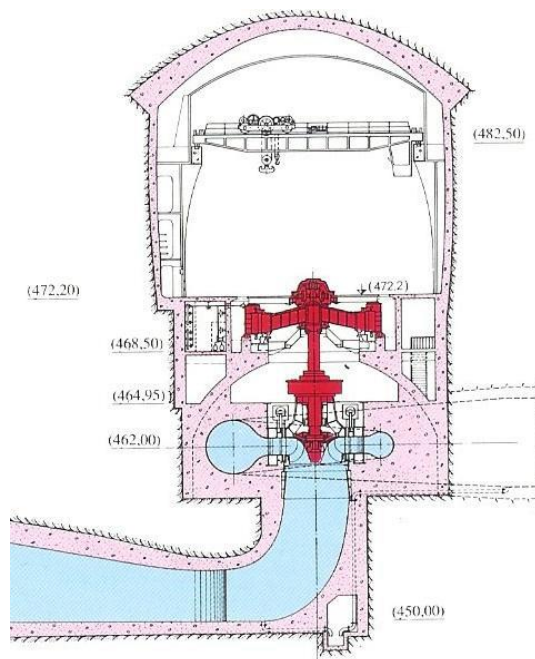


Figura 2.4 - Corte transversal da central hidroelétrica de aproveitamento de Miranda; adaptada de [3]

2.1.2. VIGA INCORPORADA NA ESTRUTURA DA ABÓBADA

A incorporação da viga no arco de betão que reveste a abóbada é uma outra abordagem à conceção de vigas dos caminhos de rolamentos. Esta conceção foi projetada na central de Picote II. Foi construída uma caverna subterrânea com 68 m de comprimento por 23 m de largura e altura variável entre 58 m na zona do grupo e 26 m no átrio de descarga e montagem. A Figura (2.5) corresponde ao corte transversal da central hidroelétrica.

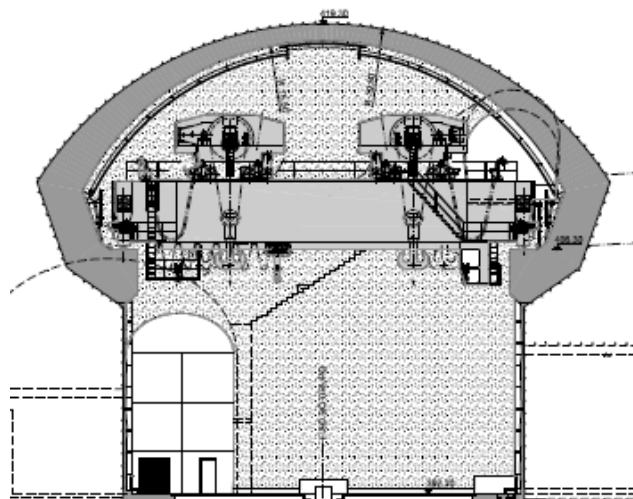


Figura 2.5 - Corte transversal da central de reforço de potência de hidroelétrica de Picote II; adaptada de [3]

Neste tipo de abordagem construtiva, o arco é normalmente betonado logo que concluída a escavação acima do nível da base do arco que irá suportar a viga dos caminhos de rolamentos.

A geometria do arco de betão permite resistir a blocos instáveis que se formem no teto da caverna. No entanto, tem como desvantagem o facto de se for um elemento muito rígido, comparando com o maciço rochoso envolvente em questão, as deformações induzidas pela libertação de tensões resultantes da escavação dos níveis inferiores da caverna podem causar uma deformação excessiva por flexão do arco de betão. A Figura (2.6) revela um esquema dos deslocamentos impostos ao arco de betão pelo maciço rochoso, induzidos pela escavação da parte inferior da caverna. Pode verificar-se através da figura que a parte central do arco se desloca para o exterior da escavação e a parte superior das paredes da caverna se desloca para dentro.

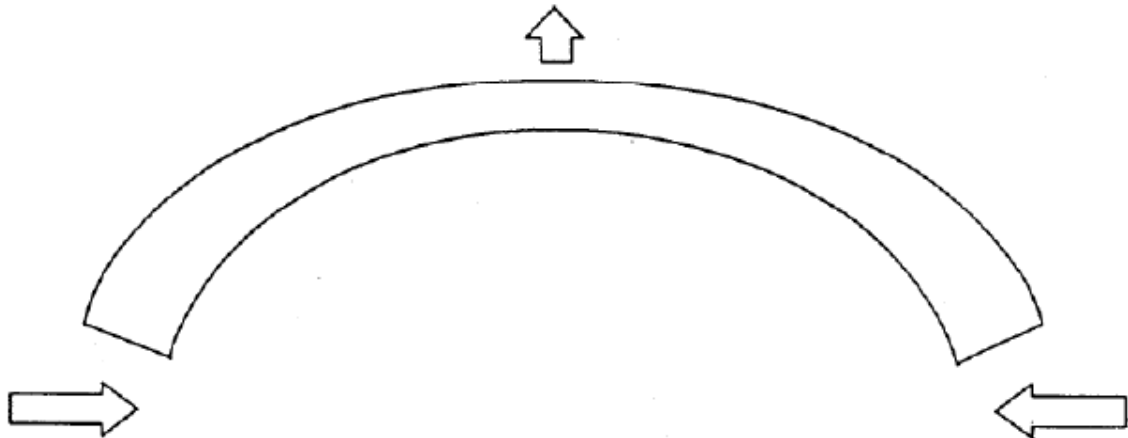


Figura 2.6 - Deslocamentos impostos pelo maciço rochoso ao arco de betão; adaptada de [4]

Dependendo do valor dos deslocamentos no maciço rochoso e da curvatura e espessura do arco de betão, os esforços a que o arco vai ficar sujeito podem exceder a sua resistência, pondo em causa a estabilidade da estrutura, sendo necessário em alguns casos reforçar algumas áreas do teto com um arco em aço de maneira a assegurar a estabilidade do arco de betão. Para suporte dos hasteais que têm tendência a deslocar-se para o interior da caverna, vão sendo instaladas pregagens à medida que a escavação prossegue.

A central hidroelétrica do Alto Lindoso, em Ponte da Barca, é um exemplo de utilização de diferentes métodos construtivos. A abordagem a utilizar numa caverna não segue regras, isto é, não existe uma solução específica para cada caso pois existem diversos fatores que condicionam a solução, como foi referido no início do presente capítulo. Assim sendo, muitas das vezes vários métodos são conciliados de modo a formarem a melhor solução construtiva da caverna. Neste aproveitamento foram construídas três cavernas, sendo uma delas a central hidroelétrica, com um vão de 21, um comprimento de 91 m e uma altura total de 47.85 m, e as outras duas cavernas são câmaras anexas, Figura (2.7).

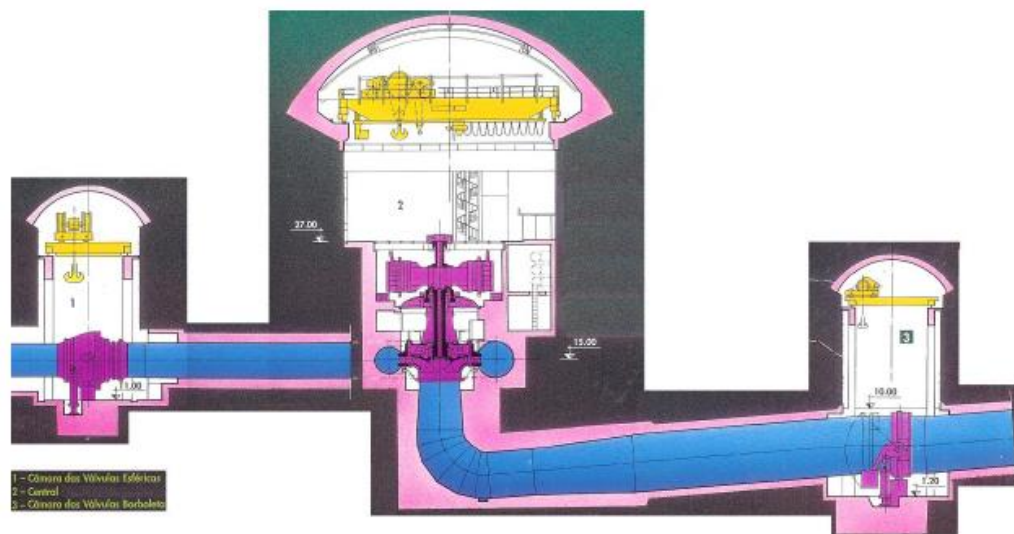


Figura 2.7 - Conceção das vigas de suporte em arco de betão na central do Alto Lindoso; [3]

A solução adotada para a geometria da abóbada da caverna principal, caverna 2, passou pela construção de um arco de betão armado, que descarrega em sapatas inclinadas para o interior das hasteais de forma que o maciço suporte melhor a reação do arco de betão. Neste caso os carris por onde desliza a ponte rolante, encontram-se instalados sobre as sapatas inclinadas. Foram também construídas duas vigas, independentes da estrutura de arco de betão, ancoradas ao maciço sob as sapatas inclinadas, com o objetivo de servir de apoio ao maciço e suportar eventuais quedas de blocos que deslocassem as sapatas do arco. Relativamente às câmaras anexas, cavernas 1 e 3, as abóbadas foram suportadas com um arco de betão armado que descarrega nuns rebordos inclinados construídos no maciço. Já as vigas dos caminhos de rolamentos foram suportadas por pilares de betão que têm fundação na base da caverna.

Como último exemplo, esta conceção de vigas de suporte dos caminhos de rolamentos foi considerada, numa primeira fase, para a central hidroelétrica Paulo Afonso IV, por Freire e Sousa. A solução passou pela conceção de um arco em betão de 0.9 m no topo e 1.8 m nas partes laterais. O arco de betão descarregaria no maciço rochoso entre as cotas (154.60) e (155.90) e nas vigas em forma de L. Na Figura (2.8), podemos ver que a viga seria fixada à parede do maciço e apoiada nuns rebordos construídos na rocha para lhe servir de suporte.

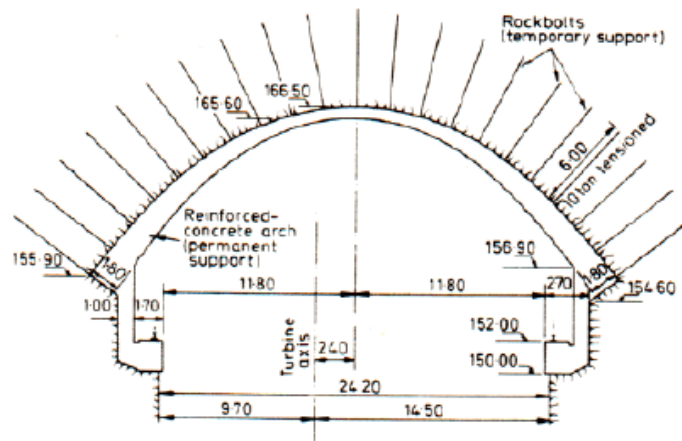


Figura 2.8 - Projeto inicial do teto da caverna e das vigas de suporte na central hidroelétrica Paulo Afonso IV, no Brasil; adaptada de [2]

Contudo no desenvolvimento do projeto foi adotada uma solução diferente com o intuito de reduzir o tempo de construção. O suporte da abóbada foi constituído por pregagens de 9 m de comprimento numa malha de 1.5 m de distância e com uma camada de betão projetado de 10 a 15 cm de espessura. Este tipo de suporte por outro lado permite, caso seja necessário, poderem ser facilmente reforçados sem interromper as restantes atividades de construção, instalando mais pregagens ou aplicando uma outra camada de betão projetado. As vigas dos caminhos de rolamentos foram ancoradas à superfície inclinada do terreno. Na Figura (2.9) está representado o esquema de suporte usado na caverna da central. Este tipo de conceção será abordado com maior pormenor mais à frente.

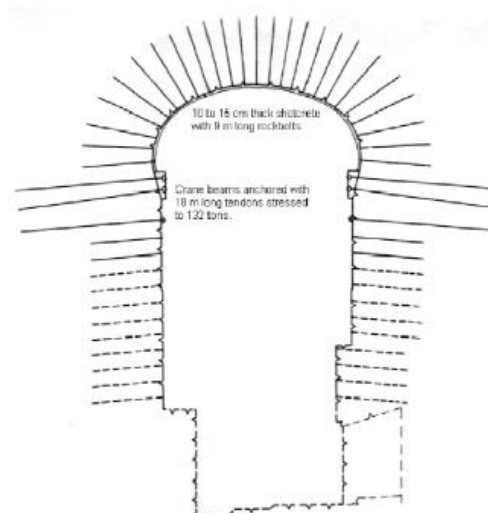


Figura 2.9 - Projeto final do teto e das vigas de suporte na central hidroelétrica Paulo Afonso IV, no Brasil; adaptada de [2]

Segundo Hoek, Freire e Sousa apresentaram as vantagens da solução anteriormente referida comparativamente com a solução prevista inicialmente:

- Eliminação das zonas de encaixe do arco, evitando assim zonas de concentração de tensões durante as varias fases da escavação;
- Eliminação do suporte provisório, sendo logo aplicado o suporte definitivo;
- Redução do volume de escavação de rocha;
- Diminuição do vão do arco, o que proporciona maior estabilidade;
- Redução do tempo da construção;
- Redução do custo da construção.

2.1.3.VIGAS SUPOSTADAS PELO MACIÇO ROCHOSO

Quando o maciço é de muito boa qualidade é possível dispensar a construção de um arco de betão para suporte da abóbada da caverna e por outro lado as vigas podem ser apoiadas no próprio maciço. Neste contexto, para a central hidroeléctrica La Grande 2, no Canadá, representada na Figura (2.10), foram construídos cuidadosamente uns rebordos horizontais na rocha para apoiar a viga e desta forma não foi necessária a instalação de ancoragens para fixar as vigas ao maciço. Esta solução exige um maior nível de controlo na escavação de modo a minimizar os danos da rocha dos rebordos, evitando assim que as características do maciço rochoso se alterem.

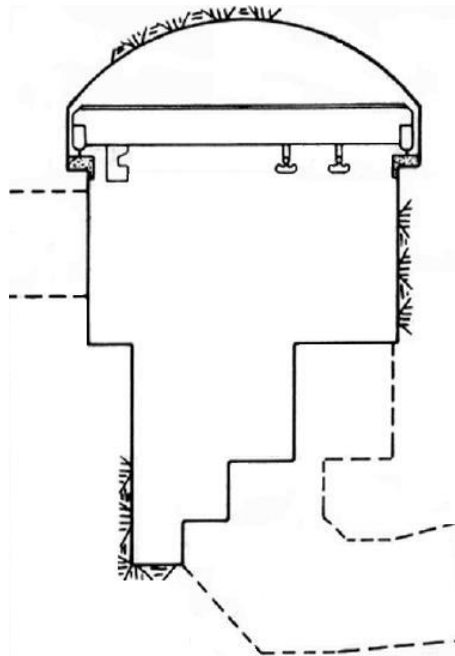


Figura 2.10 - Corte transversal da caverna La Grande 2, no Canadá; adaptada de [3]

No projeto de centrais hidroelétricas subterrâneas há inúmeras vezes a necessidade de recorrer ao uso de ancoragens e pregagens para garantir a estabilidade do maciço e assim poder-se proceder e desenvolver os trabalhos necessários à construção da central.

Na Noruega, na central hidroeléctrica Kvidall, foram aplicadas ancoragens passivas, pregagens, para fixar a viga de suporte dos caminhos de rolamentos à superfície do maciço rochoso.

A Figura (2.11), revela o pormenor da superfície do maciço em contacto com a viga ser inclinada de forma a fornecer uma reação que contrarie o movimento vertical descendente da viga.

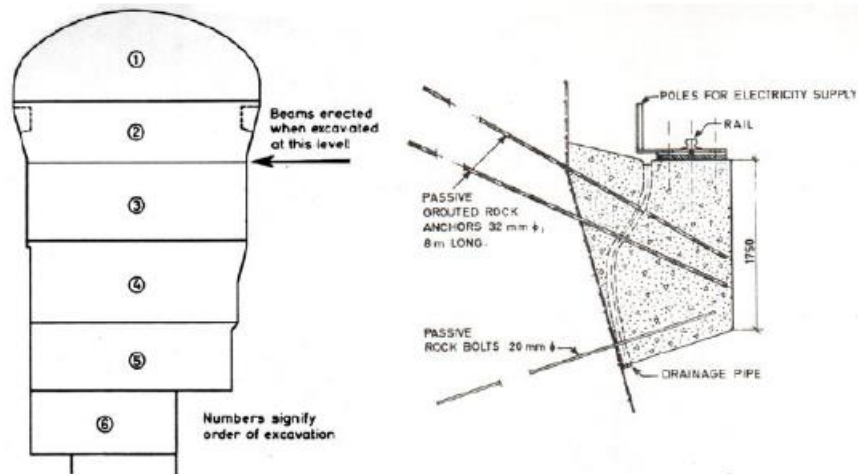


Figura 2.11 - Esquema representativo das vigas de caminhos de rolamentos na central hidroelétrica de Kvilldal, na Noruega; [2]

Em conformidade com o exposto, uma outra possível abordagem à conceção de vigas de suporte dos caminhos de rolamentos é ancorar as vigas ao maciço rochoso através quer de ancoragens ativas quer de ancoragens passivas, distinguidas posteriormente no capítulo 3.2.

A estabilização adequada das vigas com ancoragens permite que estas sejam capazes de suportar cargas adequadas com a fase da obra. Assim é possível a instalação da ponte rolante para a movimentação de cargas nomeadamente colocação de betões e descargas de equipamento mecânico. Por outro lado permite também a instalação de estruturas que facilitam o acesso aos instrumentos instalados no teto da caverna e para eventuais trabalhos de reparação do sistema de suporte. Estas vantagens irão apresentar consideráveis benefícios no planeamento da obra quando comparadas com uma solução mais tradicional de colunas de suporte das vigas.

A central de Thissavros no norte da Grécia é um exemplo deste tipo de solução. Numa primeira fase, foram construídas as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos e sob estas foram construídas umas pequenas consolas, designadas de cachorros, Figura (2.12). As vigas foram fixadas às paredes do maciço rochoso através de pregagens.

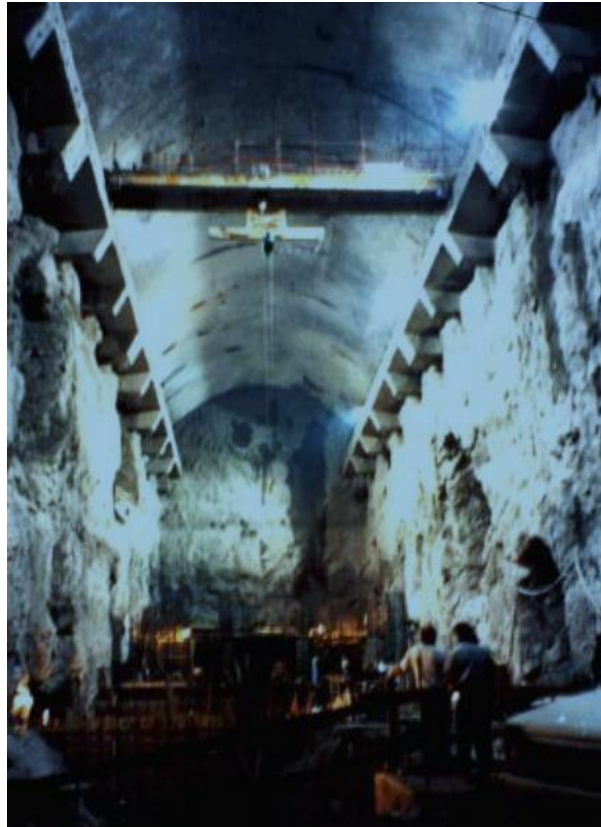


Figura 2.12 - Vigas de caminhos de rolamentos suportadas em consolas da central hidroelétrica de Thissavros, na Grécia; adaptada de [5]

Após a construção das vigas, foi instalado um pórtico sobre as vigas, para servir de apoio a uma pequena grua. A grua teve o objetivo de ajudar na instalação das pregagens e na aplicação do betão projetado no teto e nas hasteais da caverna.

Concluídos os trabalhos de escavação, foram construídas umas colunas, desde a base da caverna até à base dos cachorros, que serviram de suporte às vigas dos caminhos de rolamentos, Figura (2.13).



Figura 2.13 - Fase final da construção das colunas de apoio das vigas de caminhos de rolamentos da central de Thissavros; adaptada de [2]

Na Indonésia, nas centrais hidroelétricas de Singkarak e de Cirata, as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos também foram fixadas aos hasteais da caverna, mas através de ancoragens ativas.

O uso desta técnica também permite deixar mais espaço livre na caverna para instalação de máquinas e equipamentos e permite diminuir o vão da caverna.

A Figura (2.14) permite verificar a central de Singkarak e na Figura (2.15) a central de Cirata, que de acordo com Hoek, é a maior da Indonésia e uma das maiores do mundo com 253 m de comprimento e 33 m de vão.



Figura 2.14 - Vigas ancoradas aos hasteais da caverna da central hidroelétrica de Singkarak, na Indonésia; adaptada de [5]



Figura 2.15 - Vigas ancoradas aos hasteais da caverna da central hidroelétrica de Cirata, na Indonésia adaptada de [2].

Outro exemplo deste método construtivo é a central hidroelétrica de Masjed-Soleiman, no Irão. A central encontra-se a 250 m de profundidade com 154.5 m de comprimento e 43 m de largura. A Figura (2.16) apresenta a vista da caverna da central durante a escavação.



Figura 2.16 – Vista geral da central de Masjed-Soleiman durante a escavação; [7].

Uma solução com similitudes foi utilizada nas centrais hidroelétricas dos reforços de potências do aproveitamento de Venda Nova II e Venda Nova III. No corte (2.17) e na Figura (2.18) pode ver-se a caverna da central de Venda Nova III, onde foram instaladas ancoragens ativas ascendentes para estabilização das vigas de suporte, solução esta similar à adotada na central do reforço de potência de Venda Nova II.

A solução para suporte das vigas dos caminhos de rolamentos foi concebida para que no final da construção aquelas ficassem apoiadas em paredes e pilares cuja execução se processou após as betonagens dos pisos da central-

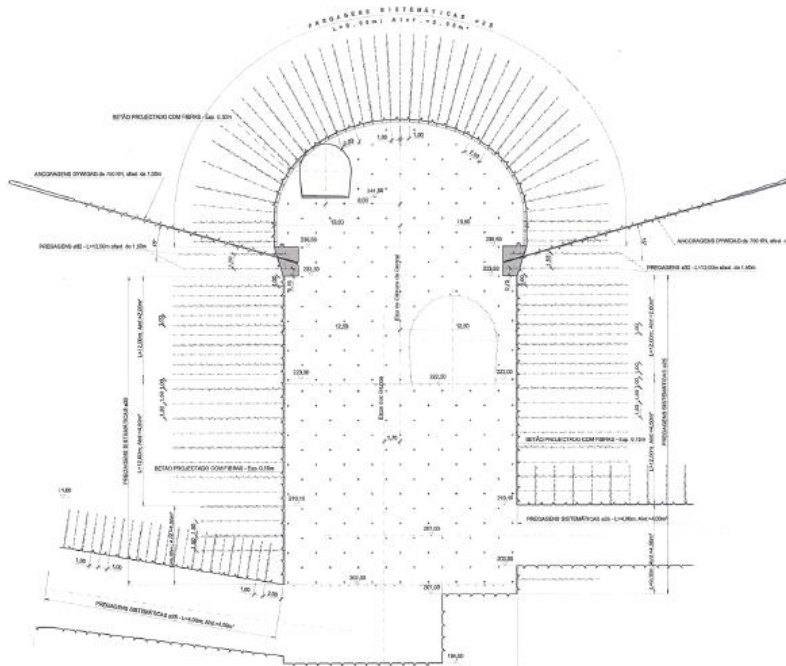


Figura 2.17 - Corte transversal da caverna da central de Venda Nova III; [3]



Figura 2.18 - Caverna da Central de Venda Nova III; [6]

Por último, na central hidroelétrica de Salamonde II, Figura (2.19), foi utilizada uma solução análoga à utilizada na central hidroelétrica de Venda Nova II e Venda Nova III. Esta conceção é detalhada no capítulo 4 quer quanto às fases e sequências de escavação da caverna quer relativamente aos métodos construtivos utilizados.

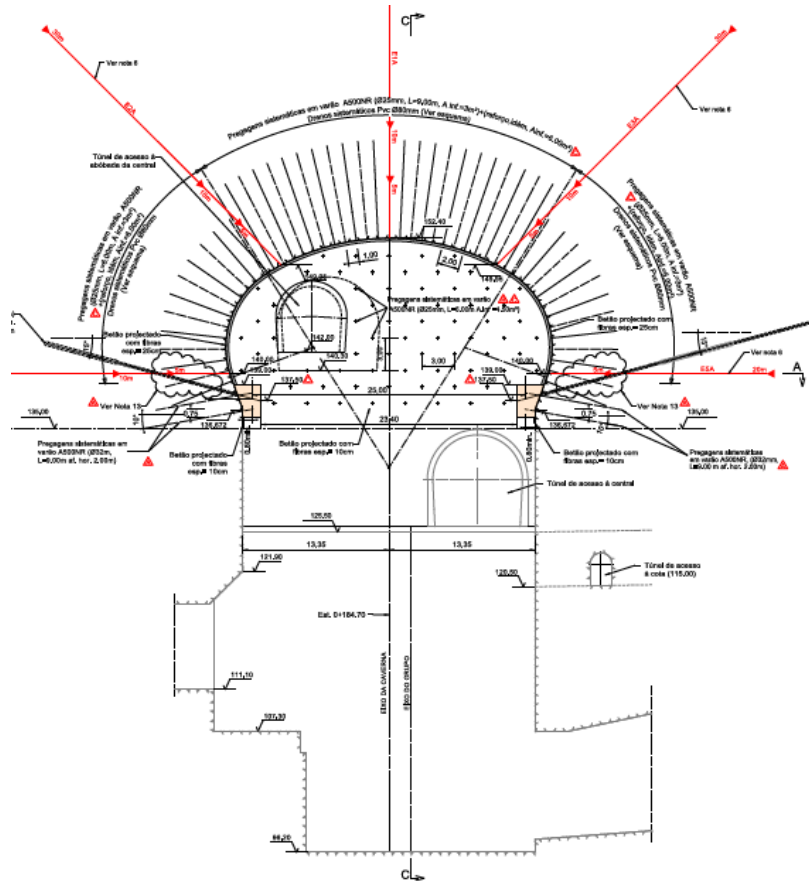


Figura 2.19 - Corte transversal da caverna da central de Salamonde II; adaptada de [14]

3

ANCORAGENS

3.1. ORIGEM E PRIMEIRAS APLICAÇÕES

As primeiras aplicações de ancoragens datam do século XX, mais precisamente em 1934, como solução do reforço da barragem de Cheufra na Argélia preconizada por André Coyne (Xanthakos, 1991).

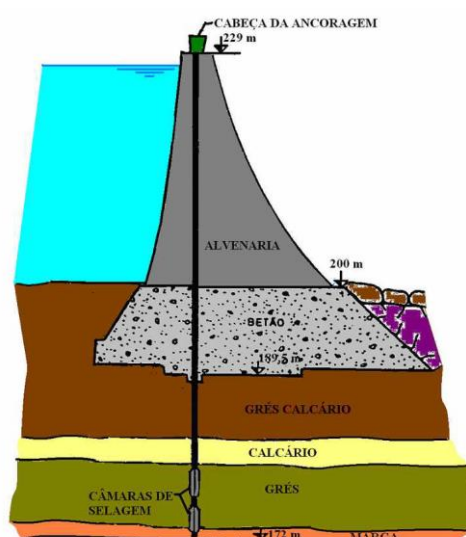


Figura 3.1 - Barragem de Cheufra, na Argélia, perfil geológico e ancoragem (adaptado de Pinelo, 1980) [8].

Durante a década de 50 as ancoragens eram utilizadas em grande parte como suporte de escavações profundas e nos maciços rochosos na construção ou recuperação de diversas barragens. No entanto neste período, iniciou-se a construção de ancoragens como solução de suportes provisórios, com capacidade de carga de 200 a 900kN.

Em 1958, na Alemanha Ocidental após guerra, foram executadas as primeiras ancoragens. O método de construção utilizado foi o sistema Bauer, que consiste na selagem de uma haste de aço de forma direta no terreno, colocada no interior de um furo, com cerca de 8 cm de diâmetro, injetado com uma mistura cimentícia adequada. Em 1965, Bauer refere que já tinham sido instaladas cerca de 30000 ancoragens.

Na Suíça, os sistemas de ancoragens VSL favoreceram a redução das diferenças associadas aos sistemas aplicados às ancoragens para rochas e solos. Constatou-se a diferença entre ancoragens ativas e definitivas, tal como as exigências associadas à proteção contra a corrosão.

Na década de 60 Stump Bohr A. G. desenvolveu a construção de ancoragens ativas definitivas com tubos para proteção contra a corrosão de ancoragens de barras e com bolbo de selagem em compressão (Ivering, 1981).

Em Portugal, as primeiras aplicações de ancoragens em maciço rochoso surge na década de 1950, durante as escavação dos aproveitamentos hidroelétricos de Picote e de Miranda (Oliveira Nunes, 1961). A construção de ancoragens definitivas em solos teve início na década de 60 em Santarém, na consolidação da encosta das Portas do Sol (Figura 3.2).

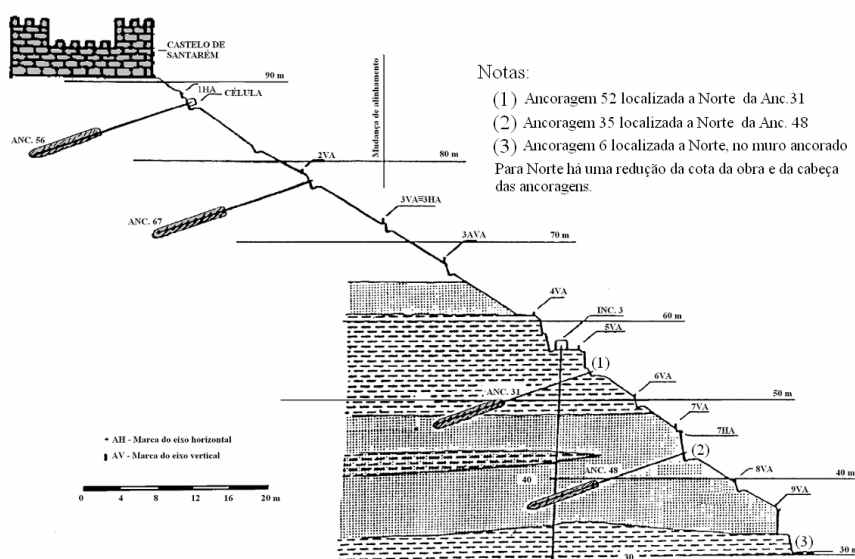


Figura 3.2 - Perfil transversal da Encosta das Portas do Sol, em Santarém, correspondente à localização da ancoragem 56 (LNEC, 1998 a) [8].

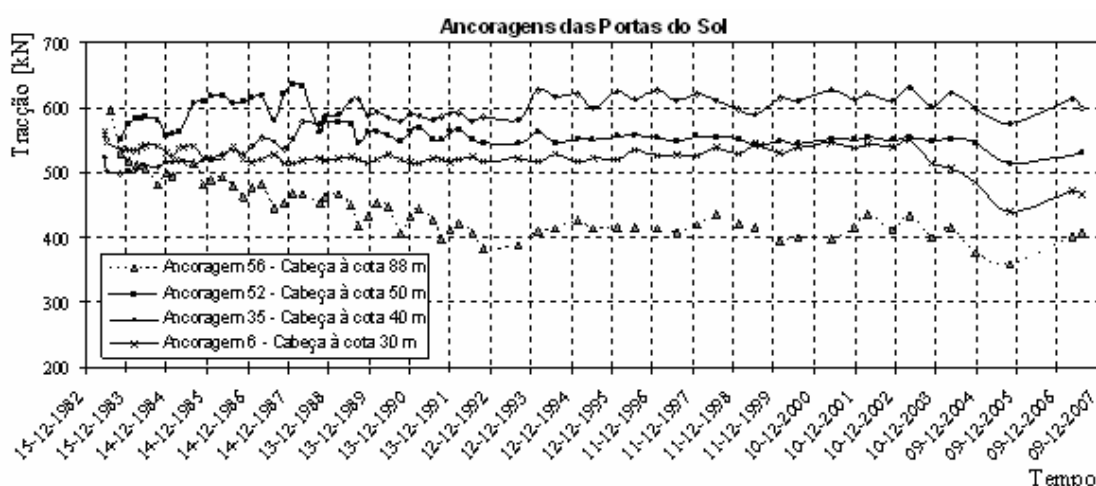


Figura 3.3 - Evolução da tração em 4 ancoragens instrumentadas na Encosta das Portas do Sol, em Santarém [8].

3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS ANCORAGENS

3.2.1. ANCORAGENS PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS

Ancoragens Provisórias

São elementos estruturais temporários, isto é, as suas funções são de curta duração na medida em que após determinada fase dos trabalhos tornam-se desnecessárias e inoperacionais.

A vida útil destas ancoragens é na maior parte dos casos de dois anos. No entanto, as normas europeias, da Suíça (SIA V191/1995, 1996) e do Reino Unido (BS8081, 1989), apresentam distinções mais conservativas na distinção da vida útil, face ao respetivo risco de utilização. Nesses documentos as ancoragens provisórias dividem – se em subcategorias, que se caracterizam por:

- Construções temporárias, onde a durabilidade das ancoragens é inferior a 6 meses não sendo necessário proteção contra a corrosão e/ou monitorização;
- Suportes semi-permanentes, com ancoragens de vida útil entre 6 a 24 meses. Embora as medidas de proteção contra a corrosão não sejam obrigatórias, recomenda-se a monitorização do seu comportamento;
- Contenções definitivas, para sempre que esteja prevista uma vida útil superior a 24 meses. Neste ultimo caso, é exigida proteção contra a corrosão, planos de instrumentação e monitorização, estabelecidos em função da longevidade, da instrumentação e das características da obra.

Ancoragens Definitivas

São elementos estruturais permanentes que garantem a estabilidade da obra a longo prazo.

As ancoragens definitivas possuem exigências diferentes. Não só são estabelecidas com base na sua duração, como também são condicionadas pelas características e a carga corrosiva do meio em que são construídas. Devem ser consideradas ainda as cargas de serviço possíveis, a estabilidade a longo prazo e as características de fluência que provocam a redução do volume da selagem devido à fissuração das caldas do bolbo de selagem. Estas considerações são particularmente importantes em siltes ou argilas na medida em que estes podem ser remoldados ou apresentar aumentos da pressão neutra, o que resulta numa perda gradual de carga na ancoragem.

Qualquer ancoragem, quer seja provisória ou definitiva, construída em ambientes considerados corrosivos, deve ser totalmente protegida contra o ataque corrosivo.

A longevidade e o comportamento relativo às ancoragens só são assegurados através duma proteção adequada, de técnicas de observação fidedignas, de ensaios de campo e de uma correta análise dos seus resultados. No entanto, estes assuntos continuam a ser alvo de estudo e sujeitos a revisões e a reavaliações. [8]

De acordo com o Eurocódigo 0 (EN1990, 2009) e o Eurocódigo 7, parte 1 (EN1997-1, 2010), as condições ambientais e as recomendações relativas à durabilidade dos materiais em contacto com o terreno, indicadas nas normas dos materiais de construção, devem ser consideradas no projeto geotécnico. As normas dos materiais de construção alertam para a necessidade do estudo da eventual ocorrência das seguintes situações [9] [17]:

- agentes agressivos, o caso dos ácidos ou sulfatos, na água do terreno, no terreno ou em materiais de aterro que podem afetar a durabilidade do betão;
- ataque químico e corrosão em aços;

- efeitos de envelhecimento por exposição às radiações UV e/ou devido aos efeitos gerados pela temperatura na variação da tensão no caso dos produtos sintéticos levando à degradação.

3.2.2. ANCORAGENS PASSIVAS

3.2.2.1. Generalidades

A sustentação por pregagens e por ancoragens diferem entre si, fundamentalmente, pela dimensão envolvida do maciço a sustentar. Enquanto as pregagens têm a função de suportar blocos instáveis, tendo uma função pontual, as ancoragens destinam-se a fornecer ao maciço uma ação de confinamento, permitindo aproveitar as suas características próprias de sustentação. Assim, a aplicação de pregagens é utilizada em maciços autossustentados, em que existam instabilidades apenas em blocos isolados. (Bastos, 1998). [10]

O recurso frequente a este método prende-se com o facto das mesmas apresentarem as seguintes características (Guerreiro 2000):

- versáteis – podem ser utilizadas em qualquer tipo de geometria de escavações;
- simplicidade na instalação;
- baixo custo – são baratas relativamente ao efeito estabilizante;
- racionais – podem ser aplicadas através de mecanização total;
- podem ser combinadas com outros sistemas de suporte, como as redes metálicas e o betão projetado;
- a frequência de aplicação pode ser variável consoante com o tipo de rocha;

Nas obras subterrâneas com túneis e cavernas, recorre-se a pregagens para segurar blocos potencialmente instáveis pertencentes ao teto e às hasteais da cavidade, como é o caso da central hidroelétrica de Venda Nova III, ilustrado pelo corte transversal na figura (2.14). Na central Kvidall, na Noruega, foram aplicadas ancoragens passivas, para fixar a viga de suporte dos caminhos de rolamentos, revelado na figura (2.16).

3.2.2.2. Tipos de Ancoragens Passivas (pregagens)

A aplicação das ancoragens irá depender das características do maciço rochoso e conseqüentemente da viabilidade económica e funcional. Na Figura (3.4) ilustram-se os quatro principais tipos de pregagens (Hoek et al., 1998) sendo observáveis as principais diferenças entre elas.

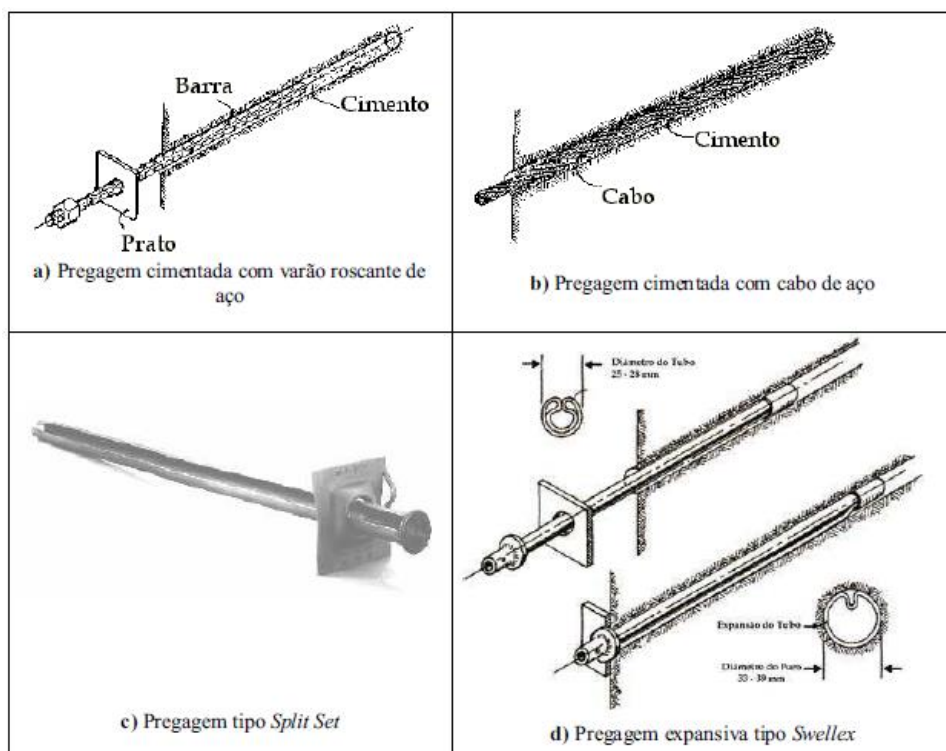


Figura 3.4 - quatro principais tipos de pregagens (Hoek et al., 1998) [10].

Relativamente às pregagens cimentadas representadas na figura anterior como a) e b), são também designadas por pregagens tipo *SN* e *Pós-Injetadas* respetivamente. Estas são o tipo mais simples e usual de pregagem definitiva em uso atualmente. São essencialmente utilizadas como pregagens passivas, sendo empregues quer em suportes provisórios quer em suportes definitivos. Concluída a execução do furo, introduz-se o varão e a calda de cimento, e após a calda adquirir a resistência estipulada são instaladas uma placa e uma porca no topo da pregagem e apertadas firmemente.

As pregagens com injeção de calda ao serem executadas ao longo de um plano vão, devido à aderência ao longo do seu comprimento, proporcionam um reforço quase homogéneo do maciço. Este tipo de pregagens representa um sistema seguro e durável de suporte ao maciço rochoso. Têm capacidade de resistir a altas tensões e aos efeitos da corrosão, adequando-se a maciços rochosos de qualidade variada. Por outro lado possuem algumas desvantagens pelo facto de necessitarem intervalos de tempo superiores para atingirem as resistências necessárias, o que impede a entrada em serviço imediata da pregagem. Também possuem dificuldade no controlo da qualidade da calda de injeção e da execução da selagem. [11],

As pregagens do tipo *Split Set* e *Swellex*, funcionam por atrito lateral entre a rocha e o aço criado por uma tensão radial contra as paredes do furo ao longo dos seus comprimentos.

Quanto às pregagens do tipo *Split Set*, têm a forma dum tubo cónico com um rasgo longitudinal e de diâmetro superior ao do furo. A pregagem é introduzida no furo sob pressão, entrando em funcionamento de imediato após a sua cravação. O desenho único da sua secção transversal em ómega, transmite uma pressão radial constante ao longo das paredes do furo. Com a instalação da pregagem, a placa de ancoragem exerce de imediato uma pressão ativa contra o maciço. [12]

Já as pregagens tipo *Swellex* são fabricadas a partir de um fino tubo de aço dobrado em forma de C. São pressionadas buchas em ambas as extremidades do tubo, as quais são então seladas através de soldadura. A bucha tem um pequeno orifício por onde a água é injetada no tubo a alta pressão, cerca de 30 MPa, para o expandir. Durante o processo de expansão, a *Swellex* comprime a rocha em torno do orifício, e adapta-se de forma a encaixar-se nas irregularidades da mesma de forma a sustentar o bloco instável (Li e Håkansson, 1999). A Figura (3.5) ilustra a forma como o tubo se deforma e se adapta ao orifício. [10]

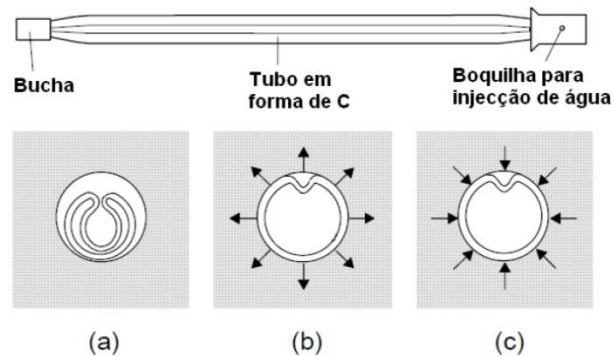


Figura 3.5 - Forma de funcionamento da pregagem Swellex e da interação entre a rocha e o tubo: (a) Introdução da Swellex no orifício, (b) Injeção de água a alta pressão e consequente expansão do tubo, (c) A pressão da água é libertada. (adaptado de Li e Håkansson, 1999) [10].

3.2.3. ANCORAGENS ATIVAS

3.2.3.1. Generalidades

As ancoragens ativas, ao contrário das ancoragens passivas, constituem elementos de suporte ativo, devido ao facto de poderem ser tencionadas, exercendo uma ação de suporte independentemente da movimentação dos elementos a suportar. Estas são também conhecidas por método de sustentação suspenso e utilizam-se com muita frequência para melhorar a auto-sustentação do maciço e evitar a queda de blocos mais ou menos individualizados. Na aplicação de ancoragens numa determinada escavação torna-se necessário estudar um conjunto de parâmetros característicos deste sistema (Guerreiro, 2000): a inclinação, o comprimento, a tensão inicial de aperto (ou de montagem), o espaçamento e a resistência ao escorregamento da fixação. [10]

3.2.3.2. Constituição das Ancoragens

A ancoragem pode ser definida como um elemento estrutural de transferência de carga. Consiste essencialmente num tirante em aço introduzido no interior de um maciço através de um furo.

Na Figura (3.6) é possível verificar os principais elementos constituintes de uma ancoragem: cabeça, comprimento livre e o comprimento de selagem. A sua capacidade de carga é condicionada pelas reações mobilizadas no terreno, quer ao longo do comprimento de selagem quer na zona da cabeça, ao nível do suporte, e pela sustentação da resistência intrínseca de cada uma das suas componentes.

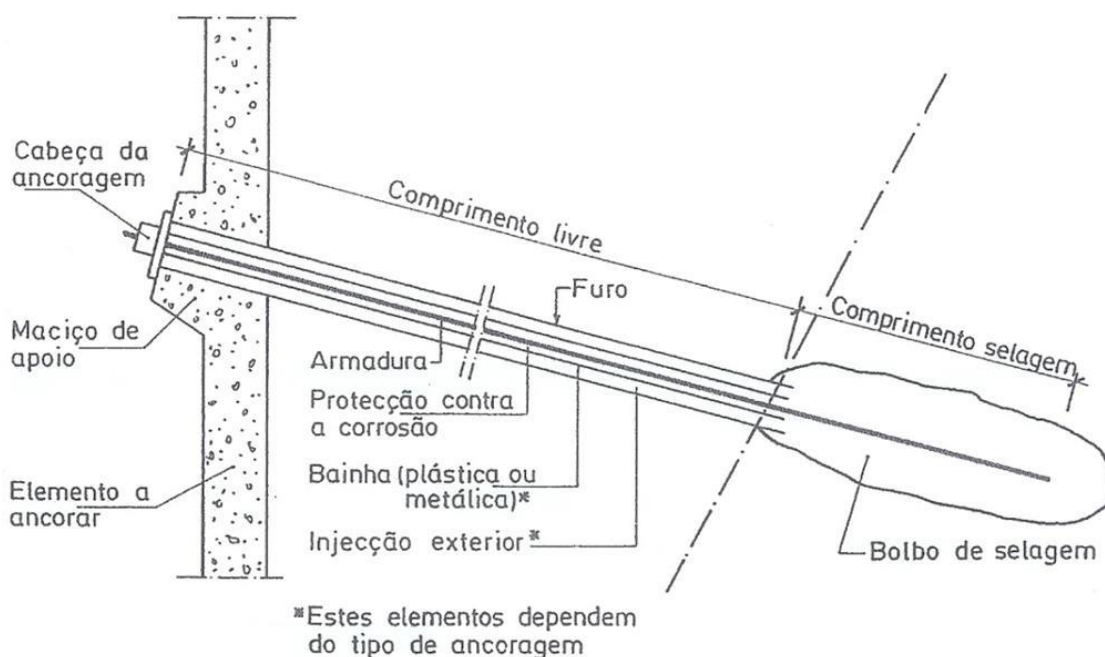


Figura 3.6 - Elementos constituintes típicos de uma ancoragem [19].

A constituição das ancoragens pode diferenciar dependendo da sua duração, das características construtivas e do meio envolvente, nomeadamente no que se refere à proteção utilizada contra a corrosão e aos eventuais fenómenos de fluência.

O fabrico e a construção de ancoragens é um processo complexo e altamente especializado que requer cuidados com a produção e a montagem da armadura, com a realização do furo, com a introdução da ancoragem no interior do furo, entre outras operações tais como: a realização de injeções; a aplicação do pré-esforço; o controlo de qualidade; a monitorização e a inspeção.

A evolução tecnológica de produção e os materiais utilizados têm de ser compatíveis com a otimização das técnicas construtivas. Como por exemplo, as caldas de injeção atuais permitem obter resistências elevadas, poucas horas após terminadas as injeções. Também as técnicas de instrumentação e de monitorização têm sofrido melhorias no que toca a avaliação do comportamento das obras e das ancoragens instrumentadas.

A ancoragem, sendo um elemento integrante da estrutura, contribui para a estabilização global do sistema maciço – estrutura. Assim sendo, geralmente recorre-se a aproximações semi-empíricas para resolver problemas de engenharia relacionados com o comportamento das ancoragens.

Para simplificar as complexidades, atenuar as diferenças e desenvolver uma aproximação unificada de dimensionamento, são usadas uma variedade abundante de regras, de linhas de orientação e de referência. No entanto, continuam a persistir diversas incertezas nas soluções a apropriar, podendo se afirmar que as ancoragens, tal como as obras subterrâneas, são consideradas mais uma obra de arte do que uma ciência. [9]

Bolbo de selagem

O bolbo de selagem ou comprimento fixo da ancoragem, é geralmente materializado com calda cimentícia injetada, como ilustrado na Figura (3.6). A calda para além de ser preponderante para a transferência de carga, tem também um papel de proteção contra a corrosão da armadura de aço.

A Figura (3.7) apresenta três esquemas tipo das secções transversais da selagem para o caso de ancoragens provisórias, sem proteção adicional como demonstra o esquema a), e ancoragens definitivas, com proteção adicional, representadas pelos esquemas b1) e b2).

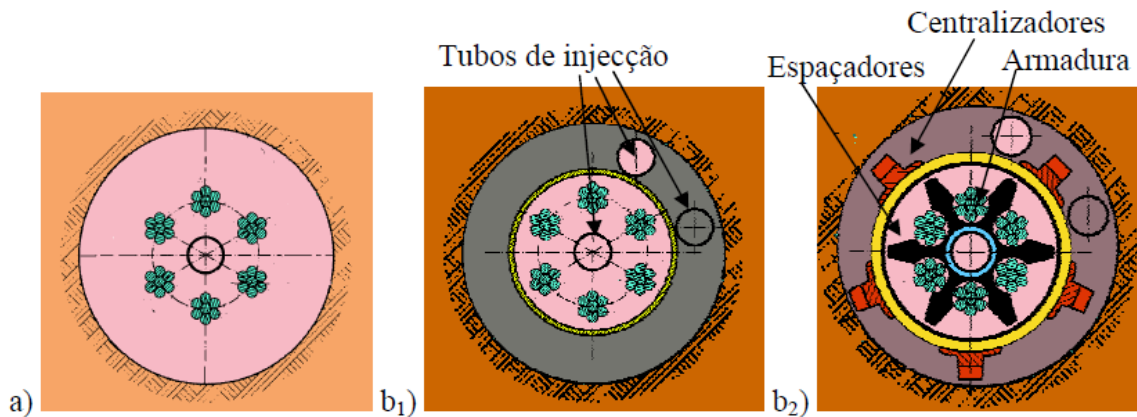


Figura 3.7 - Secção transversal tipo do bolbo de selagem de uma: a) ancoragem provisória; b) ancoragem definitiva: b1) secção simples; b2) secção com centralizadores e espaçadores; [9].

Relativamente à ancoragem provisória, a carga transfere-se da armadura para a calda e da calda para a interface calda-macício. No entanto, no caso da ancoragem definitiva, a carga transfere-se da armadura para a calda, da calda para a bainha, da bainha para a calda que se encontra compreendida entre a bainha e o maciço e, por fim, desta última calda para a interface calda-macício.

Atualmente a selagem da ancoragem é realizada com injeções únicas ou múltiplas. Em conformidade com estas práticas, caso a calda se injete por gravidade, isto é, sem pressão, pode ocorrer uma de duas situações:

- O peso da armadura pode provocar o contacto desta com o maciço, mesmo com a utilização de centralizadores e espaçadores.
- A resistência ao arranque da ancoragem mobiliza-se ao longo da superfície de contacto da calda, que constitui a selagem, com o maciço. Este é o cenário pretendido.

É importante ter em conta os riscos de corrosão provocados pela fissuração da calda pelo facto de esta acompanhar a deformação do aço.

As injeções multifaseadas resultam num novo posicionamento do corpo da ancoragem no interior do furo. Neste contexto, a calda existente é rompida pela injeção de nova calda, fluindo e alojando entre a ancoragem e o maciço rochoso envolvente.

Comprimento livre da ancoragem

O comprimento livre da ancoragem, ou comprimento livre da armadura, corresponde ao troço de armadura de pré-esforço entre a secção de início da selagem e a cabeça da ancoragem, como foi ilustrado na Figura (3.6). O comprimento livre encontra-se isolado do maciço envolvente para se

deformar elasticamente, sem obstáculos, durante a aplicação do pré-esforço e transferir para a estrutura a carga proveniente da resistência da selagem.

Cabeça da ancoragem

A carga a aplicar à armadura da ancoragem é transmitida pela cabeça da ancoragem. Esta é constituída por uma cabeça de carga, na qual a armadura é fixada a um suporte através de uma blocagem mecânica simples, e por um prato de distribuição, pelo qual a força aplicada à armadura é transmitida para a estrutura. [9]

A cabeça de ancoragem deve permitir a aplicação das cargas, nomeadamente, das cargas de ensaio e de blocagem, bem como permitir operações de desblocagem e reblocagem caso o projeto o defina. Deve permitir que se atinja a tração característica da armadura até 100% do seu valor (EN1537, 2013).

De acordo a EN1537 (2013), a cabeça de ancoragem deve ser projetada para tolerar rotações da armadura de ancoragem em relação à normal da cabeça, num valor máximo de 3% para 97% da tração característica da armadura, e também adaptar-se a deformações que poderão ocorrer durante a vida útil da estrutura. A figura (3.8) ilustra dois exemplos de proteção de cabeças de ancoragens. [8] [18]

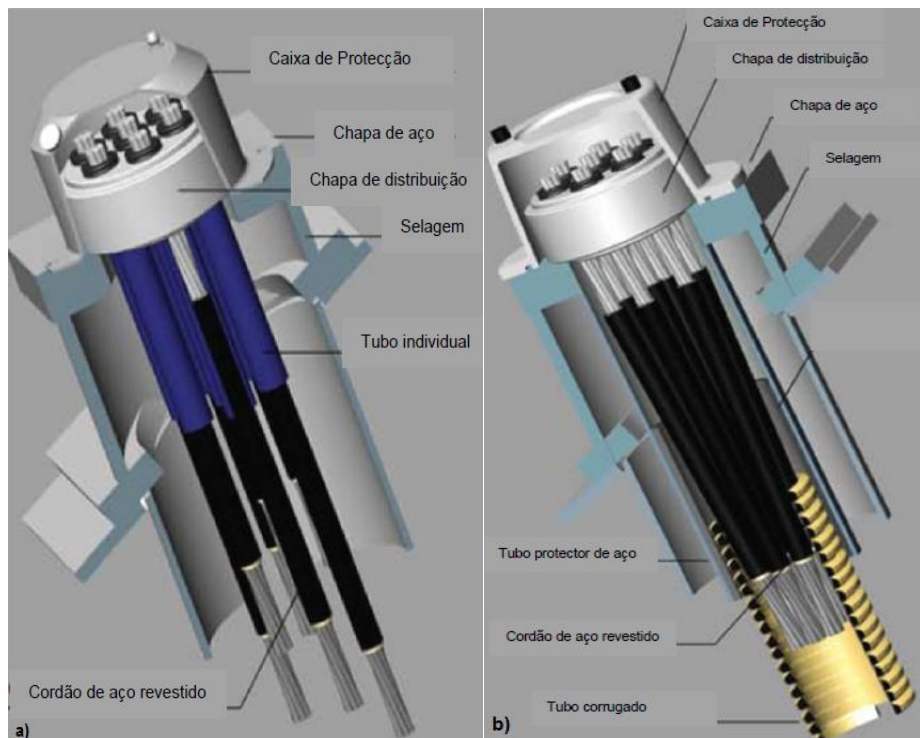


Figura 3.8 - Cabeça de ancoragem para: a) ancoragem provisória (de classe II); b) ancoragem definitiva (de classe I); adaptada de [8].

Centralizadores e espaçadores

Todas as armaduras instaladas devem ser protegidas com um recobrimento mínimo de 10 mm de calda relativamente às paredes dos furos, EN1537 (2013). Para tal são utilizados centralizadores e espaçadores, Figura (3.9). [8] [18]

A introdução correta de centralizadores e espaçadores no comprimento de selagem assegura:

- Centralização da ancoragem no furo do maciço. De forma que a calda na zona selada tenha uma distribuição uniforme e que conduza à devida proteção contra a corrosão;
- Minimização da encurvadura da armadura entre os apoios;
- Escoamento correto da calda, para que esta penetre os vazios existentes entre a armadura e os diversos elementos;
- Transferência de carga eficaz do boldo de selagem para o maciço envolvente;

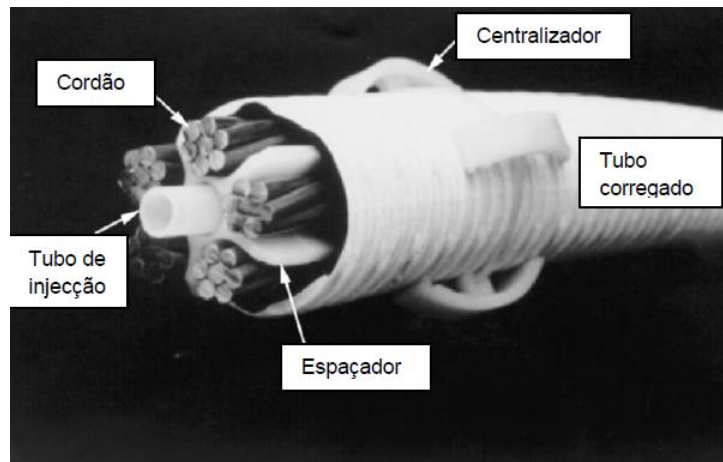


Figura 3.9 - Corte transversal de ancoragem [8].

3.2.3.3. Tipos de ancoragens ativas

Os dois principais tipos de ancoragens no mercado são ilustrados na seguinte figura (3.10) (Hoek, 1998).

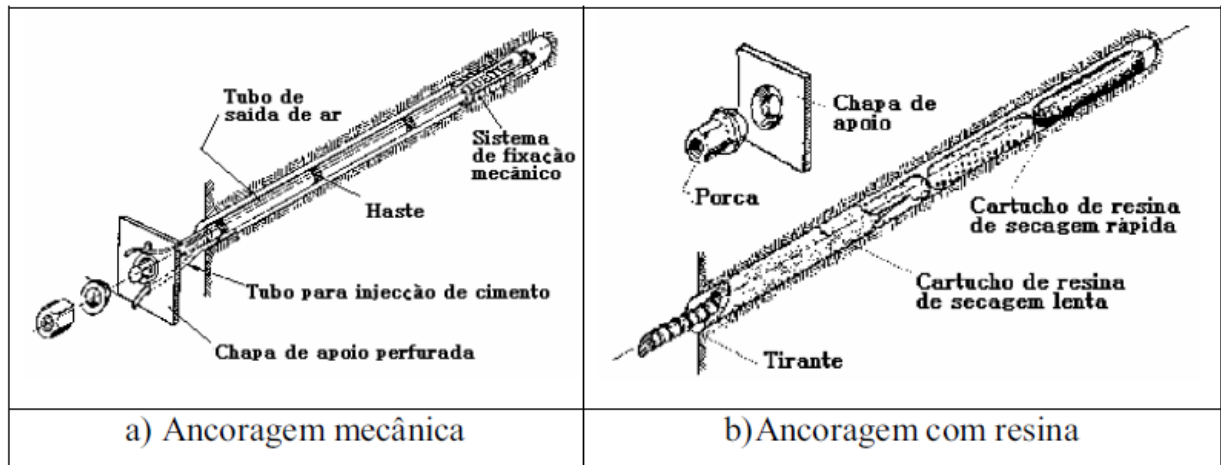


Figura 3.10 - Componentes dos principais tipos de ancoragens disponíveis no mercado (Hoek et al, 1998) [10].

Nas ancoragens mecânicas, a fixação às paredes do furo é promovida por uma cunha mecânica. Nas ancoragens com resina, a fixação do elemento de ancoragem às paredes do furo é realizada por meio de resina.

Para ancoragens que garantem a estabilidade da obra a longo prazo, recorre-se à betonagem entre o furo e a haste da ancoragem, de forma a prevenir fenómenos de corrosão provocados pela água existente no maciço rochoso. Nestas betonagens são utilizadas caldas de presa rápida. Para fazer face a este problema, pode também recorrer-se à utilização de resinas. Para ancoragens cuja sua função é de curta duração ou quando são aplicadas em terrenos não propícios ao fenómeno de corrosão, não existe a necessidade de selar as ancoragens (Guerreiro, 2000). [10]

3.2.4. TIPOS DE ANCORAGENS DE ACORDO COM A FORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A capacidade resistente ao arrancamento das ancoragens construídas com caldas de cimento, para determinadas condições e características do terreno, depende largamente da geometria, da configuração e da dimensão do bolbo de selagem. Este mecanismo de transferência de carga do bolbo de selagem para o terreno envolvente, permite classificar as ancoragens em quatro tipos principais, em função da forma de transferência de carga, Figura (3.11). A seleção do tipo a adotar parte, frequentemente, de elementos de reconhecimento geotécnico das zonas onde se pretende construir.

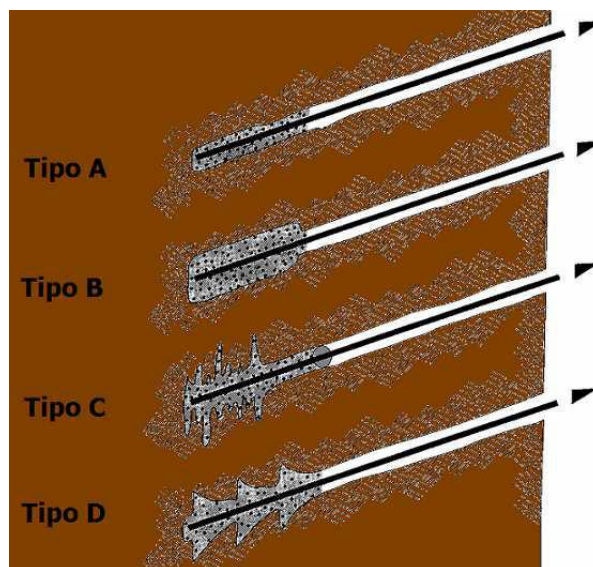


Figura 3.11 - Quatro tipos de bolbos de selagem de ancoragens injetadas com calda (FHWA-IF-99-015,1999) [9].

Tipo A – Secção uniforme, injeção por gravidade

Nas ancoragens do tipo A, a calda é injetada ao longo dum eixo reto por gravidade através dum furo cilíndrico de diâmetro uniforme. É geralmente realizado com broca de rotação ou com trado. Consoante as exigências de estabilidade, o furo poderá ou não ser revestido. Este tipo de ancoragens é utilizado frequentemente em maciços rochosos e em solos argilosos duros a muito duros.

Tipo B – Secção cilíndrica, injeções sob pressão

No tipo B, a calda é injetada sob pressões baixas, da ordem de 0,35MPa. Segundo a Norma Britânica (BS8081, 1989), as pressões são inferiores a 1MPa e normalmente inferiores à tensão total de confinamento do terreno.

A injeção das caldas sob pressão, gera um alargamento cilíndrico do furo, penetrando-se a calda através dos poros e fraturas naturais. O furo é geralmente realizado com trado rotativo e é encamisado. A camisa é retirada à medida que se injeta calda sob pressão até ao preenchimento total do bolbo de

selagem. Desta forma o diâmetro efetivo do bolbo de selagem aumenta, perturbando minimamente os materiais do terreno envolvente e conseqüentemente a superfície de resistência máxima desloca-se para o maior diâmetro do bolbo de selagem.

No tipo B é frequente aplicar pressões durante as injeções secundárias, após a presa das caldas primárias, com ajuda de tubos de manchetes ou de tubos miniatura para injeção, incorporados na selagem.

Tipo C – Multi-injetadas

Quanto às ancoragens do tipo C, a calda é injetada sob pressões altas, acima de 2MPa. Neste caso as partículas cimentícias penetram as irregularidades do terreno gerando um alargamento da secção do bolbo e provocando rotura hidráulica localizada do terreno. Assim resulta uma secção do bolbo de selagem com geometria irregular, com aspeto de raiz.

Cada injeção deve ter um intervalo de dois dias. O bolbo de selagem é realizado com instalação dum tubo na ancoragem, que dispõe de válvulas na zona de selagem. As válvulas permitem injeções adicionais com pressões elevadas e estas últimas por sua vez fraturam as caldas anteriores permitindo o alargamento do bolbo.

No tipo C, existem dois tipos de ancoragens: um com obturador para isolar as válvulas e outro sem obturador, caso em que a calda é injetada sem controlo sobre a válvula aberta.

Este tipo de ancoragens é adequado para solos arenosos mas também para solos argilosos duros (Littlejohn, 1980).

Tipo D - Secções alargadas

O tipo D caracteriza-se por um furo que tem um tubo calha, como o tipo A, mas com secções alargadas com aspeto de sinos ao longo do bolbo de selagem. Estas ancoragens são utilizadas em solos argilosos duros a muito duros. Embora de escassa aplicação, podem ser construídas em solos arenosos quando aplicada uma estabilização na secção alargada, com ajuda de caldas cimentícias ou produtos químicos no terreno envolvente. Os alargamentos da secção podem atingir quatro vezes a largura da secção do furo.

A resistência ao arrancamento é inicialmente conferida pela resistência lateral ao corte e posteriormente aumenta com a mobilização da resistência de ponta. Tal se sucede em ancoragens com bolbos com um único alargamento ou alargamentos muito espaçados. [9]

3.3. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS COM ANCORAGENS

A prática de ancoragens como solução estrutural exige reconhecimento prévio do local. Devem ser analisados diversos fatores, como a natureza e a resistência dos terrenos, de forma a obter uma descrição geotécnica detalhada do maciço em projeto. Este reconhecimento é obtido através de ensaios prévios, que possibilitam estudar a qualidade dos solos. No caso de solos compressíveis e moles, estes não possuem características adequadas para aplicação de ancoragens, onde, frequentemente a carga de serviço máxima da ancoragem se limita a 300kN. No entanto em maciços rochosos a capacidade de carga espectável é muito superior a esse limite. Neste contexto as ancoragens nem sempre são praticáveis, quer a nível da segurança quer a nível económico.

Constantemente a engenharia é confrontada com problemas associados a solos por vezes considerados insuperáveis, no qual durante a construção das ancoragens verificam-se dificuldades que tornam a solução estrutural inadequada. Verificam-se em alguns casos condicionantes como: tensões de

confinamento reduzidas; fenómenos de fluência; aparecimento de blocos *erráticos* em maciços não rochosos.

Em conformidade com o exposto, é fundamental um conhecimento da zona da obra de modo a otimizar a eficiência do dimensionamento, do projeto e do potencial oferecido pelo sistema de ancoragens a construir.

3.3.1.VANTAGENS DE ESTRUTURAS COM ANCORAGENS

- Reduzem os volumes de escavação;
- Reduzem o volume de betão a usar na obra (por exemplo nas fundações, cavernas, tuneis);
- Reduzem as obstruções originadas pela construção na zona da obra;
- Integram-se na obra como sistema de suporte definitivo;
- Melhoram a segurança pública durante a construção.

A Figura (3.12) ilustra alguns exemplos de aplicações de ancoragens em meio urbano.

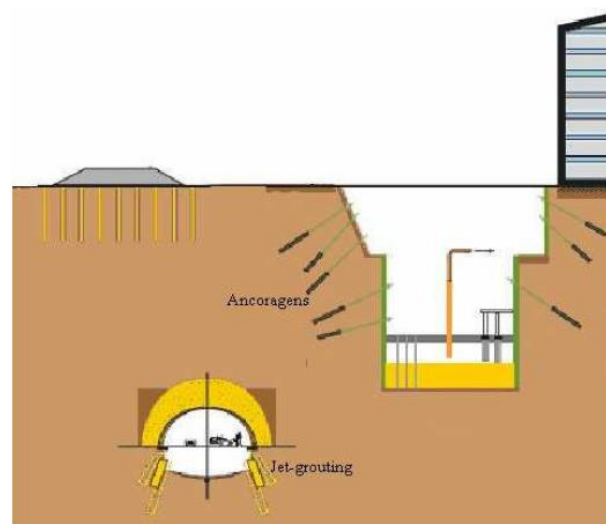


Figura 3.12 - Exemplo de diversas aplicações de ancoragens em meio urbano [9]

3.3.2.DESVANTAGENS DE ESTRUTURAS COM ANCORAGENS

- Exigem acompanhamento da evolução do comportamento da obra durante a sua vida útil;
- Impõem limitações no desenvolvimento da zona onde se encontra a selagem;
- Limitam a utilização de ancoragens em solos de baixa resistência.

3.3.3.ALGUMAS APLICAÇÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

- Cavidades em maciços rochosos

Em galerias de pequenas dimensões, como minas e túneis, recorre-se a ancoragens para estabilização de blocos, evitando a sua queda a partir do teto e (ou) dos hasteais, Figura (3.13). Neste tipo de obras as ancoragens podem ser provisórias, isto é, para garantir a segurança temporária até que o revestimento definitivo esteja concluído, ou podem constituir o suporte definitivo.

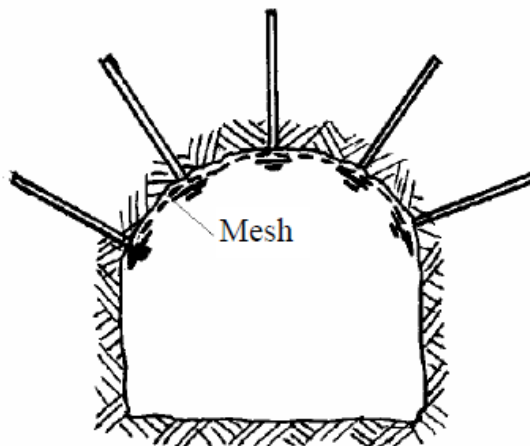


Figura 3.13 - Exemplo de aplicação de ancoragens como suporte do teto de uma caverna [13].

Nas obras subterrâneas as soluções estruturais com ancoragens, na generalidade, são mais adequadas e menos onerosas que as soluções que apenas contemplam revestimentos ou suportes interiores. No entanto, as escavações em maciços rochosos para construir câmaras de grandes dimensões, como túneis ou cavernas, geram alterações consideráveis no estado de tensão inicial do maciço envolvente, com as correspondentes deformações, e até das propriedades do maciço. Estas alterações podem originar problemas de estabilidade, que no pior cenário podem resultar em colapso. Nestas circunstâncias, a aplicação de trações nas ancoragens pré-esforçadas gera no maciço rochoso, na zona envolvente da abertura subterrânea, uma capacidade de resposta do tipo autoportante reduzindo-se o risco de deslocamentos do maciço na superfície do terreno. Neste contexto, a estabilidade dos maciços rochosos em que se constroem ancoragens pré-esforçadas distingue-se da estabilidade das restantes soluções uma vez que o pré-esforço favorece o efeito de arco no interior do maciço, tal como foi referido. No limite, a função natural deste efeito resulta em aberturas autoportantes. Durante a escavação a adaptação do maciço às deformações processa-se de forma contínua, até se estabilizar toda a envolvente.

Nas escavações subterrâneas há uma relação de reciprocidade entre a redução da pressão interna e a deformação radial verificada na envolvente da abertura. Por outro lado, à medida que o terreno se deforma as tensões na vizinhança da abertura diminuem. O equilíbrio teórico, entre a resistência do suporte e a reação do terreno, é atingido num ponto ótimo antes de atingir a resistência residual do terreno. Este conceito está implícito, a título exemplificativo, no suporte de estruturas subterrâneas compósitas, como é o caso de ancoragens associadas a betão projetado em rocha. O processo construtivo associado às ancoragens permite realizar reajustes durante a construção, de forma direta, prática e contínua. Para otimizar esta possibilidade é necessário controlar e acompanhar o comportamento do sistema rocha-suporte, nomeadamente com medições durante a evolução dos trabalhos e com a respetiva análise e interpretação geomecânica. [9]

- Ações de derrube

Algumas estruturas apresentam configurações que favorecem a excentricidade das cargas como o exemplo de alguns postes de eletricidade, fundações ou barragens. Este tipo de funcionamento estrutural resulta, frequentemente, em momentos de derrube elevados sobre a estrutura. As ancoragens, nestes casos geralmente são construídas nos maciços de fundação na vertical ou inclinadas, como se apresenta na Figura (3.14) São elementos estruturais que surgem como solução de

reação, isto é, como contrapeso de forma a compensar as ações que os momentos de derrube introduzem. Na maioria das situações deste tipo, persiste a necessidade de recorrer a ancoragens de capacidade de carga elevada. Nestas condições as formações mais adequadas para realizar a selagem são as rochosas.

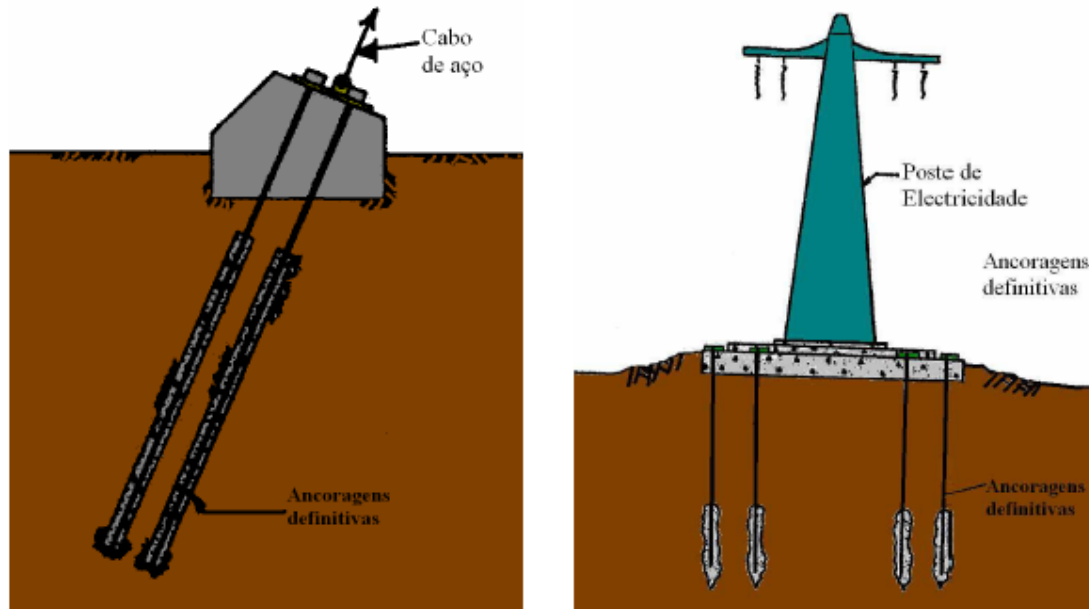


Figura 3.14 - Exemplos de aplicação ancoragens verticais e sub-verticais [9]

Ocasionalmente as barragens solicitam estabilização adicional, para a qual se aplicam ancoragens para atingir o fator de segurança adequado, nomeadamente no referente a situações de cheias e ações sísmicas, Figura (3.1). As ancoragens permitem pois conferir resistência adicional ao derrube, ao escorregamento e às ações sísmicas.

- Proteção e estabilização de taludes

Para a estabilização de taludes, são frequentemente utilizadas ancoragens para resolver este tipo de problemas.

As ações introduzidas pelas ancoragens pré-esforçadas melhoram a estabilidade dos taludes na medida em que aumentam as tensões efetivas de confinamento das formações e conseqüentemente aumentam a resistência ao corte. Da mesma forma permitem melhorar as propriedades e o comportamento das juntas e das fissuras do maciço.

É frequente combinar as ancoragens com outro tipo de estruturas de suporte de forma a introduzir forças suficientemente elevadas para estabilizar massas de terreno localizadas por cima de superfícies instáveis como revel. A Figura (3.15), revela um exemplo deste método construtivo, mais concretamente, uma cortina de estacas ancorada.



Figura 3.15 - Cortina de estacas ancorada em Merceana (LNEC,2000a) [9]

Na construção de vias, nomeadamente em zonas acidentadas e nos casos em que seja necessário realizar grandes escavações, é aplicado um método de suporte, representado na Figura (3.16) (Grivelli, 1969b). Em maciços rochosos que tenham superfícies com discontinuidades e (ou) fraturas, a profundidade de cada fase de escavação, é geralmente da ordem de 1,5 m, construindo-se uma ancoragem por cada secção. Nesta solução, a estrutura apresenta vantagens associadas à possibilidade de poderem ocorrer movimentos de forma independente, de outro modo, quando pré-esforçadas as ancoragens introduzem tensões secundárias e (ou) deformações nas secções adjacentes.

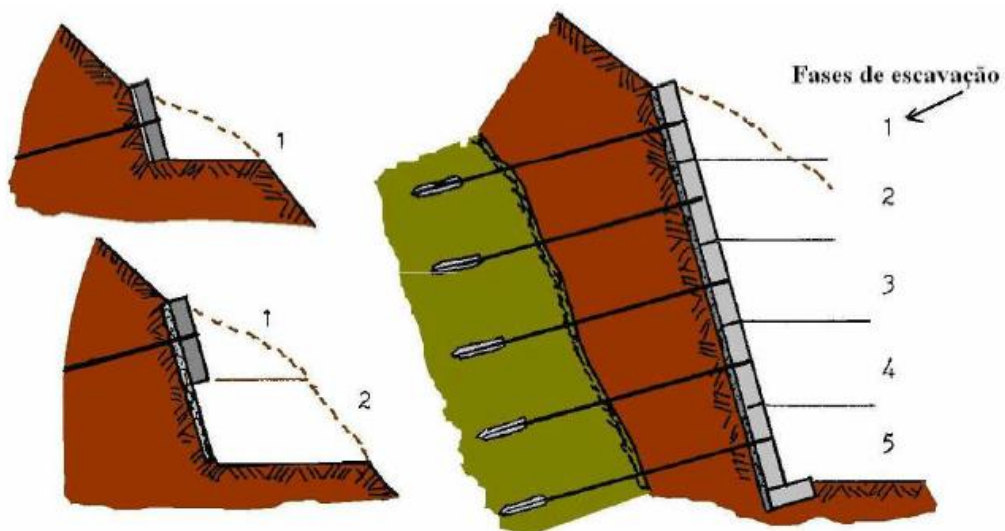


Figura 3.16 – Muro ancorado, com faixas horizontais construídas faseadamente de cima para baixo [9].

3.4.FENÓMENOS DE CORROSÃO NAS ANCORAGENS

As ancoragens utilizadas, quer em solos quer em rocha, são usadas para estabilizar ou transferir cargas em conjunto com outro tipo de estruturas de suporte. A sua capacidade de carga é condicionada pela preservação da integridade da resistência intrínseca de cada um dos seus componentes e pelas reações mobilizadas na cabeça e ao longo da selagem ao terreno.

O facto de estas ancoragens serem aplicadas em terreno, necessitam de proteção contra a corrosão. Os terrenos são caracterizados por meios agressivos que podem gerar danos em qualquer das componentes da ancoragem, podendo conduzir à rotura, tanto das ancoragens como da própria obra de suporte. Desta forma, para minimizar ou anular os problemas da corrosão nas ancoragens, são aplicadas proteções adequadas.

A rotura dos aços por corrosão sob tensões elevadas é complexa. Existem duas estratégias básicas que permitem lidar com este problema de forma segura embora ainda não apresentem rigor máximo: a primeira, consiste em avaliar o nível de corrosividade, analisando os vários tipos de corrosão e considerando as várias condições de ambiente a que o aço poderá ser exposto; a segunda consiste em estudar o projeto com o intuito de assegurar uma proteção adequada e eficaz do aço de pré-esforço.

3.4.1.TIPOS DE CORROSÃO NO AÇO DE PRÉ-ESFORÇO

Segundo o documento emitido pelo *Soil Nail Committee Corrosion* (SNCCI, 2000), o termo corrosão designa-se como a deterioração do metal resultante da reação química ou eletroquímica com o meio envolvente. A corrosão nas ancoragens ocorre pelo processo eletroquímico em o contacto da água, caso esteja presente, com o metal reage com o oxigénio e forma óxidos e (ou) hidróxidos

As causas e os efeitos resultantes da corrosão (FIP,1996a) podem-se agrupar em três tipos principais:

- **corrosão generalizada** – consiste no ataque uniforme generalizado da superfície metálica, reduzindo minimamente a secção transversal, Figura (3.17a). O produto resultante desta corrosão, a ferrugem, nalgumas situações forma um filme contínuo que pode ser facilmente removido, e pode atuar como camada protetora. Esta corrosão, associada a efeitos de corrosão sob tensão ou fragilização por ação do hidrogénio, tem sido a maior causa de rotura documentada sobre ancoragens (FIP,1996a).
- **corrosão localizada** – provoca a formação de cavidades, logo a concentração local de tensões e, conseqüentemente, pode resultar numa rotura frágil: *corrosão por picadas* é umas das formas mais comuns de corrosão localizada, podendo ocorrer na presença de iões agressivos, como os cloretos, Figura (3.17b). A formação de picadas nas secções desprotegidas do aço de pré-esforço, não pode ser reparada nem com limpeza nem com a aplicação de revestimento. De facto a armadura neste estado deve ser rejeitada; corrosão intersticial é outra forma de corrosão localizada, pode originar formação de picadas e rotura frágil, Figura (3.17c). Pode ter origem em defeitos de laminagem ou na zona de contacto do aço com outro corpo; *corrosão sob depósitos* também é outra forma de corrosão localizada e pode originar formação de picadas e rotura frágil. Desenvolve-se com o depósito de materiais, Figura (3.17d).
- **corrosão sob tensão** – resulta da combinação da ação estática das trações no aço e da corrosão localizada, Figura (3.17e). Este fenómeno apresenta-se com o aspeto de fissuras na zona das picadas. Tal facto deve-se porque as tensões provenientes da força de tração concentram-se no elemento de aço à medida que a corrosão sob tensão progride, o que origina fendilhação.

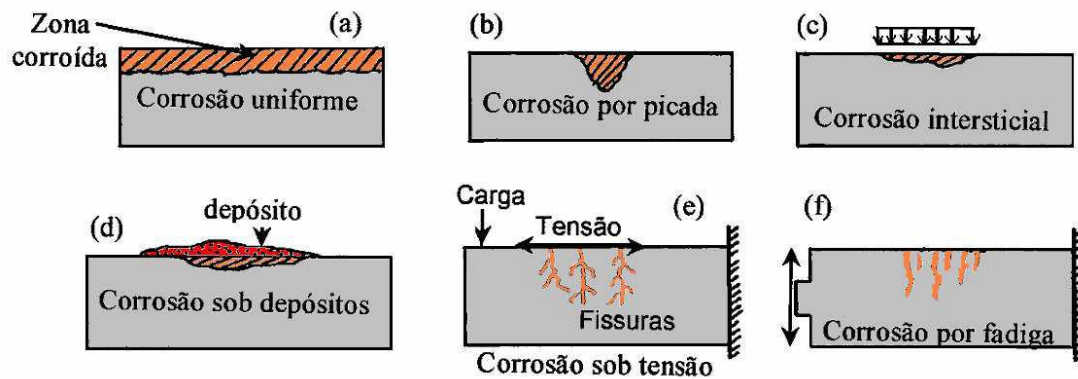


Figura 3.17 - Exemplos de tipo de corrosão no aço de pré-esforço [9].

Existem outras formas comuns de corrosão nos aços de pré-esforço, que apenas são consideradas em casos de cargas especiais ou condições de singularidades do terreno, como as seguintes: *corrosão por fadiga*, Figura (3.17f), que desenvolve-se sob ação da carga cíclica e a corrosão progride até causar a rotura da peça de pré-esforço; *corrosão por atrito*, que surge quando existe contacto entre duas superfícies com movimentos oscilatórios de pequena amplitude, como por exemplo, entre o pré-esforço e a bainha metálica ou entre os fios dos cordões, especialmente nas secções em que há mudança de direção da armadura; *corrosão bacteriana*, que ocorre sob a forma de picadas no aço de pré-esforço desprotegido. O aço é corroído em condições anaeróbicas, na presença de certas bactérias, ao contrário dos tipos anteriores citados que ocorrem na presença de um certo teor em água e em geral na presença de oxigénio. Nas formações abaixo do nível freático deve-se considerar o risco de ataque bacteriano, nomeadamente em terrenos margosos ou argilosos com sulfatos, necessitando as ancoragens de ser encapsuladas. *Corrosão por correntes vagabundas* desenvolve-se sob a forma de picadas no aço de pré-esforço. As correntes circulam no terreno, como resultado da descarga de corrente elétrica contínua a partir de fonte de energia como caminhos-de-ferro, sistemas de transmissão elétrica e de operações de soldadura. Quando a distância das fontes de energia se encontram entre 30 a 60 m das ancoragens, as correntes vagabundas não são intensas o suficiente para gera corrosão (FHWA-SA-96-072,1995). A proteção utilizada contra a corrosão de correntes vagabundas para ancoragens, consiste num material não condutor, como o plástico, para isolar o aço de pré-esforço do terreno. [9]

3.4.2. AGRESSIVIDADE DOS AMBIENTES

Para classificar a agressividade do meio recorre-se a ensaios e a observações de campo. Considera-se que o terreno se classifica como agressivo (PTI,1996; SNCCI,2000) se durante a vida útil da ancoragem se verificar uma, ou mais que uma, das condições que a seguir se referem:

- pH do solo ou da água do terreno inferior a 4,5 , $\text{pH} < 4,5$;
- resistividade do terreno inferior a $2000 \Omega \cdot \text{cm}$;
- presença de sulfuretos;
- ocorrência de correntes vagabundas;
- estruturas de betão armado enterradas, adjacentes ao local da obra, com corrosão;
- existência de condições atmosféricas agressivas.

3.4.3. CLASSES DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO. CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS DE PROTEÇÃO

De acordo com o citado, é necessário realizar ensaios de sistema. Estes ensaios são preconizados pela norma Europeia EN1537 (2013) que recomenda: (a) todos os elementos de aço sujeitos a tensões devem encontrar-se protegidos contra a corrosão durante sua vida útil de projeto; (b) proteger contra a corrosão todas as ancoragens do tipo definitivo; (c) para se garantir a duração de 2 anos de ancoragens provisórias em meios agressivos, também é necessário incluir uma proteção adicional, caso contrário a sua duração poderá ser limitada no tempo.

A mesma norma indica que a armadura das ancoragens definitivas deve também estar provida de: (a) proteção dupla contra a corrosão (Classe I) para caso ocorram danos numa das proteções durante a construção, permaneça intacta a segunda; (b) proteção simples (Classe II) contra a corrosão, devendo neste caso realizar-se, em cada ancoragem; ensaios de medição de resistência elétrica que permitam avaliar se a proteção permanece intacta; (c) proteção contra a corrosão do sistema conferida por um tubo metálico de manchetes para ancoragens; (d) proteção contra a corrosão do sistema conferida por um tubo de plástico corrugado para ancoragens; (e) proteção contra a corrosão do sistema conferida por um tubo de aço para ancoragens a funcionar à compressão (EN1537, 2013).[18]

Nas ancoragens em terreno considera-se três níveis de proteção (Quadro 4.12), que são: proteção de Classe I; proteção de classe II; sem qualquer proteção.

Tabela 3.1 - Classes propostas para proteção das ancoragens em terreno [9].

Tipo de ancoragem	Classe da proteção	
Provisória	Classe I	Com proteção dupla
	Classe II	Com proteção simples Sem proteção
Definitiva	Classe I	Com proteção dupla
	Classe II	Com proteção simples

As consequências da rotura dos sistemas ancorados consideram-se graves quando: as estruturas ancoradas em zonas urbanas têm estruturas na vizinhança do tardo da obra; suportam terrenos na vizinhança de vias-férreas, cujo fecho de uma ou mais vias pode introduzir disfunções no fluxo do tráfego; se trata de estruturas de estabilização de terrenos com história de movimentos ou de colapso no passado. No Quadro 4.13 apresenta-se as exigências de proteção.

Tabela 3.2 - Exigências da proteção contra a corrosão (segundo a PTI, 1996) [9].

Classe	Proteção	Exigências de proteção		
		Cabeça	Comprimento livre (L_{lf})	Comprimento de selagem (L_{lb})
I (armadura encapsulada)	Dupla	- Trompete e - Caixa, se Exposta; ou - Revestimento de betão.	Armadura encapsulada em bainhas individuais, com lubrificantes, betume, também envolvida por uma bainha lisa comum;	Calda a preencher o encapsulamento; ou Selagem com epoxy.
			Armadura encapsulada em bainhas individuais, com lubrificantes e calda a preencher o interior da bainha lisa comum; Usar separador liso sobre a barra protegida com a bainha preenchida com calda .	
II (calda protege a armadura)	Simple		Lubrificante a preencher a bainha; ou ⁽¹⁾ Manga termo-retrátil.	Calda.

⁽¹⁾ De acordo com a norma Brasileira (ABNT NBR 5629, 1996) na Classe II o L_{lf} deve ter o mesmo tipo de proteção que a Classe I, a armadura do L_{lb} deve ter um recobrimento mínimo de 2 cm, o que obriga à colocação de centralizadores.

Nas ancoragens em terrenos agressivos ou com agressividade não determinada deve implementar-se o nível mais exigente de proteção contra a corrosão, para a vida útil estabelecida, que são Classe I e Classe II para as ancoragens definitivas e provisórias, respetivamente. Para classificar a agressividade do terreno realiza-se ensaios e observações de campo.

O nível mínimo de proteção contra a corrosão das ancoragens deve selecionar-se tendo em conta a vida útil da ancoragem e da estrutura ancorada, a agressividade da envolvente (como o terreno), as consequências de rotura do sistema ancorado e os custos associados a um nível elevado de proteção contra a corrosão. A Figura (3.18) apresenta o esquema do diagrama de decisão da classe de proteção a aplicar.[9]

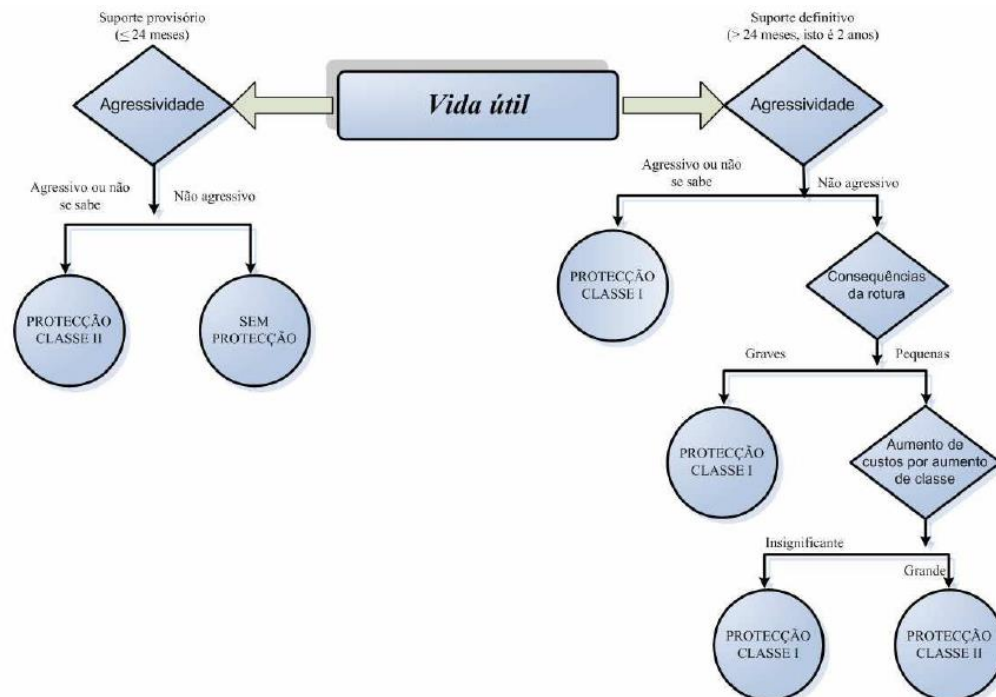


Figura 3.18 – Diagrama de decisão de classe de proteção contra a corrosão (PTI, 1996) [9].

3.4.4.MÉTODOS (SISTEMAS) DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS ANCORAGENS

3.4.4.1. Proteção do comprimento livre

A proteção utilizada no comprimento livre serve para impedir a entrada de água e o seu escoamento ao longo do eixo da bainha. Para tal é necessário que a instalação da proteção seja realizada de forma adequada, isto é, que não haja formação de vazios.

Geralmente, a proteção do comprimento livre, obtém-se com aplicação prévia na armadura de um produto anticorrosivo flexível e de, pelo menos, um tubo de revestimento ou com a combinação de ambos, dependendo da classe de proteção.

Nas ancoragens de cordões com proteção Classe I utiliza-se uma bainha lisa para encapsular toda a armadura. Cada cordão é envolvido com bainhas individuais preenchidas com massas anticorrosivas, envolvendo assim os cordões, Figura (3.19).

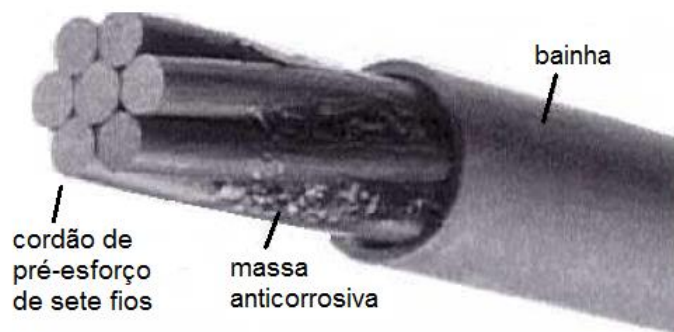


Figura 3.19- Exemplo de proteção de um cordão de aço de pré-esforço, com bainha e produto anticorrosivo; adaptada de [9].

A Figura (3.20) revela o comprimento livre de uma ancoragem de barras com proteção Classe I. O comprimento livre não deve ser comprometido pela instalação de acopladores. A sua proteção, que deve ser compatível com a proteção aplicada à armadura, pode ser constituída por produtos impermeáveis, como a fita adesiva impregnada de ceras ou com tubo plástico liso.

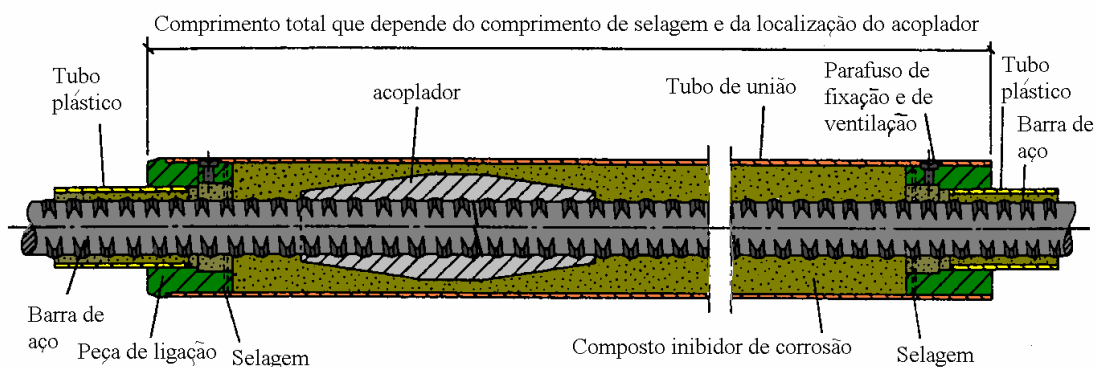


Figura 3.20 – Corte longitudinal do comprimento livre de uma ancoragem de uma junta de ligação de barras [9]

Outros materiais aplicados na proteção do comprimento livre das ancoragens:

- Materiais injetados: fluidos solidificantes ou suspensões fluidas, fluidos viscoelásticos, líquidos e geles para controlar o pH;
- Massas inibidoras da corrosão (anticorrosivas): gel de petróleo utilizado por exemplo nos reatores nucleares e na marinha.
- Revestimentos para a armadura: revestimento metálico anódico, betuminosos e pinturas metálicas, fitas, bainhas plásticas, bainhas metálicas e nas junções das bainhas e selagens utilizam-se O-rings, vedantes ou mangas termo-retráteis.

3.4.4.2. Proteção do comprimento de selagem

O comprimento de selagem requer a mesma classe de proteção que o comprimento livre. Os elementos de proteção utilizados devem possuir características de resistência e deformabilidade adequadas, de acordo com o comportamento estrutural, de forma a transferir para o terreno as tensões elevadas que

se desenvolvem na armadura. O material normalmente aplicado é a calda cimentícia. Outros materiais aplicados mas mais onerosos são o caso da resina epoxídica e epoxy.

3.4.4.3 Proteção da cabeça da ancoragem

A parte da ancoragem mais propícia a originar fenómenos de corrosão é a interface do furo com a cabeça de ancoragem. A zona da cabeça é vulnerável por diversas razões, entre as quais as seguintes: (a) sujeita a movimentos de ajuste nessa zona; (b) fugas que emergem nesta zona; (c) diferenças entre tensões mecânicas e elétricas podem gerar pares elétricos com a selagem; (d) é uma zona mais exposta às variações atmosféricas; (e) sujeita ao ataque de agentes nocivos.

De acordo com o citado, a proteção é realizada com medidas de proteção distintas na zona à frente da chapa de distribuição, zona exterior, e na zona tardoz da mesma, zona interior. A proteção interna é garantida pela sobreposição efetiva da proteção do comprimento livre, para proteger o troço da armadura exposto por detrás da chapa de distribuição e para isolar a armadura que passa através da chapa. Geralmente para criar uma proteção interna utiliza-se uma trompette preenchida na extremidade com um selante anelar a envolver a proteção do comprimento livre, Figura (3.21)

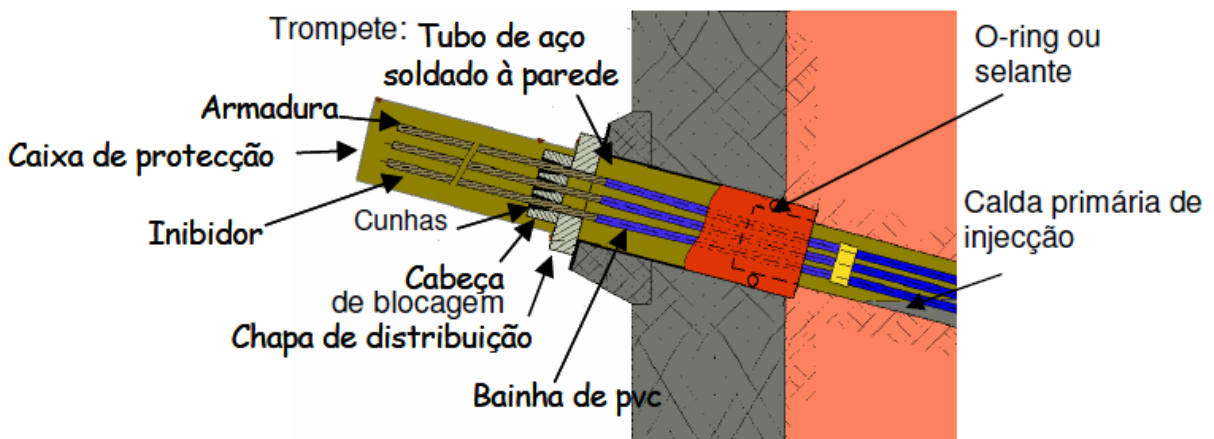


Figura 3.21 - Exemplo de uma cabeça de ancoragem de cordões e proteção respectiva [9].

Quanto à proteção externa, depende do equipamento de pré-esforço e do método de blocagem. Caso se contemple a reaplicação de pré-esforço, é necessário que as componentes da caixa sejam removíveis (EN1537,2013) para permitir o acesso adequado à armadura. Neste caso os materiais mais utilizados são substâncias anticorrosivas lubrificantes colocadas dentro de bainhas plásticas ou metálicas. Caso não se preveja reaplicação de pré-esforço, não é necessário haver ligação mecânica entre a caixa e a chapa de distribuição, podendo utilizar-se resinas ou outros selantes endurecedores. Assim sendo, a caixa pode ser não removível, podendo a parte exterior da cabeça revestir-se com betão, Figura (3.22)

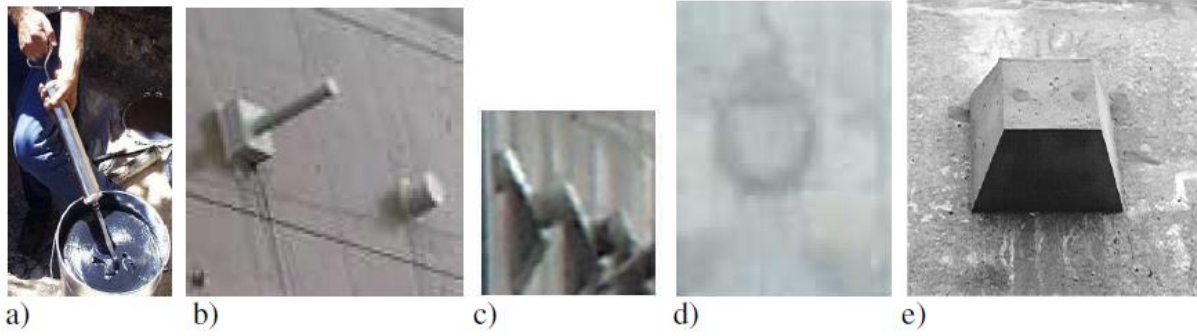


Figura 3.22 - Exemplo de alguns tipos de proteção exterior de cabeças de ancoragens e aplicação de material anticorrosivo: a) produto inibidor da corrosão; b) e c) proteção com caixas metálicas; d) e e) proteção com betão [9].

4

CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

O projeto de reforço de potência de Salamonde - Salamonde II consiste na construção de uma central hidroelétrica subterrânea de grandes dimensões. Após avaliados todos os aspetos inerentes à definição da melhor solução a executar, optou por adotar-se uma solução baseada em vigas ancoradas ao maciço rochoso, como suporte da ponte rolante a instalar.

O objetivo deste capítulo será compreender e analisar a viabilidade deste método construtivo como medida que permite encurtar o prazo da entrada em serviço do equipamento que vai movimentar grandes cargas.

Para tal compreensão, apresenta-se algumas considerações relativas ao tipo de conceção referido e a uma apresentação da obra em estudo numa vertente geométrica e de conceção da caverna.

4.2. APRESENTAÇÃO DO PROJETO DA CENTRAL HIDROELÉTRICA DE SALAMONDE II

O aproveitamento hidroelétrico de Salamonde II consiste no reforço de potência do atual aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Localiza-se na envolvente do Parque da Serra do Gerês, no concelho de Vieira do Minho, junto à povoação de Salamonde. A Figura (4.1) representa o traçado deste circuito hidráulico com 2,2Km de comprimento, integralmente subterrâneo e circunda a antiga central, na margem esquerda do rio Cávado, incluindo uma nova central subterrânea em caverna, com cerca de 165m de recobrimento no maciço granítico do Gerês. [14]

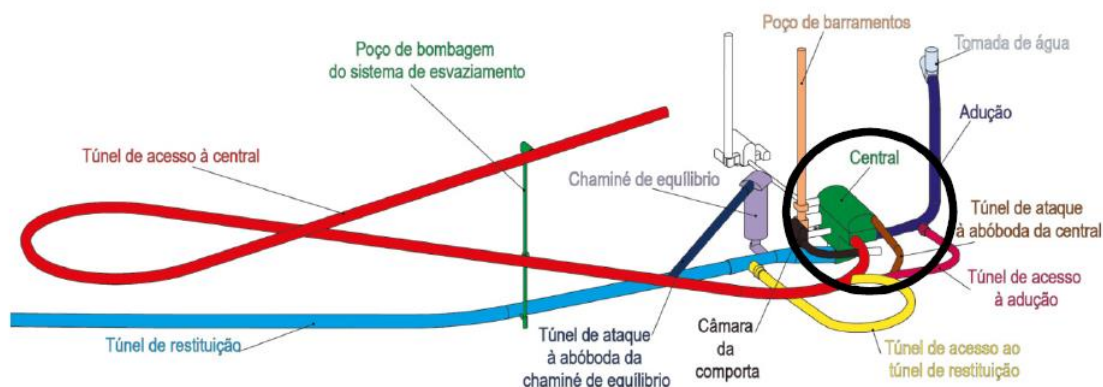


Figura 4.1 - Esquema representativo do Reforço de Potencia do Aproveitamento de Salamonde (Salamonde II) [14].

A central subterrânea localiza-se na zona de montante do circuito hidráulico (em turbinamento). A caverna tem 66 m de comprimento, 27 m de largura (Figura 4.2), uma altura variável entre 27,5 m, na zona sul (átrio de montagem) e 44,7 m na zona norte onde se localiza o grupo gerador (Figura 4.3).

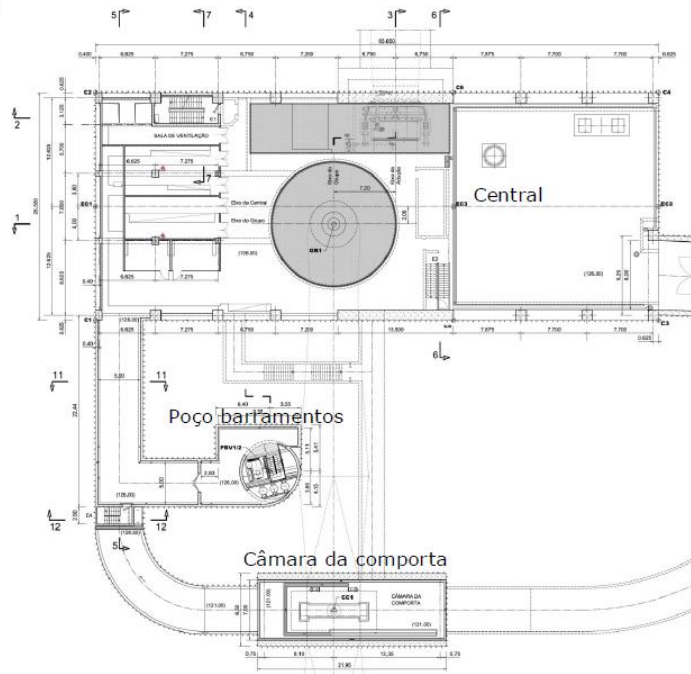


Figura 4.2 - Planta da caverna subterrânea da central hidroelétrica [14].

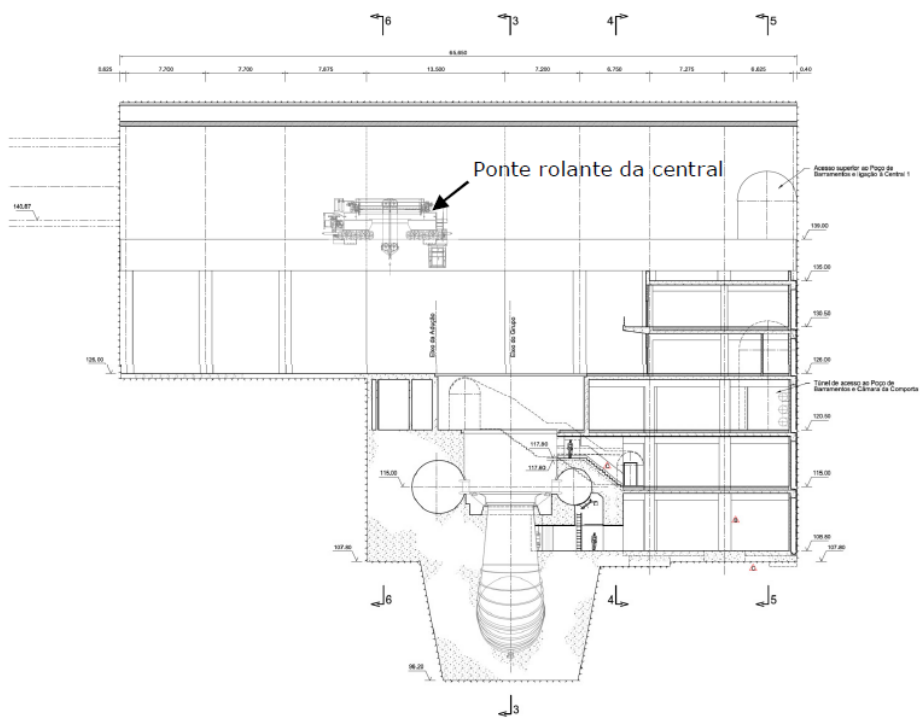


Figura 4.3 - Corte Longitudinal da central hidroelétrica pelo eixo do grupo [14]

A Figura (4.4) representa o corte transversal pelo eixo do grupo da caverna. A central tem uma abóbada, com geratriz superior 27,5 m acima do piso principal à cota (126,00) e paredes verticais.

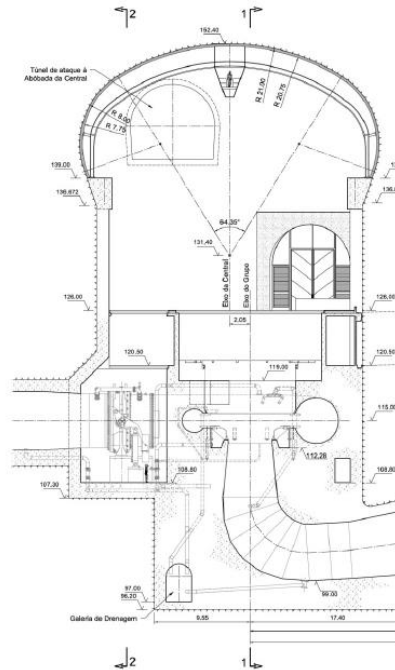
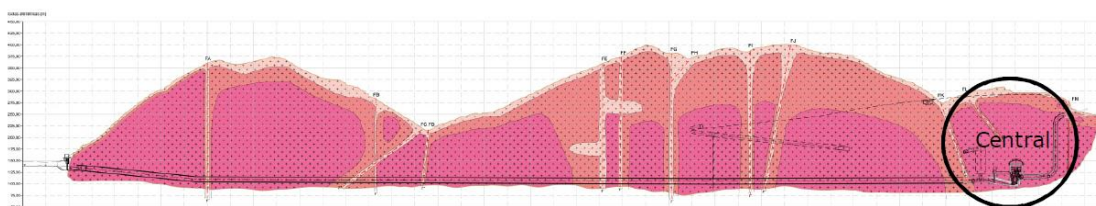


Figura 4.4 - Corte Transversal da central Hidroelétrica pelo eixo do grupo [14].

4.3. GEOLOGIA E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

A campanha de prospeção geotécnica realizada, detalhada em Pistone et al (2010), permitiu estabelecer um modelo geotécnico de base (Figura 4.5). Foi estimado para a zona da central, até cerca de 30 m de profundidade, a existência de um maciço muito a medianamente alterado (W4 a W3) e com fraturas muito próximas a medianamente afastadas (F4-5 a F3) enquadrado na zona geológica-geotécnica ZG3 deste projeto. Para profundidades superiores a 30 m, onde no maciço onde se localiza a central, previu-se uma melhoria das características do maciço rochoso, sendo este maciço pouco alterado a são (W2 a W1-2), com fraturas afastadas a muito afastadas (F2 a F1-2), considerado como ZG2/ZG1. [14]



Zonamento Geotécnico

ZONA	W	F	RQD (%)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	Σ (kN/m ²)	RMR	GSI
ZG1	≤ W2	≤ F2	> 70	100	27	> 70	70 - 85
ZG2	W2 a W3	F2 a F3 (**)	> 20	80	25	50 - 70	50 - 70
ZG3	W3 a W4	F3 a F4 (***)	> 20	45	25	30 - 50	30 - 50
ZG4	W4 a W5 (*)	F4 a F5	< 20	0,5	24	< 30	< 30

(*) Pontualmente W3
 (**) Pontualmente F4
 (***) Pontualmente F4-5

Figura 4.5 - Perfil longitudinal geológico-geotécnico resultante do circuito hidráulico do aproveitamento hidroelétrico [14]

Em relação à caracterização hidráulica, tendo por base os resultados dos ensaios de *Lugeon*, considerou-se o maciço rochoso como bastante impermeável e que a água circulava essencialmente pelas descontinuidades.

Para a fase da escavação da caverna da central hidroelétrica, foram realizados dois estudos: estudo de equilíbrio de blocos que podem destacar da abóbada e hasteais; estudo tenso-deformacional do maciço envolvente da central com identificação de zonas de plastificação e avaliação das condições de equilíbrio global.

A caverna da central enquadra-se num maciço rochoso de boa qualidade com RQD médio superior a 70% e com valor de RMR (Bienawski, 1989), de referência para o projeto da caverna, de 70. O conjunto de parâmetros geomecânicos característicos do maciço alvo das escavações foi atribuído de acordo com a estimativa do parâmetro GSI em conjunto com os valores da resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_{ci} , considerando o modelo elastoplástico com critério de cedência *Hoek-Brown* para o material. Os parâmetros equivalentes do critério de cedência Mohr - Coulomb foram obtidos dos anteriores para profundidades de 100 m (ZG2) a 150 m (ZG1).

As Tabelas 4.1 e 4.2 resumem os parâmetros de cálculo para o maciço rochoso e descontinuidades.

Tabela 4.1 - -- Parâmetros de cálculo adotados para o maciço rochoso interessado pelas escavações da central [14].

Zona geotécnica	σ_{ci} (MPa)	E_m (GPa)	Geo Strength Index <i>GSI</i>	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown		
				c (kPa)	ϕ (°)	m_i	m_b	s
ZG1	100	30	70-85	1500	55	34	12	0,05
ZG2	60	10	50-70	800	50	32	6,5	0,01

Tabela 4.2 - Parâmetros de cálculo para as descontinuidades do maciço rochoso interessado pelas escavações da central [14]

Ângulo de atrito nas descontinuidades: ϕ (°)	25
Coesão: c_a (kPa)	10

4.4. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS

Os trabalhos de escavação da Central tiveram início a Fevereiro 2012 tendo terminado em Março 2013. A escavação foi realizada de forma faseada, por patamares de escavação. Como as condições geológico-geotécnicas são determinantes neste tipo de escavações, foi feito um acompanhamento de modo a detetar a ocorrência de situações desfavoráveis e, sempre que ocorreram foram avaliadas, bem como os suportes foram adequados.

Os desmontes foram realizados em bancadas ou em galeria, em várias fases, de forma assegurar a estabilidade do maciço. [15]

As escavações foram realizadas com recurso a explosivos. Um aspeto relevante relacionado com este projeto e com os métodos construtivos adotados para as escavações, corresponde às restrições impostas em termos de limitação das vibrações ocasionadas pelos explosivos. As distâncias entre as

escavações realizadas e a barragem, a central subterrânea de Salomonde (em funcionamento) e as restantes estruturas e equipamentos mecânicos e elétricos, constituíram o principal condicionamento para o dimensionamento e faseamento dos planos de fogo, cuja implementação foi acompanhada através do controlo das velocidades de vibração.

Para minorar os efeitos decorrentes do uso de explosivos nas escavações de contorno final das estruturas da central foram utilizadas as técnicas de pré-corte e *smooth-blasting*, consoante a escavação se realizou em bancada ou em galeria. [14]

4.4.1. USO DE PREGAGENS E BETÃO PROJETADO – FASES E SEQUÊNCIAS DE EXECUÇÃO

A escavação da caverna da central foi faseada tendo genericamente seguido a sequência indicada na Figura (4.6). O ataque foi feito a partir do Túnel de Ataque à Abóbada da Central (TAAC), à cota 144, iniciado pela galeria longitudinal da abóbada, indicada com número 1 na Figura (4.7), no seguimento do local onde foram colocados os extensómetros previstos para o sistema de observação. A escavação desenvolveu-se para o lado oposto, indicada na mesma figura com o número 2, através da escavação de galerias longitudinais, o que permitiu não só iniciar mais frentes de trabalho ao criar mais acessos, como também criar áreas de trabalho o que possibilitou dar início aos trabalhos de instalação dos extensómetros. [14] [15]

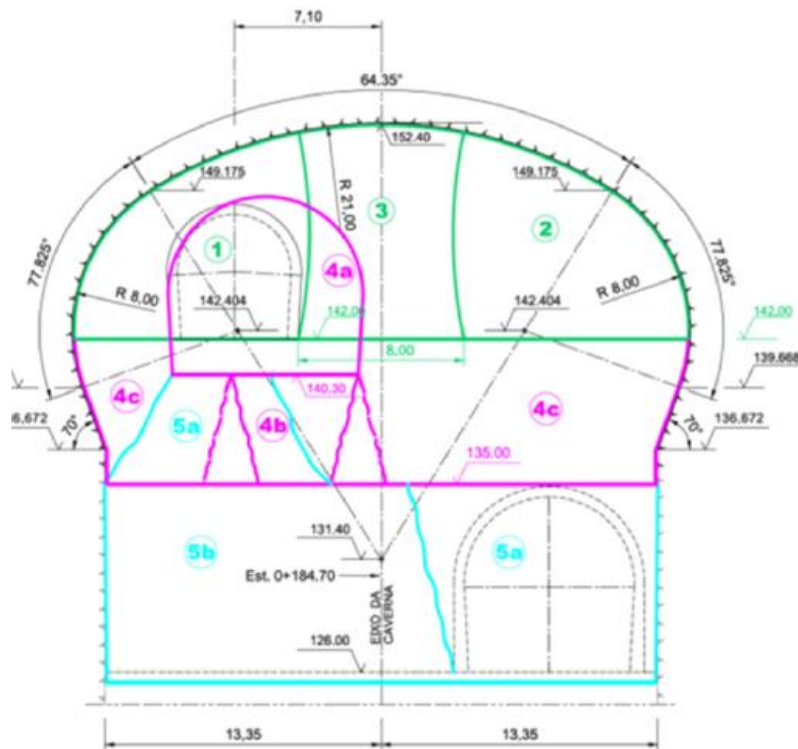


Figura 4.6 - Definição da abóbada tipo, esquema tipo da escavação; adaptada de [14].

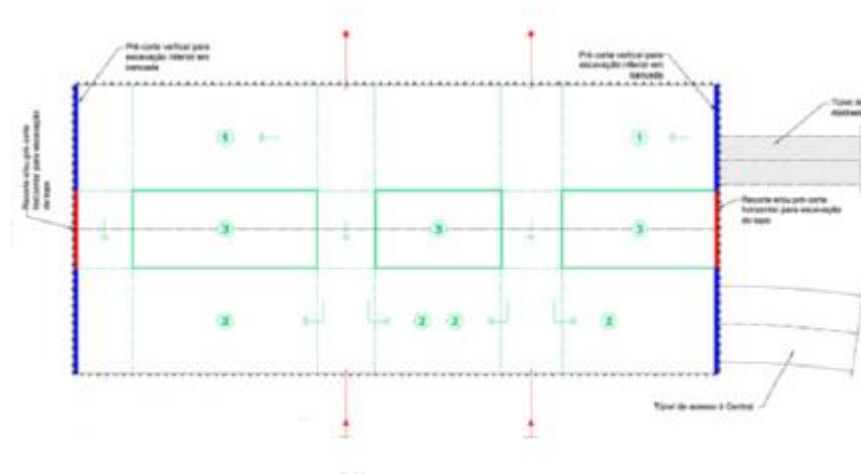


Figura 4.7 - Esquema tipo da escavação da abóbada (planta à cota 142.00); adaptada de [14].

Este procedimento desenvolveu-se, entre as cotas 152,40 e 142,00, até ficarem na zona central três pilares como indicado na Figura (4.8).

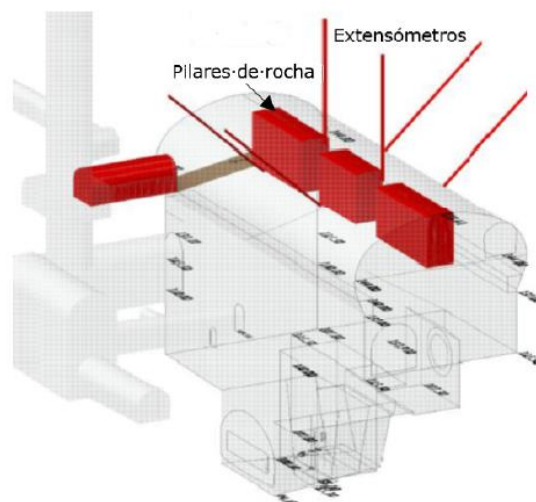


Figura 4.8 - Faseamento construtivo da abóbada; adaptada de [14].

Os pilares foram depois desmontados gradualmente, ao mesmo tempo que foram sendo realizadas as contenções e efetuadas as medições dos deslocamentos através da leitura dos aparelhos instalados (extensómetros) e da medição de convergências. Ainda nesta fase iniciou-se a furação vertical ($\varnothing 76$ mm) para as cotas abaixo de 142,00. O escombro resultante destas escavações foi carregado para o exterior por dumpers, através do TAAC.

Posteriormente foi executado a galeria de acesso superior ao Poço de Barramentos e Ventilação (PBV). Para tal foi necessário rebaixar a soleira a partir da cota 142 até à 140, sendo deixada uma rampa temporária, Figura (4.9), que permitiu o acesso e a retirada do escombro do túnel. As contenções previstas foram aplicadas, acompanhando o desenvolvimento da escavação.

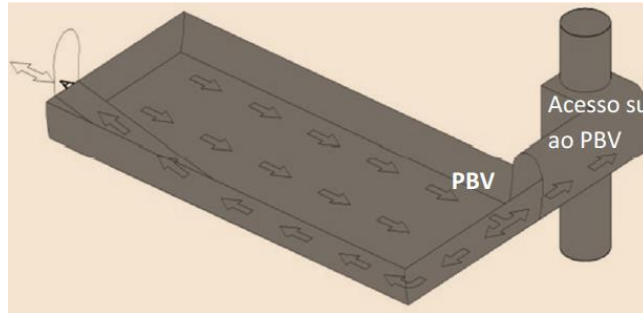


Figura 4.9 - Rampa temporária á cota 140 e galeria de acesso superior ao PBV [15]

O suporte primário para avanço da caverna e ainda galerias de ataque ou acesso à caverna, consistiu essencialmente em pregagens do tipo “Swellex” e betão projetado reforçado com fibras de aço (afastamento e comprimento das pregagens foi feita dependente das características geológicas e geotécnicas do maciço ocorrente, tal como a espessura de betão projetado aplicado).

Para o suporte definitivo da abóbada da caverna foram utilizadas pregagens de aço galvanizado A500NR e diâmetros Ø25 mm e Ø32 mm, injetadas com calda de cimento, Figura (4.10)

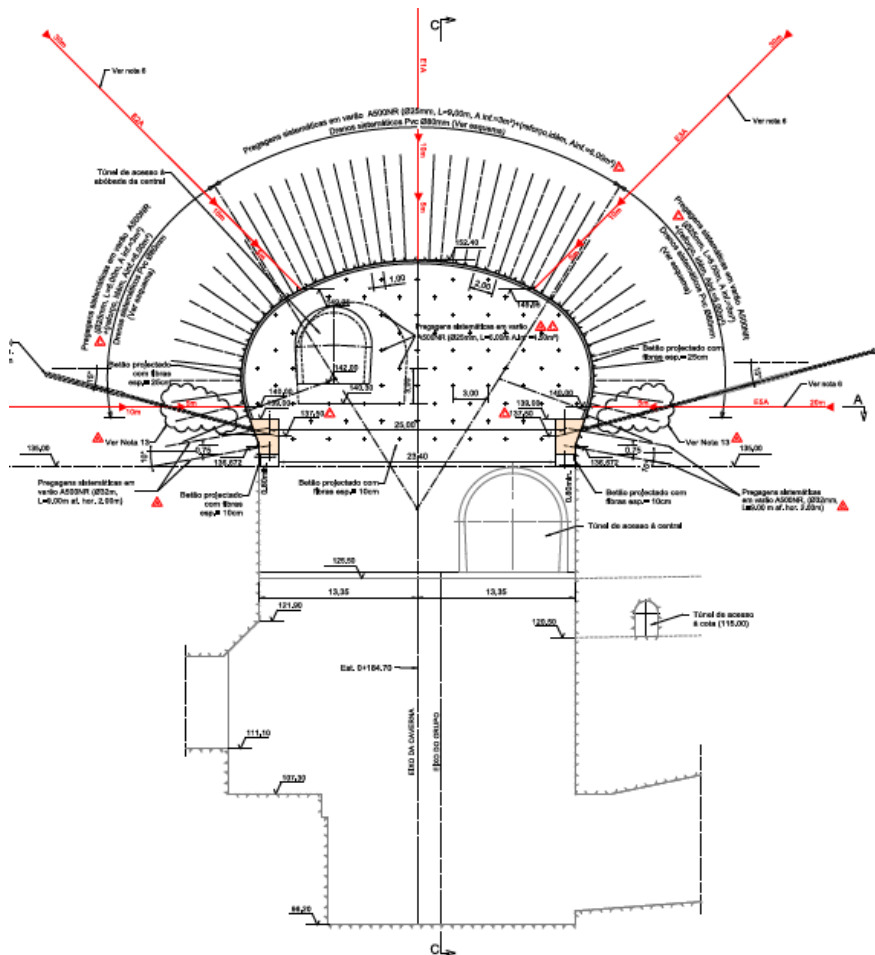


Figura 4.10 - Suporte definitivo da abóbada; adaptada de [16].

O recurso a este sistema de suporte para uma abóbada permite, em caso de necessidade, poder ser facilmente reforçado instalando mais pregagens ou outra camada de betão projetado sem interromper as restantes atividades de construção. Neste aspeto, pode ser vantajoso comparativamente com o suporte de arco de betão. Pois caso os deslocamentos impostos ao arco de betão pelo maciço rochoso poderem exceder a resistência deste, a reparação do arco de betão durante a escavação da caverna é difícil e muito dispendiosa. [3]

4.4.2. USO DE VIGAS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO – FASES E SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO

Concluída a escavação da abóbada e as contenções projetadas, iniciou-se a furação vertical para as cotas abaixo de 140,00. [15]

A escavação deste piso foi igualmente realizada com recurso a desmorte vertical. A rampa da etapa anterior foi então prolongada até à cota 136, mantendo o acesso ao TAAC e permitindo a retirada do escombro pelo mesmo percurso dos pisos anteriores. Foi feita a furação de pré-corte no maciço de apoio da viga e executaram-se também as pregagens e ancoragens das vigas, Figura (4.11).

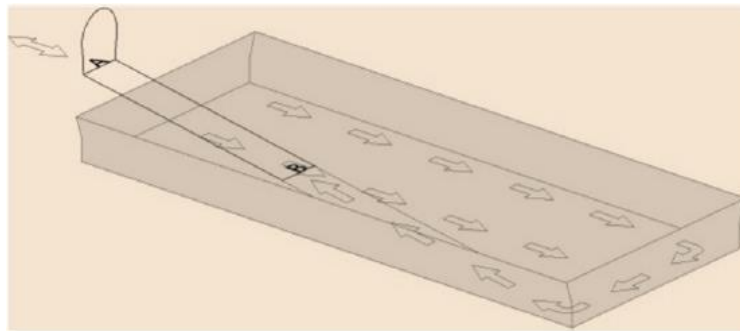


Figura 4.11 - Prolongamento da rampa de acesso ao TAAC [15].

A seguinte fase consistiu em escavar mais uma rampa (Rampa DE), que corresponde a um acesso parcial ao Túnel de Acesso à Central (TAC) e para tal foi necessário abrir uma trincheira para cotas inferiores. Procedeu-se ao desmorte das rampas anteriores e conclui-se as respetivas contenções pois os acessos de pessoal, equipamentos, materiais e a retirada de escombro passou a ser feito através da nova rampa e pelo TAC, Figura (4.12)

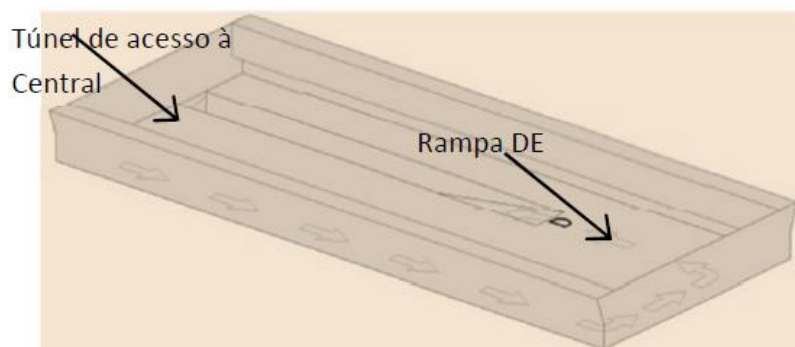


Figura 4.12 - Rampa de acesso ao TAC [15].

Posto isto, no mesmo patamar, foi feita a furação vertical e o pré-corte na zona adjacente às vigas ao nível da cota 135,00. Posteriormente foram executadas as duas vigas longitudinais em betão armado de apoio da ponte rolante e ancoradas ao maciço rochoso.

De acordo com o que foi referido no capítulo 4.3 as características mecânicas e resistentes do maciço rochoso envolvente são de boa qualidade e, assim sendo, as vigas longitudinais em betão armado de apoio da ponte rolante foram ancoradas ao maciço de forma a aproveitar a grande capacidade de carga deste.

A Figura (4.13) é o exemplo deste caso prático na caverna da central hidroelétrica de Salamonde II.



Figura 4.13 - Execução das vigas ancoradas da ponte rolante na caverna da central hidroelétrica de Salamonde II [14].

A utilização de ancoragens para suporte de vigas de caminhos de rolamentos, pode ser uma medida vantajosa no que toca à redução de tempo de construção de uma obra deste tipo. Após finalizadas as escavações na abóbada da caverna, a aplicação deste método permite que as vigas possam ser carregadas mais cedo, o mesmo sucedendo com a ponte rolante que irá auxiliar nas montagens dos equipamentos.

As vigas quando fixadas provisoriamente apenas pelas ancoragens, antes da construção dos pilares, resistem a cargas menores relativamente quando apoiadas por estes. O material mais pesado só é transportado pela ponte rolante quando os pilares estiverem construídos sob a base das vigas, pois estes absorvem todas as cargas verticais que as vigas estejam sujeitas.

Ocasionalmente também se coloca um pórtico de pequenas dimensões que se apoia e desloca nos carris da ponte rolante com o objetivo de facilitar o acesso para a monitorização dos instrumentos do teto da caverna e para eventuais trabalhos de reparação do sistema de suporte.

Concluída a escavação da caverna, a ponte rolante previamente instalada, encontra-se apta para transportar os equipamentos para a base da caverna, à medida que a construção dos pilares, as betonagens e as montagens dos equipamentos prosseguem. Com este procedimento pode ser possível conciliar as atividades mencionadas e encurtar as suas distribuições no tempo e, desta forma, otimizar o cronograma de construção.

Na fase definitiva, isto é na fase de exploração, a ponte rolante estabilizada pelas vigas e pelos pilares, é uma estrutura fundamental para as operações de manutenção dos equipamentos e para eventuais trabalhos de reparação dos sistemas de suporte

As vantagens referidas apresentam consideráveis benefícios no planeamento da obra e podem assim ser uma mais-valia para uma obra deste tipo.

Outro fator a ter em conta são os deslocamentos dos maciços na rocha envolvente da caverna quando as vigas estão suspensas das paredes. Este problema pode ser resolvido se se instalar o carril com alguma margem de manobra para um posterior ajuste aquando da selagem definitiva do carril. Uma pequena parte dos deslocamentos no maciço rochoso da caverna ocorre durante a escavação da abóbada. Só quando concluída a escavação desta, são colocadas as vigas dos caminhos de rolamentos para servir de apoio a uma grua de auxílio à construção da restante caverna. A instalação dos carris é feita cuidadosamente de modo a ser possível redefinir a distância para o vão da ponte da estrutura final pois a parte mais substancial dos deslocamentos dá-se na sequência da escavação dos hasteais das cavernas. Os deslocamentos para cada fase podem ser previstos recorrendo a análises numéricas e a programas de cálculo automático. [3] [14]

4.4.3. VERIFICAÇÃO DA ADEQUABILIDADE DA UTILIZAÇÃO DAS ANCORAGENS EM VIGAS

Com o intuito de verificar a adequabilidade do sistema de ancoragens utilizado no suporte das vigas de caminhos de rolamentos, foi feita uma análise de segurança da estabilidade, a partir de um exemplo geral escolhido.

Para tal, foi necessário verificar se a força instalada na ancoragem ativa é suficiente para garantir que não ocorra escorregamento da peça quando esta está, quer carregada quer descarregada, fazendo uma verificação ao escorregamento na superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso no sentido descendente e no sentido ascendente. Posteriormente foi feita uma verificação da segurança das componentes horizontais das cargas de operação da ponte rolante. Por fim foi ainda verificada a sua estabilidade em relação à rotação e tensões de contacto.

Foi então admitida uma secção trapezoidal de 3 m de altura e 2.5 m de base maior para a viga de betão armado. O lado inclinado corresponde à superfície de contacto com o maciço rochoso. A inclinação (θ) foi considerada variar entre 0° , 10° e 20° . A Figura (4.14) representa as secções transversais das vigas admitidas.

O valor admitido para o ângulo de atrito do maciço rochoso (ϕ') é de 35° .

As ancoragens possuem uma inclinação com a horizontal (α) e foram aplicadas de forma ascendente, a 0.9 m acima da base da viga.

É de salientar que problemas relacionados com a garantia da selagem da ancoragem aconselham a adoção de inclinações não menores do que 10° .

Na figura seguinte apresenta-se as secções das vigas adotadas.

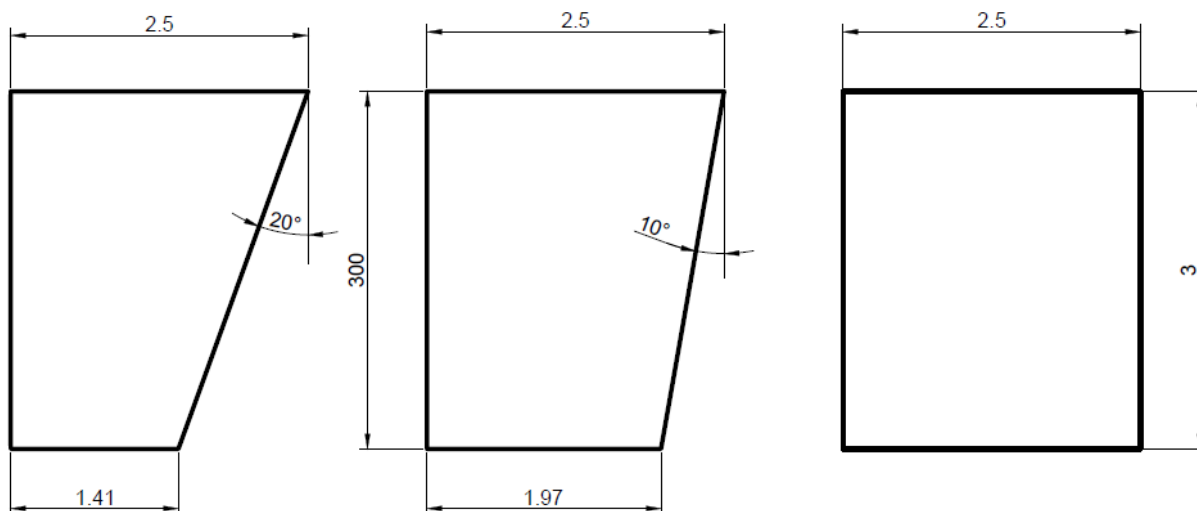


Figura 4.14 - Secção transversal das vigas

Na Tabela (4.3) são apresentados os valores do peso próprio da viga (W) que resultam do produto das áreas das secções transversais apresentadas anteriormente pelo peso volúmico (γ) do betão armado, de valor 25kN/m³.

Tabela 4.3 - Dados relativos às secções das vigas

θ (°)	20	10	0
W (kN/m)	146,55	167,66	187,5
A (m²)	5,86	6,71	7,5

Relativamente às forças resultantes da ponte rolante, foi considerada uma carga vertical e uma carga horizontal. A carga vertical (Q_v) é a resultante máxima de cargas verticais dinâmicas nas rodas da ponte. Considerando a distribuição não uniforme de cargas pelas rodas, optou-se por considerar a distribuição da carga média, por roda, distribuída pelo comprimento total da ponte. Quanto à carga horizontal (Q_H), é a força normal aos carris resultante do “*skewing*”, (força de fricção devido ao atravessamento da ponte). Admitiu-se ser 15% da força vertical.

De seguida apresentam-se os valores atribuídos às forças Q_v e Q_H .

Tabela 4.4 - Forças resultantes da ponte rolante

Q_v (kN/m)	300,00
Q_H (kN/m)	45,00

De seguida apresenta-se o método de cálculo utilizado para a análise da estabilidade da viga a nível do: deslizamento descendente e ascendente; verificação das cargas horizontais na fase de exploração, pois estas ao contrário das verticais, não irão ser absorvidas pelos pilares que servem de apoio às vigas

dos caminhos de rolamentos; verificação da rotação da peça/secção ativa; verificação ao derrubamento.

4.4.3.1. Verificação do deslizamento descendente

A verificação ao deslizamento da peça de betão armado, quando esta se encontra carregada, vai ser feita segundo o método de equilíbrio limite. Este método consiste na análise do equilíbrio de uma massa potencialmente instável, isto é, numa dada superfície de rotura comparam-se as forças que tendem a provocar movimento ao longo dessa superfície com as forças que se opõem a esse mesmo movimento. Define-se, então, o fator de segurança ao deslizamento, segundo essa superfície de rotura, como sendo o quociente entre o somatório das componentes das forças mobilizáveis que contribuem para a estabilidade da peça pelo somatório das componentes das forças ativas causadoras da instabilidade. [16]

Na figura seguinte está representada a secção tipo utilizada para o caso em que a ponte rolante se encontra carregada.

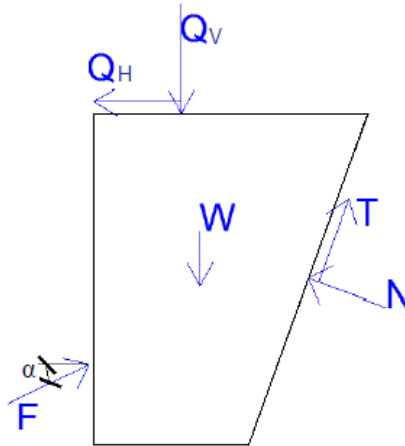


Figura 4.15 - Forças aplicadas na viga

Na verificação do escorregamento no sentido descendente admite-se por questões de segurança a utilização do critério de Mohr-Coulomb. Considerando a interface betão – rocha como uma superfície lisa, onde a coesão é anulada e a resistência ao corte se torna apenas dependente do ângulo de atrito do maciço rochoso e, considerando ainda as forças aplicadas na viga, podemos estabelecer a seguinte expressão de determinação do fator de segurança:

$$FS = \frac{N \times tg(\phi') + F_N \times tg(\phi')}{T - F_T} \quad (4.1)$$

Em que, N e T correspondem às componentes normal e tangencial da reação do maciço rochoso na superfície de rotura face às forças aplicadas pela ponte e pelo peso próprio da viga; \$F_N\$ e \$F_T\$ correspondem às componentes normal e tangencial da força da ancoragem e \$\phi'\$ é o ângulo de atrito do maciço rochoso.

Desenvolvendo a expressão anterior segundo a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso, resulta a seguinte equação:

$$FS = \frac{[(W + Q_V) \times \text{sen}(\theta) - Q_H \times \text{cos}(\theta) + F \times \text{cos}(\theta + \alpha)] \times \text{tg}(\phi)}{Q_V \times \text{cos}(\theta) + Q_H \times \text{sen}(\theta) + W \times \text{cos}(\theta) - F \times \text{sen}(\theta + \alpha)} \quad (6.2)$$

Admitindo um fator de segurança igual a 2, a equação apresenta-se com duas incógnitas, a inclinação e força da ancoragem. Este problema é facilmente resolvido atribuindo sucessivos valores de α (para θ igual a 0° , 10° e 20°) e determinando a força da ancoragem correspondente.

Criando uma folha de cálculo utilizando a expressão anterior e calculando a força F como foi dito anteriormente, obtêm-se os resultados que serão listados seguidamente para cada secção admitida.

Tabela 4.5 - Valores da força de ancoragem obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$

	$\theta = 20^\circ$	$\theta = 10^\circ$	$\theta = 0^\circ$
α	F (kN/m)		
10	494	679	971
15	461	616	843
20	435	567	750
25	415	529	680
30	400	500	627
35	389	477	585
40	381	460	552
45	376	447	527
50	374	438	508
55	375	432	493
60	379	430	483
65	386	431	477
70	396	436	475
75	410	444	476
80	429	456	481

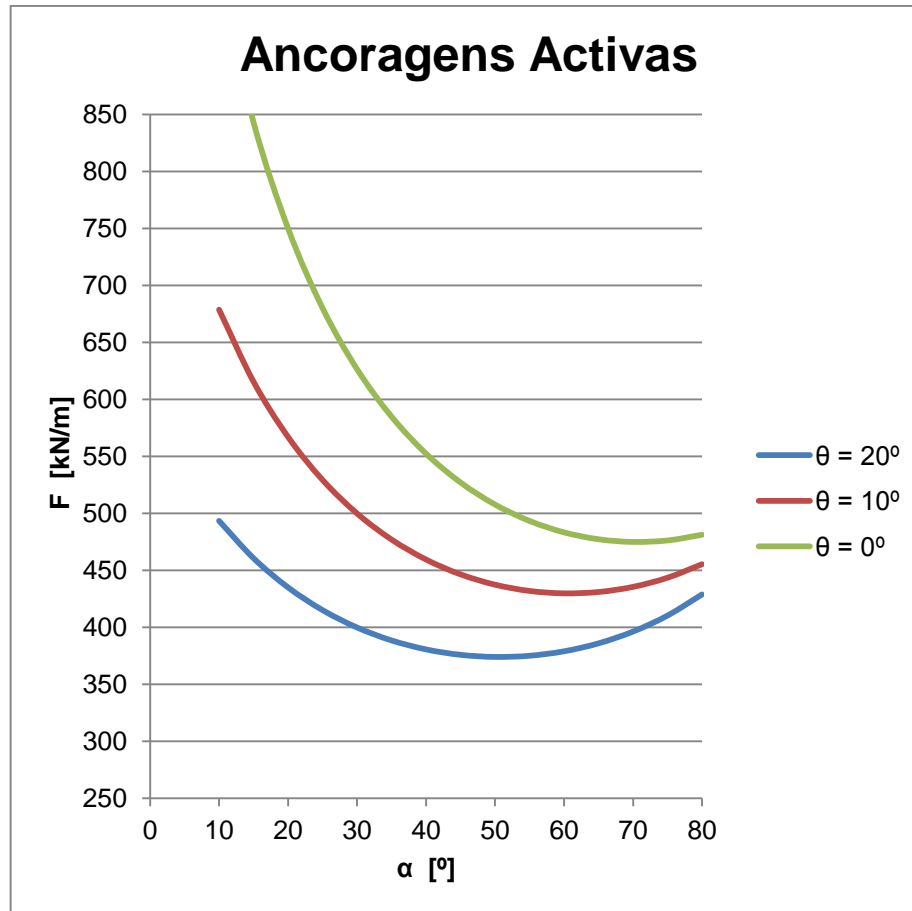


Figura 4.16 - Gráfico de α vs F para $\theta = 0^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 20^\circ$

Avaliando o quadro e o gráfico anterior, para $\theta = 20^\circ$, o valor da força da ancoragem varia aproximadamente entre 370 e 500 kN/m, revelando os valores mais baixos para a força F . O ângulo ótimo obtido, está compreendido entre 50° e 55° , o que é um pouco elevado.

No caso em que $\theta = 10^\circ$, o intervalo de variação do valor da força F está compreendido entre 430 e 680 kN/m, aproximadamente. A inclinação ótima neste caso varia entre 60° e 65° . Comparando com a secção anterior, quer o ângulo ótimo quer a força da ancoragem aumentam.

Para a hipótese em que a secção transversal é retangular, $\theta = 0^\circ$, ambos os valores das incógnitas que se quer analisar, atingem valores máximos. O valor da força F varia entre 475 e 970 kN/m e a inclinação ótima encontra-se compreendida entre 70° e 75° .

De acordo com o referido, podemos concluir que para valores maiores de θ , menores são os valores da força F , ou seja, a crescente inclinação da interface maciço–betão permite contrariar melhor as cargas que a viga vai estar sujeita. Contribui então para a estabilidade e apoio da estrutura ao maciço rochoso, aumentando a segurança ao deslizamento da viga. Desta forma as ancoragens não necessitam de resistir a cargas tao elevadas.

Com o aumento do valor de α até ao valor ótimo, verifica-se também a diminuição da força F , o que significa que a aplicação adequada da ancoragem, de forma inclinada, contribui para a estabilização da viga de caminhos de rolamentos, diminuindo as forças absorvidas pelas ancoragens.

Podemos por outro lado afirmar que o valor ótimo obtido para as inclinações da ancoragem é bastante elevado e, considerando as dimensões da viga, para que o cabo de ancoragens pudesse intercalar a superfície de contacto betão – rocha, a cabeça da ancoragem teria que ficar próximo da base da viga.

De acordo com o citado, chega-se à conclusão que a melhor secção transversal da viga adotar é aquela em que $\theta = 20^\circ$. Esta secção, como foi dito anteriormente, é aquela que apresenta menores valores para a força de ancoragem e respetivo ângulo necessários para suportar as cargas máximas a que a viga vai estar sujeita.

4.4.3.2. Verificação do deslizamento ascendente

Outro aspeto importante é a verificação ao escorregamento no sentido ascendente pois as vigas serão primeiramente instaladas e ancoradas e só numa fase posterior é que se montará a ponte rolante. Após a montagem do equipamento, a utilização da ponte é esporádica, portanto, na maior parte do tempo a ponte estará estacionada numa secção da viga e estará a descarregar unicamente nessa secção o seu peso próprio. É então essencial que a força seja dimensionada, verificando o escorregamento quando a viga está descarregada pois, caso contrário, poderá ocorrer o levantamento da peça.

Na figura seguinte está representada a secção tipo utilizada para o caso em que a ponte rolante se encontra descarregada, apenas sujeita à ação do seu peso próprio.

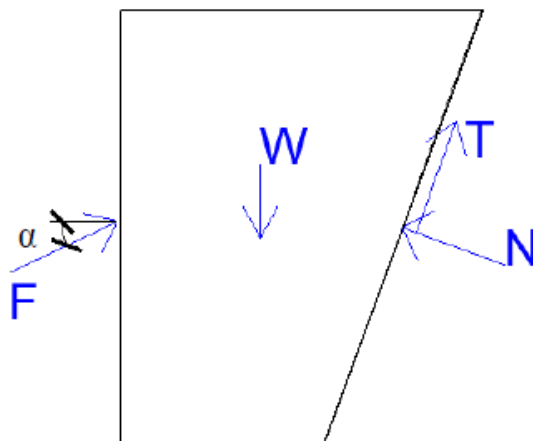


Figura 4.17 - Forças aplicadas na viga (ponte rolante descarregada)

Para resolução da estabilidade das forças apresentadas vai ser utilizada a expressão proposta por Barton.

$$\tau = \sigma_N \times tg \left[JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right] \quad (6.3)$$

Como referido na verificação do deslizamento ascendente, a interface betão-rocha foi considerada uma superfície lisa e, considerando ainda as forças aplicadas na viga, podemos estabelecer a seguinte expressão de determinação do fator de segurança:

$$T + F_T < (N + F_N) \times tg(\phi_r) \quad (6.4)$$

Transformando a expressão (6.4) nas condições das secções que estão a analisar e segundo o que se quer determinar, considerando um fator de segurança igual à unidade, resulta a seguinte expressão:

$$F \times sen(\alpha + \theta) - W \times cos(\theta) < (W \times sen(\theta) + F \times cos(\theta + \alpha)) \times tg(\phi_r) \quad (6.5)$$

Criando uma folha de cálculo utilizando a expressão anterior, obtém-se os resultados que serão listados seguidamente para cada secção admitida.

Tabela 4.6 - Valores de F_{máx} obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$

α ($^\circ$)	F (kN/m)		
	$\theta = 20^\circ$	$\theta = 10^\circ$	$\theta = 0^\circ$
10	-	-	-
15	-	-	-
20	-	-	-
25	810	-	-
30	530	1740	-
35	410	870	-
40	330	570	1700
45	280	430	870
50	240	350	590
55	220	290	430
60	200	260	350

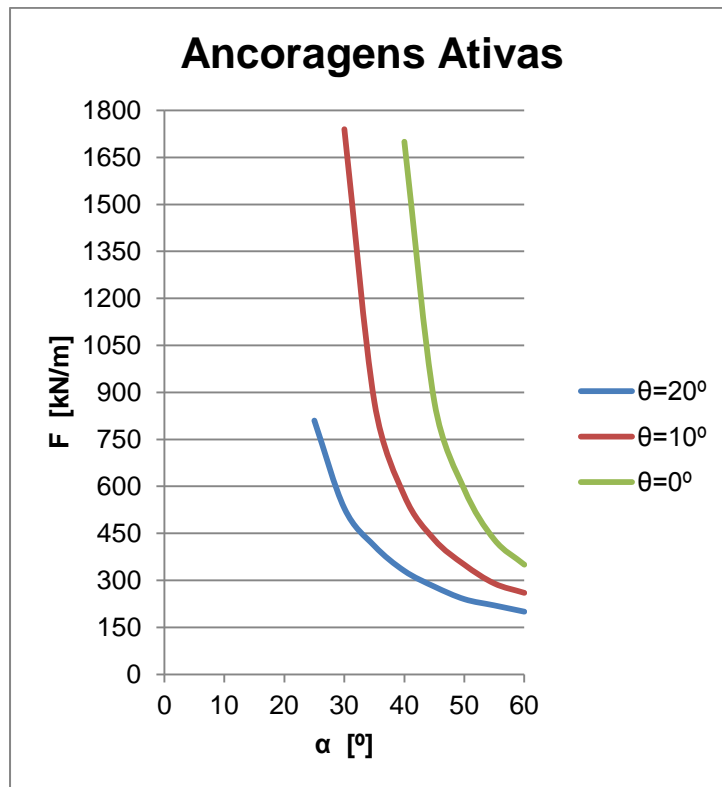


Figura 4.18 - Gráfico de valores de F obtidos para $\theta = 20^\circ$, $\theta = 10^\circ$ e $\theta = 0^\circ$

Os valores apresentados no quadro e no gráfico anterior correspondem aos valores máximas das forças que podem ser aplicados na viga e que verificam a segurança em relação ao escorregamento. No caso em que $\theta = 20^\circ$, para valores de α compreendidos entre os 10° e os 20° inclusive, a força máxima atinge valores muito elevados, valores estes que já não são executáveis em ancoragens e por isso seria desnecessário calcular o seu valor exato.

Na secção com $\theta = 10^\circ$, para valores de α compreendidos entre os 10° e os 25° inclusive, a força máxima da ancoragem assume valores muito elevados. Para as inclinações a partir dos 30° as forças são mais elevadas que as da solução anterior.

Quando a secção é retangular os valores das forças são elevados para inclinações da ancoragem compreendidas entre os 10° e os 35° e a partir dos 40° as forças são mais elevadas que as duas soluções anteriormente apresentadas.

Podemos concluir então que a secção retangular resiste melhor ao escorregamento pelo facto de esta apresentar valores maiores para as forças máximas que podem ser aplicadas quando comparados com as outras secções transversais. Contudo, a solução da viga cuja secção transversal é definida pelo $\theta = 20^\circ$ apresenta bons resultados para inclinações baixas da ancoragem.

Conclusão

Das hipóteses estudadas, a situação ideal seria a secção transversal em que $\theta = 20^\circ$ mas, atendendo ao facto de que em obra há sempre o fator de risco associado à incerteza do corte que resulta da escavação com recurso a explosivos, estabelece-se uma situação limite para tentar prevenir eventuais

problemas. Assim sendo, a situação limite corresponde à secção transversal em que $\theta = 0^\circ$ pois é aquela que necessita de maiores valores da força de ancoragem para um correto dimensionamento.

Apresenta-se seguidamente uma comparação resumida dos resultados obtidos na verificação do deslizamento descendente e ascendente, com o objetivo de se optar por uma escolha mais conservativa e assim possibilitar a existência de uma margem de manobra que permita lidar com eventuais problemas que possam surgir em obra, aquando da execução da superfície de contacto betão – rocha. Os valores da esquerda para a força F , representados no quadro seguinte, referem-se à verificação ao escorregamento no sentido ascendente, considerando que a secção transversal da viga é aquela cujo $\theta = 20^\circ$. Os valores da direita, para a força F no mesmo quadro, referem-se à verificação do escorregamento no sentido descendente quando a secção transversal da viga é retangular. Analisando os dados apresentados nos quadros e no gráfico seguinte, conclui-se que a inclinação da ancoragem deve ser menor ou igual a 25° , a que corresponde uma força limite na verificação ao escorregamento no sentido descendente de 680 kN/m

Tabela 4.7 - Valores resumidos para $\theta = 20^\circ$

α	F (kN/m)	
10	-	971
15	-	843
20	-	750
25	810	680
30	530	627
35	410	585
40	330	552
45	280	527
50	240	508
55	220	493
60	200	484

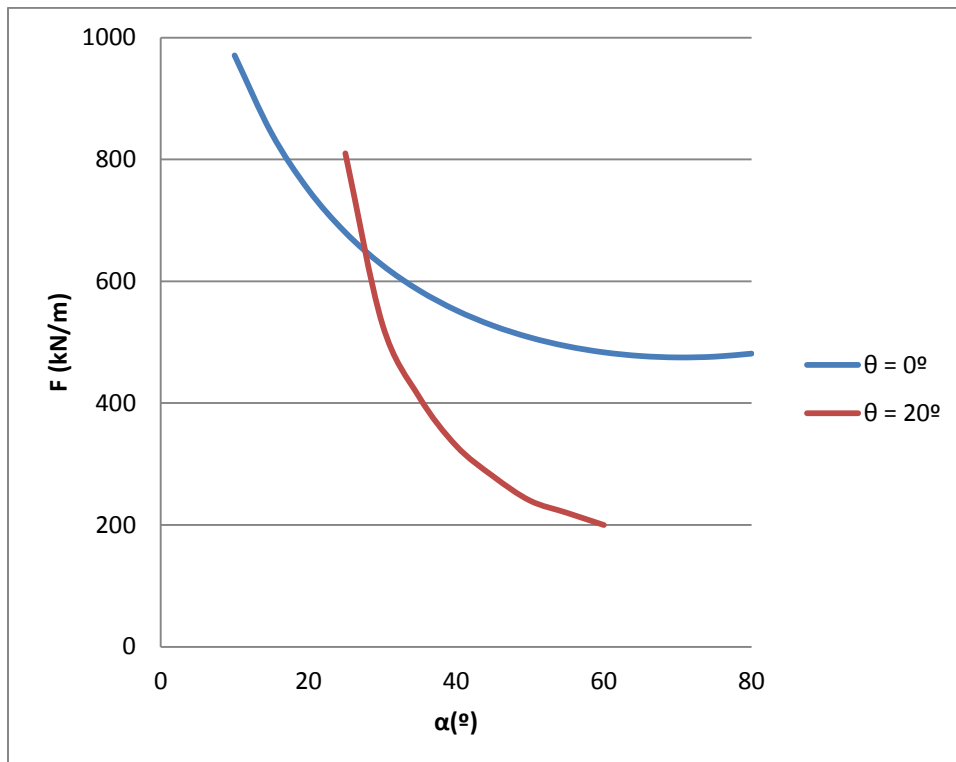


Figura 4.19 - Gráfico de comparação dos valores da solução adotada com os valores da solução limite

4.4.3.3. Verificação das cargas horizontais

Na fase de exploração, como os pilares já se encontram construídos sob a base das vigas, as forças verticais são todas absorvidas, restando as componentes horizontais das cargas de operação da ponte rolante para serem absorvidas pelas ancoragens. Assim sendo é necessário fazer uma verificação de segurança das cargas horizontais

Nesta fase, considera-se então a relação entre as cargas horizontais estabilizantes, dada pelas ancoragens definitivas (F_{hanc}) e as cargas de arranque estimadas para o movimento da ponte e carros guincho (Q_H), que terá de ser superior a 2.

Como se verificou anteriormente a inclinação da ancoragem deve ser menor ou igual a 25°, a que corresponde uma força limite na verificação ao escorregamento no sentido descendente de 680 kN/m .

Tratando-se da fase definitiva, considerou-se a situação mais gravosa em que o *skewing* corresponderia à aplicação de duas cargas médias na largura de influência de duas rodas, sendo assim (Q_H) igual a 45kN/m.

Abaixo estabelece-se a expressão de determinação do fator de segurança e resumem-se as forças associadas a este cenário:

$$FS = \frac{\text{Forças estabilizadoras } (F_{hanc})}{\text{Forças instabilizadoras } (Q_H)} \quad (4.6)$$

Tabela 4.8 – Forças aplicadas

Carregamentos		
Fase definitiva	Unidades	
W	0	kN/m
QV	0	kN/m
QH	45	kN/m
Fanc	680	kN/m
Fhanc	616.3	kN/m
F.S	13.7	-

Posto o resultado obtido, podemos concluir que o critério de segurança definido é verificado para a tração de serviço de 680kN/m nas ancoragens distribuídas pelas vigas na fase de ensaio de exploração da central hidroelétrica, pois $FS_{min} > 2$.

4.4.3.4. Verificação das tensões de contacto e estabilidade em relação à rotação

Sabendo que o betão não resiste à tração, o dimensionamento da peça de betão armado é avaliado tendo em conta que esta esteja o mais possível comprimida ou em caso de não ser possível garantir isso, dimensionar sistemas de suporte que assegurem a estabilidade da peça que está tracionada.

A figura seguinte apresenta o esquema de cálculo da determinação do diagrama de tensões normais na superfície de contacto da viga com o maciço rochoso.

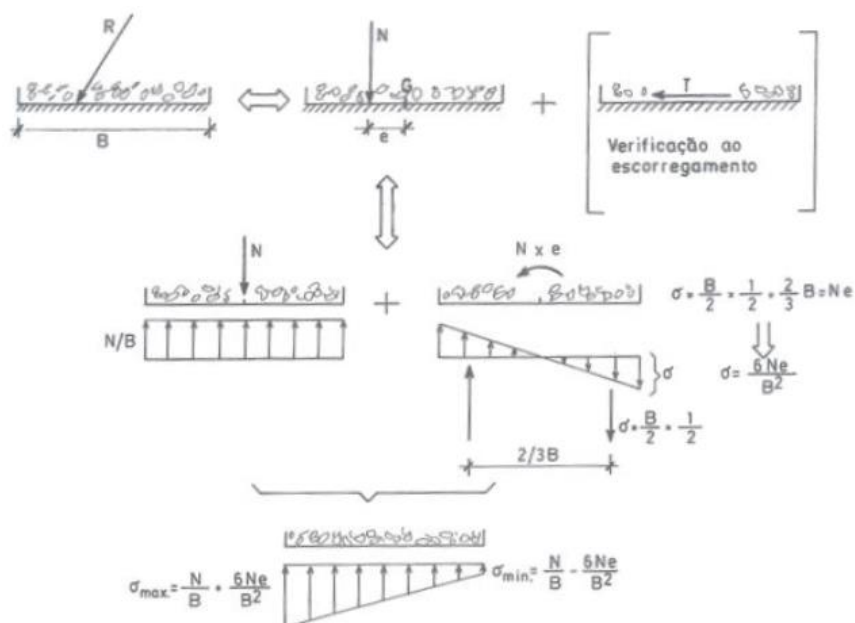


Figura 4.20 - Esquema de cálculo de determinação do diagrama de tensões [16].

Tabela 4.9 – Viga descarregada

Fn	480,94	[kN/m]	A	1,2315	[m]
Ft	480,94	[kN/m]	B	1,6326	-
Wn	50,12	[kN/m]	C	0,1819	[m]
Wt	137,72	[kN/m]	D	0,9427	[m]
N	531,06	[kN/m]	-	-	-
M	-52,01	[kN.m/m]	-	-	-

$$e = \frac{M}{N} [\text{m}] = -0,102 \quad (4.7)$$

Tabela 4.10 – Viga carregada

Fn	480,94	[kN/m]	A	1,2315	[m]
Ft	480,94	[kN/m]	B	1,6326	-
Wn	50,12	[kN/m]	C	0,1819	[m]
Wt	137,72	[kN/m]	D	0,9427	[m]
QVn	102,61	[kN/m]	E	1,0320	[m]
QVt	281,91	[kN/m]	F	1,5978	[m]
QHn	42,29	[kN/m]	E	1,0320	[m]
QVt	15,39	[kN/m]	F	1,5978	[m]
N	591,38	[kN/m]	-	-	-
M	361,81	[kN.m/m]	-	-	-

$$e = \frac{M}{N} [\text{m}] = 0,607 \quad (4.8)$$

Com esta solução, quando a viga está descarregada a força resultante está dentro do núcleo central, pois o valor da excentricidade é menor que 0.53m, o que faz com que a peça esteja toda comprimida. No entanto quando a viga está carregada, há uma parte da peça que vai estar tracionada.

Com a secção e a inclinação da ancoragem e, o seu ponto de aplicação do cálculo anterior, serão calculadas as tensões normais na face da viga que está em contacto com o maciço para $\theta = 20^{\circ}$. Para tal recorreu-se a diagramas que facilitam a compreensão dos resultados e análise da compressão e da tração da peça, apresentados na Figura (4.22 e 4.23).

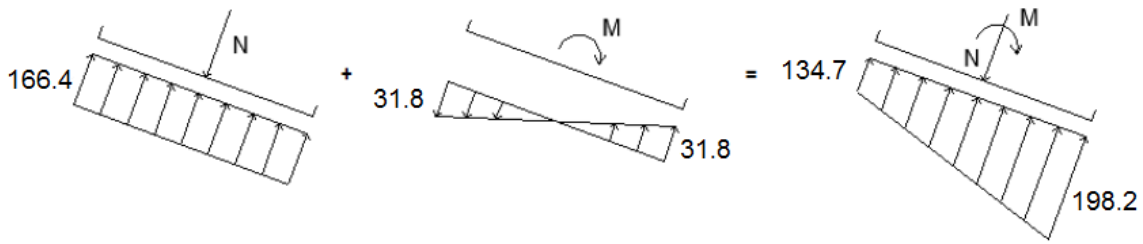


Figura 4.22 - Diagrama de tensões normais para viga descarregada

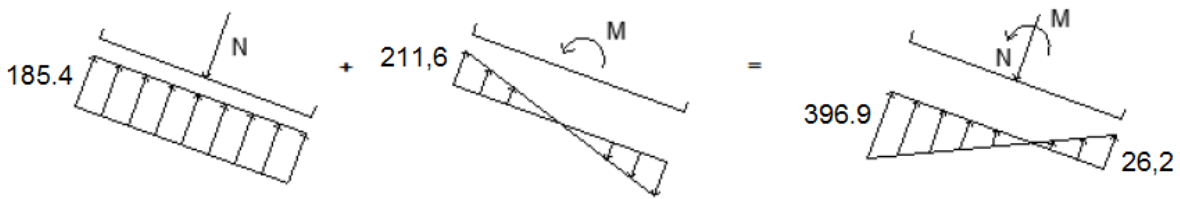


Figura 4.23 - Diagrama de tensões normais para viga carregada

Analisando os diagramas verifica-se, como já tinha sido determinado anteriormente, que uma parte da peça vai estar tracionada. É necessário determinar a tensão de compressão máxima (σ_c) a que a peça vai estar sujeita para equilibrar a força de compressão (N) aplicada na viga. Para tal, vai considerar-se que as tensões de tração são igual a zero e que a viga está comprimida na secção indicada pelo diagrama triangular apresentado na Figura (4.24), onde se apresenta o esquema de cálculo.

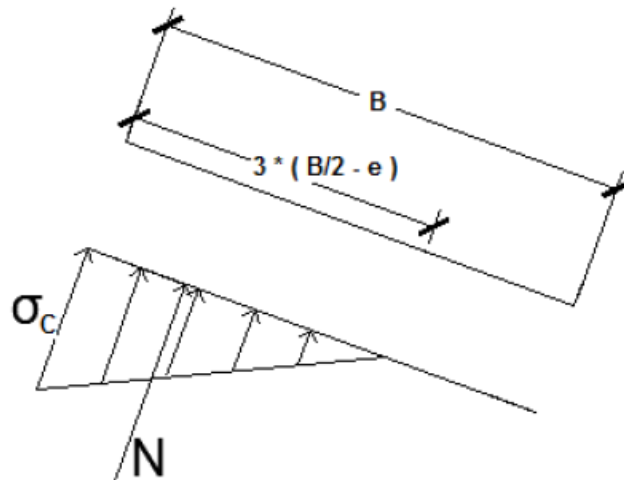


Figura 4.24 - Esquema do diagrama de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$

Para calcular a tensão de compressão recorreu-se à expressão seguinte em que, e é a excentricidade e B representa o comprimento do lado da secção que está em contacto com o maciço rochoso.

$$N = \frac{1}{2} \times 3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right) \times \sigma_c \quad (4.9)$$

$$591,38 = \frac{1}{2} \times 3 \times \left(\frac{3,19}{2} - 0,607\right) \times \sigma_c \quad (4.10)$$

$$\sigma_c \approx 400 \text{ kPa} \quad (4.11)$$

Para assegurar a estabilidade da peça irão ser calculadas pregagens de forma a absorver a força de tração resultante. Na Figura (4.25) representa-se um esquema de cálculo que sintetiza a informação, sendo mais fácil de entender o cálculo a efetuar.

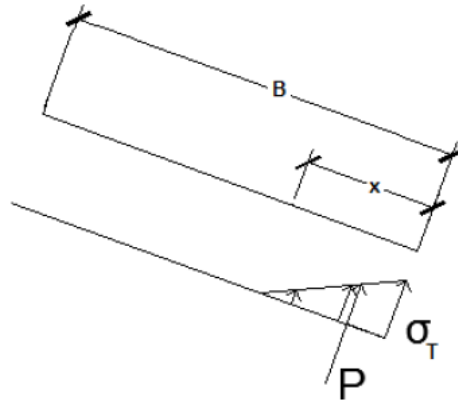


Figura 4.25 - Esquema de cálculo da tensão de tração a absorver pela pregagem para $\theta = 20^\circ$

Para calcular a tensão de tração recorreu-se à expressão seguinte em que, σ_t representa a tensão de tração atuante na viga e P é a força da pregagem a determinar. A variável x toma o valor de 0.198, é o comprimento da secção que está tracionada e foi calculado a partir do diagrama de trações apresentado na Figura (4.23).

$$P = \frac{1}{2} \times x \times \sigma_t \quad (4.12)$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0,198 \times 26 = 2,57 \text{ kPa} \quad (4.13)$$

Pode-se então concluir que irá estar instalada, aproximadamente, uma tensão de compressão no valor de 400kPa, e que a resultante da tensão de tração que terá de ser absorvida pela pregagem apresenta, aproximadamente, o valor de 3kPa.

Relativamente à estabilidade quanto à rotação da peça de betão armado, quando esta se encontra carregada, vai ser feita segundo o método de equilíbrio limite, já mencionada no capítulo 4.4.3.1. Será feito então um sistema de equações, por momentos em relação a um ponto específico, levando em conta todas as forças que atuam a favor da desestabilização (M_s) (peso próprio e cargas sobre a viga dos caminhos de rolamentos) e que irão induzir o movimento da superfície em análise, e as forças estabilizadoras (M_r) (força F da ancoragem) que impedem o referido movimento. O coeficiente de segurança, que não é mais do que o quociente do M_r pelo M_s , deve ser superior ou igual a 1, assegurando desta forma a estabilidade da viga.

Foi assumida novamente a secção cujo ponto de aplicação da força de ancoragem está a 0,9 m acima da base da secção da viga e possui inclinação de 25° ($F=680$ kN/m).

Na figura seguinte está representada a secção tipo utilizada para o caso em que a ponte rolante se encontra carregada e o ponto em torno do qual se verificará o derrubamento, ponto D .

De referir que para facilitar a determinação das distâncias recorreu-se ao programa AutoCAD.

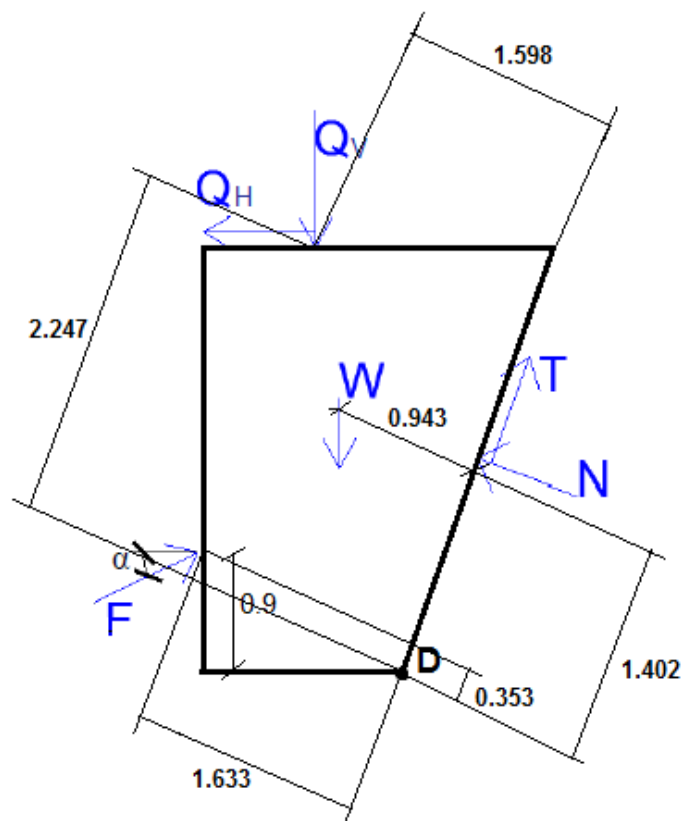


Figura 4.26 - Esquema de cálculo dos momentos em relação ao ponto D

Estabelece-se assim a seguinte expressão de determinação do fator de segurança de acordo com as forças aplicadas na viga.

$$FS = \frac{Mr}{Ms} = \quad (4.14)$$

$$= \frac{F t \times 1.633 + F n \times 0.353}{-QVn \times 2.247 + QVt \times 1.598 + QHn \times 2.247 + QHt \times 1.598 - Wn \times 1.402 + Wt \times 0.943}$$

$$FS = \quad (4.15)$$

$$= \frac{480.94 \times 1.633 + 480.94 \times 0.353}{-102.61 \times 2.247 + 281.91 \times 1.598 + 42.29 \times 2.247 + 15.39 \times 1.598 - 50.12 \times 1.402 + 137.72 \times 0.943}$$

$$= 2.54$$

Verifica-se então que o critério de segurança definido ($FS_{min} \geq 1$) é satisfeito. O valor da força F é suficiente para impedir o derrube da viga dos caminhos de rolamentos quando esta se encontra carregada.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi feito um estudo do contributo da utilização de ancoragens na conceção de cavernas de centrais hidroelétricas, avaliando-se o caso particular das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos. Foram apresentados inicialmente vários tipos de soluções para suporte dos caminhos de rolamentos adotadas em vários projetos de centrais hidroelétricas em Portugal e no resto do Mundo, onde a última solução abordada, recorrendo a utilização de ancoragens como método de estabilização das vigas, introduziu o tema fulcral deste trabalho. Posteriormente, foram estudadas as ancoragens, quer passivas quer ativas, pois são os instrumentos utilizados para o suporte da caverna e da viga dos caminhos de rolamentos, respetivamente, no caso de estudo do presente trabalho, Salamonde II.

Conforme já foi descrito, a solução projetada para a caverna da central hidroelétrica do reforço de potência de Salamonde, Salamonde II, inclui a fixação, numa fase da execução da obra, das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos através de ancoragens.

Com o intuito de compreender a realização duma obra deste tipo, foram estudadas as técnicas e o planeamento utilizado para uma escavação bem sucedida e os respetivos suportes. Para a escavação duma caverna, é necessário projetar adequadamente os locais de acesso à caverna de acordo com os patamares de escavação, pois estes vão permitir a retirada de escombros, acesso de equipamento e pessoal. Ao mesmo tempo que foram feitas as escavações, foram realizadas as contenções e efetuadas as medições dos deslocamentos através da leitura dos aparelhos instalados (extensómetros) e da medição de convergências.

Para instalar o equipamento hidroelétrico necessário ao aproveitamento neste tipo de projeto, é utilizada uma ponte rolante, que constitui uma condicionante determinante na conceção de centrais hidroelétricas. Este elemento irá deslizar ao longo de carris instalados em elementos de suporte, mais especificamente em vigas, e irá transportar todo o equipamento pesado ao longo da caverna. É fundamental que o dimensionamento dos suportes dos carris seja adequado pois estes estão sujeitos a cargas elevadas, dependendo do equipamento hidromecânico necessário, e porque normalmente a sua execução insere-se no caminho crítico da obra.

A utilização de ancoragens para suporte de vigas de caminhos de rolamentos, pode ser uma medida vantajosa no que toca à redução de tempo de construção de uma obra deste tipo. Após finalizadas as escavações na abóbada da caverna, a aplicação deste método permite que as vigas possam ser carregadas mais cedo, o mesmo sucedendo com a ponte rolante que irá auxiliar nas montagens dos equipamentos.

As vigas quando fixadas provisoriamente apenas pelas ancoragens, antes da construção dos pilares, resistem a cargas menores relativamente quando apoiadas por estes. O material mais pesado só é

transportado pela ponte rolante quando os pilares estiverem construídos sob a base das vigas, pois estes absorvem todas as cargas verticais que as vigas estejam sujeitas.

Ocasionalmente também se coloca um pórtico de pequenas dimensões que se apoia e desloca nos carris da ponte rolante com o objetivo de facilitar o acesso para a monitorização dos instrumentos do teto da caverna e para eventuais trabalhos de reparação do sistema de suporte.

Concluída a escavação da caverna, a ponte rolante previamente instalada, encontra-se apta para transportar os equipamentos para a base da caverna, à medida que a construção dos pilares, as betonagens e as montagens dos equipamentos prosseguem. Com este procedimento pode ser possível conciliar as atividades mencionadas e encurtar as suas distribuições no tempo e, desta forma, otimizar o cronograma de construção.

Na fase definitiva, isto é na fase de exploração, a ponte rolante estabilizada pelas vigas e pelos pilares, é uma estrutura fundamental para as operações de manutenção dos equipamentos e para eventuais trabalhos de reparação dos sistemas de suporte

As vantagens referidas apresentam consideráveis benefícios no planeamento da obra e podem assim ser uma mais-valia para uma obra deste tipo.

Com o intuito de verificar a adequabilidade do sistema de ancoragens utilizado no suporte das vigas de caminhos de rolamentos, foi feita uma análise de segurança da estabilidade, a partir de um exemplo geral escolhido. No caso em apreço concluiu-se que para assegurar a estabilidade da viga quanto ao deslizamento descendente, a melhor secção transversal é aquela em que a superfície de contacto da viga com o maciço rochoso é inclinada ($\theta = 20^\circ$). É bastante favorável que a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso seja inclinada pelo facto de criar uma maior reacção que melhor contrarie o movimento vertical da viga e assim são necessárias menores forças de ancoragem para estabilizar a viga.

Verificou-se também que a aplicação adequada da ancoragem, inclinada e ascendente, contribui para a estabilização da viga de caminhos de rolamentos, diminuindo as forças absorvidas pelas ancoragens.

Quanto ao deslizamento no sentido ascendente, a secção retangular resiste melhor ao escorregamento pelo facto de esta apresentar valores maiores para as forças máximas que podem ser aplicadas quando comparados com as outras secções transversais. Contudo, a solução da viga cuja secção transversal é definida pelo $\theta = 20^\circ$ apresenta bons resultados para inclinações baixas da ancoragem.

Relativamente às tensões de contacto, visto que uma parte da peça se encontrava tracionada, foi necessário a instalação de pregagens para absorver a tensão de tração. Quanto à rotação da peça de betão armado, o valor da força F admitido foi suficiente para impedir o derrube da viga dos caminhos de rolamentos quando esta se encontra carregada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] gndec.ac.in/~igs/ldh/conf/2009/articles/T05_01.doc. 2014
- [2] Hoek, E. *Anchored crane beams in hydroelectric caverns*, 2004
- [3] Leitão, S. I. *Contributos do projeto geotécnico para a conceção de cavernas de centrais hidroelétricas. Vigas de suporte dos caminhos de rolamentos*. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil, FEUP, 2009
- [4] http://science.uwaterloo.ca/~mauriced/earth437/Evert_Hoek_Rock_Engineering/Chapter_13_of_Rock_EngineeringLargeCavernsinWeakRock.pdf. 2014
- [5] https://www.rocscience.com/hoek/corner/13_Design_of_large_underground_caverns.pdf. 2014
- [6] Aproveitamento Hidroelétrico de Venda Nova III – EDP
- [7] Jafari, A. *Evaluation of deformation monitoring in powerhouse cavern in Masjed-Soleiman dam*, 2003
- [8] Santa, Vítor. *Controlo de qualidade de ancoragens passivas e ativas*. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil, IST, 2010
- [9] Carvalho, M. *Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios e análise comportamental*. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil, FEUP, 2009
- [10] Teixeira, P. *Aplicação do FMECA a sistemas de estabilização e reforço de maciços em túneis*, Universidade de Aveiro, 2009
- [11] Ribeiro, P. *Projeto do troço superior do poço da central do reforço de potência de Bemposta*. Dissertação de Mestrado de Engenharia Civil, FEUP, 2009
- [12] http://www.eurotec-eu.com/fileadmin/user_upload/downloads/0548_Br-SPLIT-IX_PT_13LR.pdf. 2014
- [13] Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F., *Support of underground excavations in hard rock*, 1993
- [14] Pistone, R., Silva, M., Plasencia, N., Figueiredo, J., *Central em caverna do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Projeto e obra*, 2014, Porto
- [15] Soares, P., Rala, J., *Reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde – Salamonde II: Empreitada Geral de Construção – Situação atual dos trabalhos e alguns aspetos construtivos*, 2013, Salamonde
- [16] Matos Fernandes, M., *Mecânica dos solos, II Volume*. FEUP edições, Porto, 1995.
- [17] EN1997-1 (2010 – Eurocode 7 Part 1, Geotechnical design. General rules. CEN/TC 250/SC 7 n° 126. ENV 1997-1. Dezembro.
- [18] EN1537 (2013) – Execution of special geotechnical work – Ground anchors. European Standard, European Committee for Standardization.
- [19] Matos Fernandes, M., *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP edições, Porto, 1990.

