

DIMENSIONAMENTO E CONCEÇÃO DE VIGAS DE ROLAMENTO DOS BLONDINS

Ana Isabel Quintal Jorge

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

Orientador: Professor Doutor Manuel Maria Basílio Pinho De Miranda

Coorientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

SETEMBRO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

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

Aos meus pais e irmãos

Anyone who has never made a mistake has never tried anything new

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Os meus agradecimentos são dirigidos em primeiro lugar ao meu orientador Professor Doutor Manuel Maria Basílio Pinho de Miranda e ao meu coorientador Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca que me deram todo o seu apoio, dedicação, espírito crítico e disponibilidade.

Agradeço aos colaboradores da EDP Produção, onde fui sempre bem recebida e mostraram-se disponíveis para tirar dúvidas.

Agradeço a toda a comunidade FEUP que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em especial ao André e ao Luís.

Ao Engº José Freitas, agradeço todo o profissionalismo, disponibilidade e encorajamento na realização deste trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas que me acompanharam ao longo deste percurso académico na faculdade e na residência universitária.

Por último, a um nível exclusivamente pessoal, um breve agradecimento aos meus pais, Luis e Natividade e aos meus irmãos Emídio, Clemente, Rosália, Silvestre e Luís pelo apoio e companheirismo.

RESUMO

Este trabalho consiste no dimensionamento do equipamento de transporte por cabos denominado blondin utilizado no auxílio à construção do aproveitamento hidroelétrico de montante do Baixo Sabor.

Em primeiro lugar realizou-se um estudo dos esforços nos cabos provenientes de cargas distribuídas pela equação da parábola e da catenária. Determina-se a influência no esforço axial dos cabos provocados pela carga concentrada e pela carga distribuída ao longo do vão para o seu dimensionamento. Em seguida são avaliadas quais as disposições da carga concentrada que provocam o maior esforço axial no cabo.

Relativamente à viga de rolamento, realiza-se uma análise de sensibilidade de forma a quantificar o efeito da deformabilidade do maciço, considerando molas na base da fundação da estrutura nos pontos nodais referentes aos apoios da mesma. Estas molas são representadas pela rigidez da mola que é diretamente proporcional à rigidez do maciço e à área carregada. Este estudo foi baseado na Hipótese de Winkler, em que a fundação está assente numa base elástica considerada como uma cama de molas.

Posto isto, com as cargas oriundas dos cabos e dos equipamentos que se movimentam sobre a viga de rolamento, verifica-se quais as situações de carga que provocam maiores esforços na viga de rolamento, de forma a garantir a sua estabilidade ao derrube, ao escorregamento pela base e a rotura do maciço de fundação.

.

Palavras-chave: blondin, cabos, catenária, rigidez, base elástica, fundação

ABSTRACT

This work consists on the design of transport equipment by cables called Blondin used to aid in the construction of hydroelectric river upstream at Baixo Sabor.

First we carried out a study of efforts on the cables from distributed loads by the equation of the parable and the catenary. After this, it is determined the axial force influence on the cables caused by the concentrated load and the load distributed along the span to its sizing. Then it is evaluated on which arrangements of the concentrated load is causing the largest axial force on the cable.

Regarding the beam bearing, is held a sensitivity analysis in order to quantify the effect of the deformability of the massif, considering the spring foundation base on nodal points of the structure relating to the same support. These springs are represented by the stiffness of the spring, which is directly proportional to the stiffness of the massif, and the loaded area. This study was based on the Winkler's hypothesis, where the foundation is based on an elastic foundation, considered as a bed of springs.

Having said that, with the loads coming from the cables and from the equipment that moves on the beam bearing, it is verified which loading situations cause greater effort on the beam bearing to ensure their stability to overturning, to sliding through the base, and rupture of the massive foundation.

Keywords: Blondin, cables, overhead, stiffness, elastic foundation, foundation

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. DOMÍNIO DE APLICAÇÃO	2
1.4. METODOLOGIAS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
1.4.1. METODOLOGIA	3
1.4.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
 2. EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE POR CABOS – BLONDIN	 5
2.1. ENQUADRAMENTO CULTURAL E HISTÓRICO	5
2.2. DIFERENTES TIPOS DE BLONDINS	6
2.2.1. BLONDINS RADIAIS	6
2.2.2. BLONDINS PARALELOS	6
2.2.3. BLONDIN OSCILANTE	7
2.3. PRINCIPAIS VANTAGENS E FUNCIONALIDADES DO BLONDIN	7
2.4. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO BLONDIN PARALELO	9
2.4.1. CABOS	9
2.4.1.1. Cabos carril ou cabos portantes	9
2.4.1.2. Cabos de elevação	9
2.4.1.3. Cabo de translação	10
2.4.2. BALDE DE GANCHO	10
2.4.3. VIGAS DE ROLAMENTO	10
2.4.3.1. Viga da margem direita	10
2.4.3.2. Viga da margem esquerda	12
2.5. LEGISLAÇÃO DE EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE POR CABO	13
2.6. SOLICITAÇÕES EM CABOS	14

2.6.1.CABOS COM CARGAS DISTRIBUÍDAS.....	14
2.6.1.1.Cabo parabólico	15
2.6.1.2.Catenária.....	17
2.6.2.CABOS COM CARGAS CONCENTRADAS	17
2.7.Esforços num cabo devido à solicitação peso próprio.....	19
2.7.1.CABOS SUSPENSOS COM APOIOS NIVELADOS (PARÁBOLA).....	19
2.7.2.PARÁBOLA COM APOIOS DESNIVELADOS	21
2.7.3.CATENÁRIA COM APOIOS NIVELADOS.....	22
2.7.4.CATENÁRIA COM APOIOS DESNIVELADOS	23
2.7.5.COMPARAÇÃO DE VALORES DE H_0 E T PELAS EQUAÇÕES DA PARÁBOLA E DA CATENÁRIA	24

3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NOS CABOS CARRIL DO BLONDIN.....

3.1.ENQUADRAMENTO DO ESTUDO	27
3.2.CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS E GEOMÉTRICAS DO BLONDIN	28
3.3.ESFORÇO AXIAL DEVIDO À CARGA CONCENTRADA.....	28
3.4.CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO CABO CARRIL	32
3.5.CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL DEVIDO À CARGA CONCENTRADA E AO PESO PRÓPRIO DO CABO CARRIL.....	33
3.6.CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL NO CABO CARRIL COM INFLUÊNCIA DO CABO DE ELEVAÇÃO E DE TRANSLAÇÃO	33
3.7.DEFORMAÇÃO DO CABO	36
3.7.1.CÁLCULO DO COMPRIMENTO DO CABO SEM CONTABILIZAR A DEFORMAÇÃO	36
3.7.2.CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO DEVIDO À VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	37
3.7.3.CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA	37
3.7.4.CÁLCULO DO COMPRIMENTO FINAL DO CABO	38
3.8.CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL FINAL CONTABILIZANDO A DEFORMAÇÃO	38
3.9.COMBINAÇÃO DE AÇÕES NOS CABOS CARRIL	40
3.10.VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DO CABO CARRIL.....	41
3.10.1.INCLINAÇÃO	41
3.10.2.ESFORÇO AXIAL RESISTENTE E TENSÃO RESISTENTE	41

4. DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA DE ROLAMENTO PARA BLONDINS.....

4.1.DESCRICÃO GERAL E PRINCIPAIS CARATERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	45
4.2.MATERIAIS E PROPRIEDADES DO MACIÇO	46
4.2.1.MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO.....	46
4.2.2.CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS	46
4.3.DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DO MACIÇO	47
4.4.INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	50
4.5.MODELAÇÃO	52
4.5.1.MODELO 1	52
4.5.2.MODELO 2	53
4.6.SOLICITAÇÕES	55
4.6.1.SOLICITAÇÕES PESO PRÓPRIO DA VIGA, PESO PRÓPRIO DO CARRO DE RETORNO E CONTRAPESO	55
4.6.2.SOLICITAÇÕES PROVENIENTES DOS CABOS DOS BLONDINS	56
4.6.3.RETRAÇÃO.....	57
4.7.COMBINAÇÃO DE AÇÕES NA VIGA	60
4.8.VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES	60
4.8.1.VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE PERDA DE EQUILÍBRIO (EQU) - DERRUBE	62
4.8.2.VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE ROTURA DO TERRENO (GEO) - DESLIZAMENTO	66
4.8.3.VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA ESTRUTURAL DO TERRENO DE FUNDAÇÃO.....	68
4.9.ANÁLISE DE RESULTADOS E DIMENSIONAMENTO DA VIGA.....	71
4.9.1.DIAGRAMAS DE MOMENTOS EM Y - M_Y	71
4.9.2.DIAGRAMAS DE MOMENTOS EM X - M_X	74
4.9.3.ESFORÇO AXIAL.....	75
4.9.4.REAÇÕES DE APOIO [KN]	76
4.9.5.DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA	77
 5. CONCLUSÕES.....	 79
BIBLIOGRAFIA.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Blondin na barragem do Baixo Sabor (Agudio)	3
Fig. 2.1 - Jean Francois Gravelet a atravessar as cataratas de Niagara em 1859 (Answers)	5
Fig. 2.2 - Vista em planta de blondin radial	6
Fig. 2.3 - Torre fixa do blondin radial.....	6
Fig. 2.4 - Viga de rolamentos de um blondin paralelo.....	7
Fig. 2.5 - Carro de retorno de blondin paralelo	7
Fig. 2.6 - Blondin do tipo oscilante	7
Fig. 2.7 - Blondin em funcionamento -Baixo Sabor.....	8
Fig. 2.8 - Blondin em funcionamento – Baixo Sabor.....	8
Fig. 2.9 - Cabo carril ou cabo portante (Agudio)	9
Fig. 2.10 - Cabo de elevação e de translação (6x9) Seale (CIMAF, 2009)	9
Fig. 2.11 - Balde e gancho do blondin em Torre de Moncorvo-Baixo Sabor (AGUDIO, 2012)	10
Fig. 2.12 – Viga da margem direita do Baixo Sabor	11
Fig. 2.13 – Secção transversal reta da viga da margem direita.....	11
Fig. 2.14 – Viga da margem esquerda do Baixo Sabor	12
Fig. 2.15 - Secção transversal reta do maciço da margem esquerda	12
Fig. 2.16 - Carro de retorno da margem esquerda na barragem do Baixo Sabor	13
Fig. 2.17 - Cabo submetido a cargas distribuídas (Beer & Jr., 1998)	14
Fig. 2.18 - Segmento de cabo solicitado por cargas distribuídas e triângulo de forças (Beer & Jr., 1998)	15
Fig. 2.19 - Condições de aplicação de equação da parábola (Alhanati, Alfaconnection).....	16
Fig. 2.20 - Cabo com carga uniformemente distribuída horizontal (Beer & Jr., 1998).....	16
Fig. 2.21 - Curva catenária (Beer & Jr., 1998)	17
Fig. 2.22 - Cabo sujeitado a cargas concentradas (Beer & Jr., 1998)	18
Fig. 2.23 - Diagrama de corpo livre do troço AD (Beer & Jr., 1998)	18
Fig. 2.24 - Diagrama de corpo livre do segmento AC2 do cabo (Beer & Jr., 1998).....	19
Fig. 2.25 - Cabo suspenso com carga uniformemente distribuída com apoios nivelados.....	19
Fig. 2.26 - Elemento de cabo com carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão	20
Fig. 2.27 - Cabo suspenso com carga uniformemente distribuída com apoios desnivelados.....	21
Fig. 2.28 - Cabo suspenso solicitado ao longo do seu comprimento (catenária)	22
Fig. 2.29 - Elemento de cabo solicitado ao longo do seu comprimento	22
Fig. 3.1 - Enquadramento do equipamento na topografia do terreno	27

Fig. 3.2 - Cálculo da flecha de um cabo solicitado por uma carga concentrada (Potau, 1972).....	29
Fig. 3.3 - Cálculo do esforço axial num cabo do blondin devido a carga concentrada.....	31
Fig. 3.4 – Representação gráfica do esforço axial devido a carga concentrada	32
Fig. 3.5 - Cálculo da flecha provocada pelo peso próprio do cabo (Potau, 1972)	32
Fig. 3.6 - Influência dos cabos de elevação e translação no cálculo da flecha (Potau, 1972)	34
Fig. 3.7 – Representação gráfica do esforço axial total num cado carril de um blondin.....	36
Fig. 3.8 – Cálculo do comprimento do cabo (Potau, 1972)	37
Fig. 3.9 – Influência da flecha no esforço axial	38
Fig. 3.10 – Representação gráfica do esforço axial final	39
Fig. 3.11 – Combinações de ações nos cabos carril.....	40
Fig. 3.12 – Inclinação do cabo carril.....	41
Fig. 3.13 – Verificação do esforço axial.....	42
Fig. 4.1 - Secção transversal reta da viga de rolamentos da margem esquerda.....	45
Fig. 4.2 - Carta geológica de Torre de Moncorvo (Instituto Geológico e Mineiro; 2012)	47
Fig. 4.3 – Determinação da rigidez do maciço (Bowles, 1988)	48
Fig. 4.4 - Métodos dos Elementos Finitos aplicado transversalmente à viga	49
Fig. 4.5 – Viga em base elástica (Bowles, 1988)	50
Fig. 4.6 – Esquema para o cálculo da rigidez à torção	52
Fig. 4.7 – Representação dos apoios elásticos na SRT-Modelo 1	53
Fig. 4.8 – Representação de parte de viga por elementos de barra com apoios elásticos	54
Fig. 4.9 - Representação da SRT apoiada através de apoios elásticos- Modelo 2	54
Fig. 4.10 – Solicitações a que a viga está sujeita	56
Fig. 4.11 – Representação da extensão devido ao efeito da retração- $E=30\text{GPa}$	58
Fig. 4.12- Valores da extensão por retração com $E=30\text{GPa}$	58
Fig. 4.13 – Representação das tensões principais devido ao efeito da retração – $E=30\text{GPa}$	59
Fig. 4.14 - Valores da tensão principal por retração ao longo da $E=30\text{GPa}$	59
Fig. 4.15 - Representação da secção transversal reta solicitada	63
Fig. 4.16 – Verificação da segurança em relação ao derrube.....	64
Fig. 4.17 – Diagrama de tensões com carga actuante no terço central.....	69
Fig. 4.18 – Bondin localizado no nó 3 com o balde à esquerda	71
Fig. 4.19 - Bondin localizado no nó 3 com o balde a meio vão.....	71
Fig. 4.20- Bondin localizado no nó 3 com o balde junto à margem direita	72
Fig. 4.21 – Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2 - $E=5000\text{MPa}$	72

Fig. 4.22 - Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2 - $E=1000\text{MPa}$	73
Fig. 4.23 – Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2	73
Fig. 4.24 - Diagrama de momentos em y na combinação P1-P3	73
Fig. 4.25- Diagrama de momentos em y na combinação P1-P5	74
Fig. 4.26 - Diagrama de momentos em y na combinação P4-P5	74
Fig. 4.27 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P2	74
Fig. 4.28 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P3	75
Fig. 4.29 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P5	75
Fig. 4.30 - Diagrama de momentos em x na combinação P4-P5	75
Fig. 4.31- Esforço axial.....	76
Fig. 4.32 – Reações de apoio devido ao peso próprio da viga.....	76
Fig. 4.33 - Reações de apoio na combinação P1-P2	76
Fig. 4.34- Reações de apoio na combinação P1-P3.....	77
Fig. 4.35 - Reações de apoio na combinação P4-P5	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dados do cabo carril fornecidos pela EDP.....	25
Tabela 2.2 - Valores do esforço axial de tração e componente horizontal do mesmo	25
Tabela 3.1 – Características técnicas e geométricas do blondin.....	28
Tabela 3.2 - Esforço axial no cabo ao longo do vão	31
Tabela 3.3 – Esforço axial contabilizando a deformação do cabo carril.....	39
Tabela 3.4 – Esforços, comprimento e flecha de um cabo carril	40
Tabela 3.5 – Solicitações dos cabos carril de um blondin na viga da margem esquerda	41
Tabela 3.6 – Tensão e esforço axial admissível	43
Tabela 4.1 – Propriedades da secção transversal reta.....	46
Tabela 4.2 - Caraterísticas do maciço rochoso (Rocha).....	47
Tabela 4.3 - Valores da Rigidez do maciço.....	50
Tabela 4.4 – Rigidez das molas - Modelo 1	53
Tabela 4.5 – Rigidez das molas - Modelo 2	55
Tabela 4.6 – Solicitações na viga da margem esquerda	57
Tabela 4.7 – Tensões e deformações na viga devido ao efeito da retração	59
Tabela 4.8 – Localização das solicitações na viga e combinações	60
Tabela 4.9 - Coeficientes parciais para as ações (EQU)	62
Tabela 4.10 - Coeficientes de segurança parciais das ações (STR/GEO)	62
Tabela 4.11 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (STR/GEO)	62
Tabela 4.12 - Momentos estabilizantes [kN.m] - EQU	65
Tabela 4.13- Momento derrubador [kN.m] – EQU	65
Tabela 4.14 - Verificação ao escorregamento pela base pela combinação 1	68
Tabela 4.15 - Verificação ao escorregamento pela base pela combinação 2	68
Tabela 4.16 - Valores da excentricidade em cada ponto	70
Tabela 4.17- Tensões na base da estrutura	70
Tabela 4.18 – Tensão de segurança a rotura (Terzaghi & Peck)	71

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O blondin, também denominado por grua cabo é um equipamento de transporte que funciona por meio de cabos suspensos flexíveis, apoiados em cotas superiores à cota de trabalho. Existem vários tipos de blondins, nomeadamente o blondin paralelo, o blondin radial e o blondin oscilante.

Em Portugal, o blondin radial já foi utilizado em algumas obras no auxílio da construção de barragens, nomeadamente na barragem do Alto Lindoso, Foz Côa e Alqueva. No entanto, o blondin paralelo está a ser usado pela primeira vez em Portugal na barragem do Baixo Sabor.

Este género de equipamento é utilizado quando existe necessidade de transporte de grandes quantidades de materiais em tarefas rotineiras. A sua utilização é comum no auxílio à construção de barragens para transporte do betão pronto para a sua betonagem.

No caso de um blondin paralelo, este tem como pontos de fixação duas vigas paralelas localizadas em pontos de cotas superiores à cota máxima da barragem de forma a tornar viável a utilização deste tipo de equipamento durante toda a fase de betonagem. As torres móveis, onde os cabos são ancorados, deslocam-se sobre vigas de rolamento atingindo assim uma maior área de cobertura quando está em funcionamento. A área de trabalho coberta por um blondin paralelo tem a forma geométrica de um retângulo. As vigas de rolamento estão dotadas de carris nos quais se deslocam as torres móveis que estão solidários com os cabos provenientes dos blondins. As mesmas encontram-se nas margens do rio a cotas previamente estudadas e definidas de modo a ser possível o funcionamento em segurança do equipamento durante a fase de construção.

Para tornar o estudo mais realista, a EDP, dono da obra do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor, forneceu alguns dados sobre os blondins paralelos que se encontram em funcionamento na barragem. Com base nas características técnicas dos cabos de suporte dos blondins e na carga máxima de transporte, determinam-se os esforços provocados pelos mesmos nas vigas de rolamento de modo a proceder-se ao seu dimensionamento.

As vigas de rolamento, localizadas nas margens do rio Sabor, têm a sua geometria predefinida uma vez que esta é imposta pelo próprio equipamento. Nestas são fixados os carris onde os blondins se deslocam longitudinalmente. Desta forma, suportam as cargas verticais e horizontais oriundas dos cabos de suporte do equipamento.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta tese consiste em abordar uma metodologia de dimensionamento das vigas de rolamento que servem de ponto de apoio dos carinhos onde os cabos dos blondins são fixados. Em particular, existe ainda um conjunto de objetivos relacionados com a modelação da estrutura e o tipo de ações principais a considerar.

Enumeram-se alguns objetivos como determinar as ações que os cabos impõem na viga, verificar que a flecha máxima do cabo não é transposta nem a inclinação máxima imposta para o bom funcionamento do equipamento de transporte por cabo. Será verificada a segurança dos cabos carril quando o mesmo está submetido à carga máxima de transporte.

Uma estimativa de rigidez do maciço rochoso, através de uma análise de sensibilidade com base no Método de Elementos Finitos também será um dos objetivos da tese.

Para realizar a análise estrutural da viga de rolamento recorre-se a dois modelos no software de cálculo automático Autodesk Robot Analysis Professional 2012. Os modelos serão concebidos com elementos de barra, assentes em apoios elásticos com uma rigidez que simula o comportamento do terreno quando solicitado por ações permanentes ou variáveis. Deste modo, através de uma análise linear, será realizado um estudo do comportamento da viga de rolamento quando solicitada pelos cabos dos blondins.

De forma a garantir a estabilidade da viga de rolamento, de acordo com a regulamentação em vigor, mais propriamente o Eurocódigo 7 (EC 7), será feita uma verificação de segurança em relação aos estados limites de perda de equilíbrio (EQU), estados limites de rotura do terreno (GEO) e ainda de estado limite último de rotura estrutural (STR).

1.3 DOMÍNIO DE APLICAÇÃO

Neste trabalho, pretende-se efetuar o dimensionamento de uma viga de rolamento para o equipamento de transporte por cabo, denominado blondin. Este tipo de viga de rolamento, é betonada in situ e serve de apoio para os carros do blondin, que se movimentam longitudinalmente sobre a mesma de forma a cobrir a área de trabalho pretendida.

O blondin é um equipamento de transporte por cabo, ideal para a realização de tarefas rotineiras como é o caso de transporte de materiais no auxílio à construção de barragens e é usado ocasionalmente para realização de viadutos. No entanto, essencial é que exista a necessidade de mover grandes quantidades de materiais em locais desfavorecidos ou não viáveis por meios terrestres devido às condições topográficas.

Para a realização deste estudo, torna-se imprescindível ter como base características técnicas e geométricas utilizadas no mercado no âmbito deste tipo de equipamento. Este género de informação é de difícil acesso uma vez que não é muito divulgada, tanto a nível bibliográfico como a nível empresarial.

Os dados utilizados neste estudo foram fornecidos pela EDP, no âmbito da utilização de dois blondins paralelos na construção da barragem de montante do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor localizado no concelho de Torre de Moncorvo, na região de Trás-os-Montes.



Fig. 1.1 – Blondin na barragem do Baixo Sabor (Agudio)

1.4 METODOLOGIAS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

1.4.1 METODOLOGIA

As tarefas a executar no âmbito desta dissertação são as seguintes: estudo dos conceitos fundamentais relativos ao tópico do trabalho, metodologia de funcionamento do blondin, análise de esforços em cabos, familiarização com a utilização do software de cálculo automático Autodesk Robot Analysis Professional 2012 no âmbito da não-linearidade, dimensionamento da viga de rolamentos, verificação de segurança em relação aos estados limites de perda de equilíbrio (EQU), rotura do terreno (GEO) e rotura estrutural (STR), execução das análises e tratamento de resultados e apresentação das principais conclusões do estudo efetuado.

1.4.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Para além desta introdução, que contextualiza o tema deste trabalho e define o conteúdo do mesmo, este documento será composto por mais quatro capítulos. O conteúdo do documento é composto pela exposição deste tipo de equipamento por cabo e respetivas vantagens na sua utilização e respetiva verificação de segurança dos cabos e da viga que serve como ponto de fixação.

No Capítulo 2 é efectuada uma exposição dos vários tipos de equipamentos deste género existentes no mercado e as vantagens na sua utilização, focando com maior relevo o blondin paralelo. É realizada uma descrição dos vários elementos constituintes do blondin, fazendo uma pequena abordagem à legislação em vigor. É ainda realizada uma abordagem sobre cargas distribuídas e concentradas em cabos flexíveis suspensos, aquirindo a forma de catenária e parabola.

No Capítulo 3 é feito o cálculo de esforços nos cabos dos blondins por ação de cargas distribuídas e concentradas. É em primeiro lugar efectuado o estudo sem o efeito da deformação elástica e a deformação devido à variação da temperatura, posteriormente são contemplados estes efeitos de forma a atingir os esforços nos cabos não transpondo a flecha máxima imposta. Efetuar-se-á ainda uma observação sobre as várias combinações de carga possíveis serem assumidas pelos dois blondins em funcionamento em simultâneo.

No Capítulo 4 é dimensionada uma viga de rolamento do blondin paralelo através do software de cálculo automático Autodesk Robot Analysis Professional, sendo simulado neste o comportamento estrutural da viga de rolamento apoiada no maciço através de apoios elásticos, modelizado com elementos de barra sendo realizada uma análise longitudinal e transversal, verificando posteriormente a estabilidade ao escorregamento, derrube e rotura do maciço de fundação em conformidade com o EC 7. É realizada ainda o dimensionamento da armadura da viga de acordo com o EC 2.

No capítulo 5 são ainda apresentadas as conclusões mais importantes que é possível retirar do trabalho desenvolvido. No final do documento são apresentadas as referências bibliográficas.

2

EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE POR CABOS – BLONDIN

2.1 ENQUADRAMENTO CULTURAL E HISTÓRICO

Jean Francois Gravelet Blondin, um acrobata francês ficou conhecido como “o Grande Blondin” depois de ter atravessado sobre uma corda esticada a parte superior das cataratas de Niagarra em 1859 (Fig. 2.1). Por esta razão o seu nome está associado à indústria das gruas cabo em países como a França, Itália, Espanha, Portugal e vários outros países.



Fig. 2.1 - Jean Francois Gravelet a atravessar as cataratas de Niagarra em 1859 (Answers)

Os blondins consistem essencialmente numa ligação entre dois lados de um vale por meio de um cabo portante ou dois. Os primeiros blondins foram construídos por volta de 1860 com a intenção de transportar madeira. Hoje, a maior incidência da sua utilização é no transporte de baldes de betão para betonar as barragens durante a sua construção.

A evolução dos blondins nos últimos 20 ou 30 anos prende-se diretamente com os avanços da tecnologia de cabos e também com o facto da aplicação de dois cabos portantes em vez de um. Houve um aumento notável da capacidade de transporte de 4 m³ de betão por balde para 9 m³.

A velocidade há alguns anos atrás era limitada a 3 m/s tanto para a translação como para a elevação e neste momento é de 7 m/s e 3 m/s respetivamente. Este aumento foi possível devido a serem utilizados melhores sistemas de transporte por cabo.

2.2 DIFERENTES TIPOS DE BLONDINS

Com base nos objetivos a alcançar quando se implementa um sistema de transporte de cargas deste género, pode-se escolher dentro das ofertas de mercado qual é a mais produtiva para um caso específico. Existem diversos géneros de blondins, dependendo do sistema usado para mover os cabos portantes com o intuito de cobrir a área pretendida. Segue-se a exposição dos três tipos de blondins existentes: blondins radiais, paralelos e oscilantes.

2.2.1 BLONDINS RADIAIS

Os blondins radiais têm em uma margem o cabo fixo e o outro pode mover-se sobre uns carris com formato arredondado como se pode apreciar na Fig. 2.2. Com este tipo de fixação consegue-se cobrir uma área de formato circular. O ponto fixo pode ser ao nível do solo ou pode ser a uma cota superior por auxílio de uma torre (torres até 120 metros) como se pode observar na Fig. 2.3. Contudo, o ponto móvel também pode deixar de ser ao nível do solo, pode estar numa torre com uma altura de até 30 m (Graziano & Perolino).

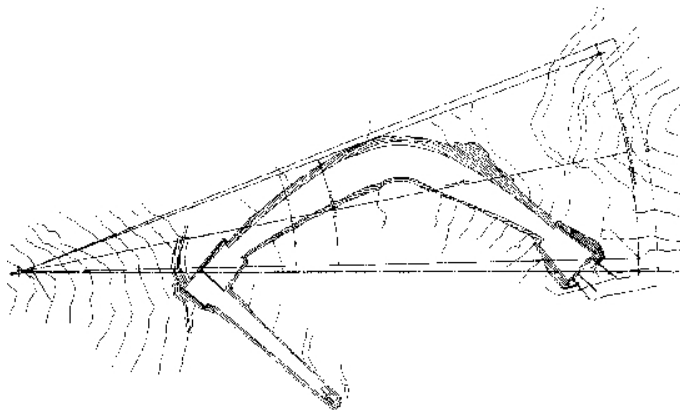


Fig. 2.2 - Vista em planta de blondin radial



Fig. 2.3 - Torre fixa do blondin radial

2.2.2 BLONDINS PARALELOS

Através da Fig. 2.4 e da Fig. 2.5 podem-se observar este tipo de blondins. Nestes, as duas extremidades dos cabos são fixadas às torres móveis que se deslocam sobre uma viga de rolamentos. Neste tipo de equipamento a área coberta pelo mesmo tem o formato retangular. Também neste caso, as torres móveis de apoio podem ser ao nível do solo ou apoiadas em torres conforme a necessidade de aumentar a cota de trabalho relativamente à cota máxima que o blondin vai cobrir.



Fig. 2.4 - Viga de rolamentos de um blondin paralelo



Fig. 2.5 - Carro de retorno de blondin paralelo

2.2.3 BLONDIN OSCILANTE

Neste tipo de blondin os cabos portantes são fixos ao topo das torres oscilantes tal como se pode ver através da Fig. 2.6. A altura das torres é variável podendo garantir uma utilização adequada e segura em função das necessidades.



Fig. 2.6 - Blondin do tipo oscilante

2.3 PRINCIPAIS VANTAGENS E FUNCIONALIDADES DO BLONDIN

A preferência pela utilização de blondins na construção de barragens em vez de outros tipos de equipamentos de transporte foca-se em três fatores primordiais que são: segurança, racionalidade e operações económicas.

No que se refere à segurança, os blondins são sem margem para dúvida os equipamentos mais adequados. Uma vez que as barragens são construídas onde há um rio, existe sempre a possibilidade de haver inundações do estaleiro. Desta forma, será possível manter todos os equipamentos fora do alcance da água uma vez que o blondin pode efetuar o transporte dos mesmos para uma cota superior

onde evita tal acontecimento. Em caso de inundação será possível resgatar operários e equipamentos que se encontrem em posição desfavorável.

No aspeto da racionalidade, o blondin é uma mais-valia pelo facto de manter desobstruído toda a área de construção mantendo o estaleiro organizado e afastado da frente de obra. Desta forma, há uma organização metódica desde a realização do betão até à sua colocação em obra. A central de betão é colocada numa posição estratégica de forma que o balde do blondin tenha acesso à mesma e faça chegar de uma forma rápida o betão pronto ao seu local de depósito, sem perder as características técnicas impostas na fase de projeto (Graziano & Perolino).

Do ponto de vista económico as vantagens são consideráveis. Embora inicialmente seja necessário fazer um investimento superior ao perceptível, posteriormente a economia em funcionamento é tal que permite não só a recuperação do custo mas também efetuar poupanças de grandes dimensões. O betão é transferido da central para o balde que o vai transportar diretamente até aos vários blocos da barragem em construção, suprimindo deste modo as transferências e transbordos.

Optando por outros meios como guias ou guindastes, para garantir a betonagem dos vários blocos da barragem, é necessário outros meios para efetuar o transporte do betão desde a central até aos mesmos.

O blondin é controlado por apenas um operador a partir de uma cabine que está localizada num ponto com boa visibilidade principalmente para a região de carga do balde e, se possível, também para a zona de descarga. Em condições de má visibilidade o blondin continua a operar pelo facto de estar equipado com sensores que informam a posição em que se encontra o balde.

Embora a principal tarefa do blondin seja o transporte do betão, o mesmo também está apto para muitas outras funções auxiliares como transporte de equipamentos necessários colocando-os em locais de difícil acesso (Graziano & Perolino).

A Fig. 2.7 e Fig. 2.8 ilustram o funcionamento deste equipamento na barragem do Baixo Sabor, obtidas aquando da visita do autor deste trabalho à obra.



Fig. 2.7 - Blondin em funcionamento - Baixo Sabor



Fig. 2.8 - Blondin em funcionamento – Baixo Sabor

2.4 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO BLONDIN PARALELO

2.4.1 CABOS

2.4.1.1 Cabos carril ou cabos portantes

Este equipamento é composto por dois cabos carril ou cabos portantes paralelos com um diâmetro de 58 mm que asseguram a ligação entre as duas margens. É sobre eles que circula o carrinho, onde o balde se encontra suspenso, com capacidade para cerca de 30 toneladas. O cabo tem a configuração apresentada na Fig. 2.9 garantindo a passagem do carrinho do blondin com o mínimo de desgaste do mesmo devido aos vários ciclos de passagens que está sujeito durante o seu funcionamento.

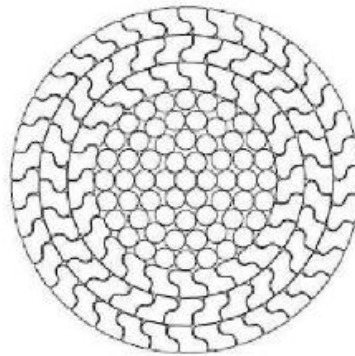


Fig. 2.9 - Cabo carril ou cabo portante (Agudio)

2.4.1.2 Cabos de elevação

O cabo de elevação como o próprio nome indica é o cabo que faz a elevação da carga transportada podendo desta forma alcançar as cotas de trabalho pretendidas. Este cabo tem o diâmetro de 36 mm e formato helicoidal 6x19 Seale. Encontra-se patente na Fig. 2.10 a composição deste cabo com 6 pernas de 19 arames cada uma (6x19).

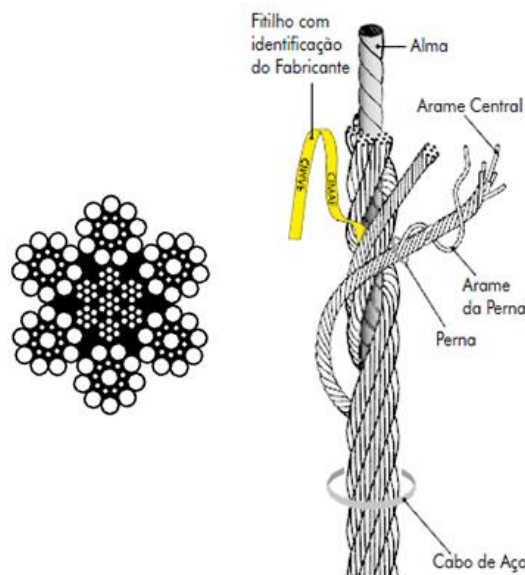


Fig. 2.10 - Cabo de elevação e de translação (6x19) Seale (CIMAF, 2009)

2.4.1.3 Cabo de translação

Este cabo, assegura o movimento de translação do carrinho do blondin ao longo do vão. Este movimento vai assegurar que todos os pontos sob o cabo carril estão acessíveis pelo equipamento de transporte por cabo. As características técnicas deste são iguais às do cabo de elevação neste caso específico (6x19 Seale).

2.4.2 BALDE DE GANCHO

O balde e o gancho representado na Fig. 2.11 encontram-se na extremidade do cabo de elevação. O gancho é um elemento giratório que permite qualquer rotação das cargas içadas no mesmo. Deste modo, pode o balde rodar em função das necessidades, sem que essa rotação provoque alteração nas tensões do cabo de elevação. O balde é o elemento onde é depositado o betão pronto para ser transportado até ao local pretendido, apresentando uma capacidade de transporte de 9 m³, com um peso próprio de cerca 4,5 toneladas.



Fig. 2.11 - Balde e gancho do blondin em Torre de Moncorvo-Baixo Sabor (AGUDIO, 2012)

2.4.3 VIGAS DE ROLAMENTO

O blondin paralelo, como o próprio nome indica, tem como pontos de fixação duas vigas de rolamento paralelas, uma em cada margem do vale podendo estar ou não à mesma cota topográfica. As vigas têm a particularidade de terem uma geometria imposta pelo próprio equipamento que se move sobre as mesmas através de três carris, dois dos quais no plano horizontal e uma no plano vertical (Fig. 2.13).

2.4.3.1 Viga da margem direita

A viga da margem direita, fundada à cota topográfica de 286,50 m, apresenta uma geometria um pouco maior do que a da margem da esquerda. O facto de se movimentar sobre a mesma a casa das máquinas, onde se encontram todos os equipamentos necessários ao funcionamento do blondin,

inclusive motores e bobines onde os cabos de elevação e translação são enrolados, faz com que a dimensão do equipamento seja um pouco maior (Fig. 2.12).

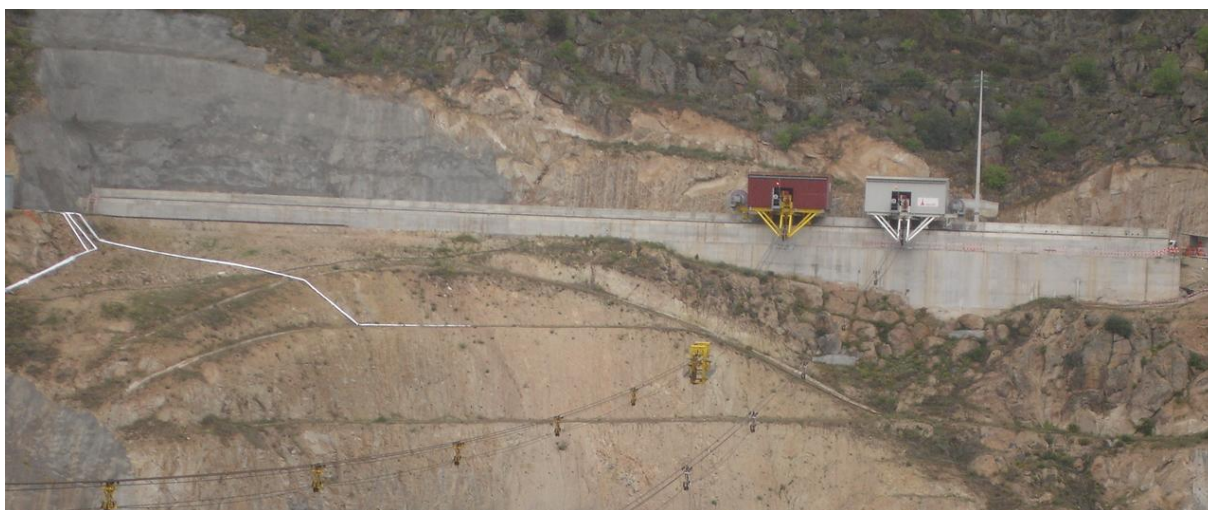


Fig. 2.12 – Viga da margem direita do Baixo Sabor

A secção transversal reta da viga da margem direita tem 8,00 m de largura e 2,00 e 2,50 m de altura, sendo a altura na parte da consola curta 3,85 m. É possível observar na Fig. 2.13 como é que as cargas provenientes da casa das máquinas e do blondin são descarregadas na viga de betão armado.

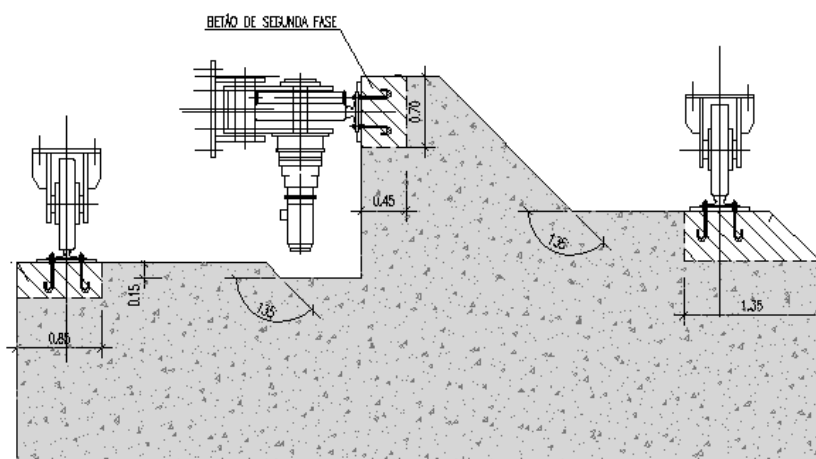


Fig. 2.13 – Secção transversal reta da viga da margem direita

Devido à topografia acidentada do terreno, existe parte da viga que está fundada no maciço rochoso e parte que está apoiada sobre betão de enchimento, como é possível verificar na Fig. 2.14. Devido à sua extensão de 140 m, torna-se difícil garantir que toda a viga fique fundada no maciço rochoso.

2.4.3.2 Viga da margem esquerda

A viga da margem da esquerda, fundada à cota topográfica de 290,50 m, com a extensão de 140 m, tal como a da margem direita, encontra-se apoiada na sua maioria no maciço rochoso e uma pequena parte sobre betão de enchimento, como se pode observar na Fig. 2.14. Foram tomadas todas as precauções de modo a garantir a segurança estrutural na ligação maciço rochoso-betão de enchimento, a qual não será abordada neste estudo uma vez que se afasta do objetivo deste trabalho. É ainda possível visualizar na Fig. 2.14 os dois carros de retorno dos dois blondins ao longo da viga da margem esquerda.



Fig. 2.14 – Viga da margem esquerda do Baixo Sabor

A viga apresenta a geometria apresentada na Fig. 2.15 com 6,50 m de largura e 2,00 e 2,50 m de altura, sendo que a altura na parte da consola curta é de 3,85 m.

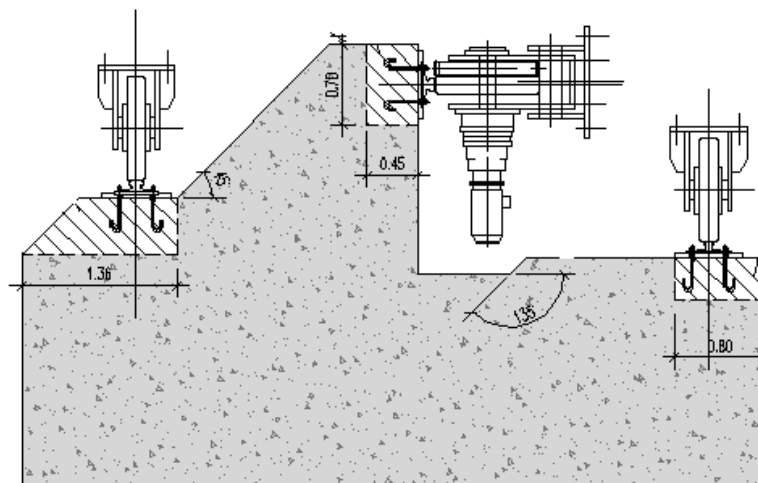


Fig. 2.15 - Secção transversal reta do maciço da margem esquerda

Os carris que estão no plano horizontal são sobrecarregados pelo peso próprio do carro de retorno, pelo contrapeso e pela componente vertical proveniente do esforço axial dos cabos portantes, o carril

que se encontra no plano vertical tem como objetivo primordial receber a componente horizontal do esforço axial dos cabos dos blondins.

Como já foi referido, no maciço da margem esquerda encontram-se os dois carros de retorno que contêm vários equipamentos indispensáveis para o funcionamento dos blondins. É de salientar que existe um contrapeso suspenso nos carros de retorno com o intuito de amortecer a oscilação dos cabos portantes quando estão em funcionamento (Fig. 2.16).



Fig. 2.16 - Carro de retorno da margem esquerda na barragem do Baixo Sabor

O estudo que se efetuará mais adiante, mais precisamente no Capítulo 4 deste documento, sobre o dimensionamento de uma viga de rolamento, será sobre esta viga. Será importante desde já referir que é difícil de conseguir dados sobre este tipo de equipamento, como o peso próprio do carro de retorno e o modo como o mesmo se distribui pelos apoios nos carris. É realmente muito relevante chegar ao caso de carga típico deste equipamento para poder, de uma forma criteriosa, dimensionar e verificar a segurança da viga.

2.5 LEGISLAÇÃO DE EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE POR CABO

A Organizzazione Internazionale Trasporti a Fune (O.I.T.A.F.), é a Organização Internacional de Transporte por cabo que foi fundada em Milão em 1959. A sua criação foi motivada pela necessidade de juntar numa organização três categorias do domínio de transporte por cabo. As categorias estão divididas em exploradores, nomeadamente as empresas de teleféricos, os fabricantes das instalações de transporte por cabo e as autoridades de supervisão.

A O.I.T.A.F. promove o desenvolvimento e o progresso dos transportes por cabo, impulsiona os estudos e os ensaios, promove a harmonização das prescrições jurídicas nacionais no domínio dos transportes por cabo, elabora diretrizes (guias de orientação) internacionais uniformes para a planificação, a construção, a exploração, a manutenção e o controlo dos transportes por cabo.

A O.I.T.A.T criou o Book 8 que é um documento específico para gruas cabo para transporte de materiais que é muitas vezes referido como documento fundamental para concursos internacionais. A

Diretiva 2006/42/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 17 de Maio de 2006 relativa a máquinas é considerada pela O.I.T.A.F. na elaboração dos seus documentos.

2.6 SOLICITAÇÕES EM CABOS

O presente subcapítulo apresenta uma abordagem de possíveis solicitações em cabos dependendo diretamente do tipo e da forma de carregamento dos mesmos. Os cabos dividem-se em duas categorias de acordo com o carregamento a que estão submetidos. Cabos que estão sujeitos a carregamentos com cargas muito superiores ao seu peso próprio (peso próprio desprezável) e casos em que o seu peso próprio não é desprezável. Os cabos podem ainda estar submetidos a cargas concentradas ou a cargas distribuídas.

2.6.1 CABOS COM CARGAS DISTRIBUÍDAS

Considera-se um cabo suspenso apoiado a duas extremidades fixas A e B (Fig. 2.17) que suporta uma carga distribuída assumindo a forma de uma curva. A força interior num ponto genérico D do cabo é o esforço axial de tração T com a direção tangente a curva. A forma do cabo pode assumir dois tipos de curva em dois casos particulares de carga distribuída. Um cabo flexível e homogêneo suspenso pode assumir a forma de uma catenária ou de uma parábola.

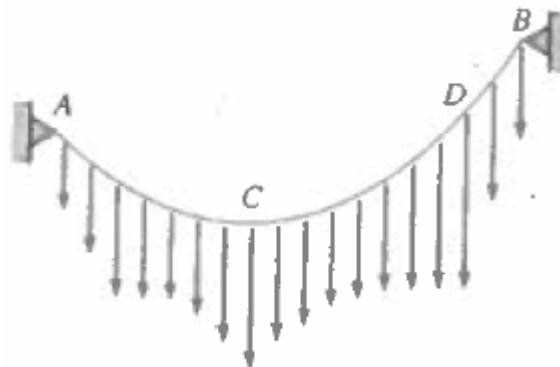


Fig. 2.17 - Cabo submetido a cargas distribuídas (Beer & Jr., 1998)

Para o caso mais geral de cargas distribuídas, traça-se o diagrama de corpo livre de um segmento do cabo entre o ponto C, ponto de cota mais baixa, e um ponto genérico D (Fig. 2.18). As forças que estão a atuar neste segmento de cabo são a força de tração T_0 em C, horizontal por ser tangente ao cabo no ponto de cota mais baixa, a força de tração T no ponto D, também tangente ao cabo nesse ponto, e a resultante P proveniente da carga distribuída aplicada no troço em estudo CD do cabo.

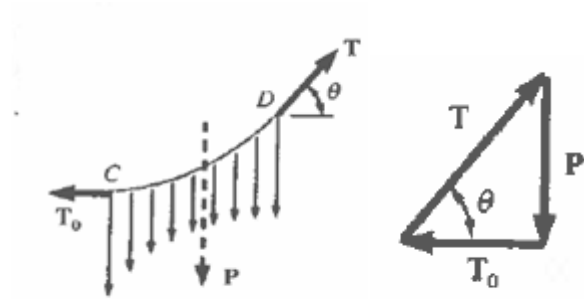


Fig. 2.18 - Segmento de cabo solicitado por cargas distribuídas e triângulo de forças (Beer & Jr., 1998)

Do diagrama de corpo livre e do triângulo de forças obtêm-se as seguintes equações:

$$T \cos \theta = T_0 \quad (2.1)$$

$$T \sin \theta = P \quad (2.2)$$

$$T = \sqrt{T_0^2 + P^2} \quad (2.3)$$

$$\tan \theta = \frac{P}{T_0} \quad (2.4)$$

Das relações obtidas (2.1) e (2.2), observa-se que a componente horizontal da força T , ou seja T_0 , não varia ao longo do cabo, e que a componente vertical de T , é igual à intensidade P da resultante da carga uniformemente distribuída ao longo da extensão desde o ponto mais baixo até ao ponto D . A intensidade da força T , esforço axial no cabo, é mínimo no ponto mais baixo da curva do cabo e máximo no ponto de apoio do cabo. (Beer & Jr., 1998).

2.6.1.1 Cabo parabólico

O cabo assume a forma de uma parábola quando está sujeito a uma carga uniformemente distribuída na horizontal. Isto pode acontecer em duas situações, quando o cabo está muito esticado e pode considerar-se que o seu peso próprio está uniformemente distribuído na horizontal ou então a carga por ele suportada é tão grande que o seu peso próprio pode ser desprezado (Fig. 2.19) (Alhanati, Alfaconnection).

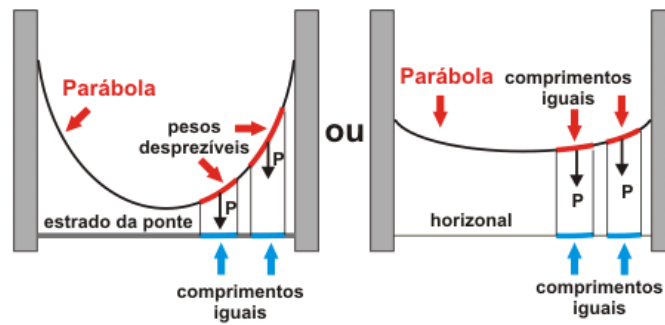


Fig. 2.19 - Condições de aplicação de equação da parábola (Alhanati, Alfaconnection)

Voltando à Fig. 2.18, a origem do sistema de eixos localizado em C, ponto de cota mais baixa da curva, a intensidade da carga P entre o ponto D de coordenadas x e y e o ponto C é px , sendo p a carga por unidade de comprimento (medida na horizontal). As equações (2.3 e 2.4) definem a direção e intensidade da força de tração em D (Beer & Jr., 1998).

$$T = \sqrt{T_0^2 + p^2 x^2} \quad (2.5)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{px}{T_0} \quad (2.6)$$

O ponto de aplicação da resultante da carga distribuída P , está localizado a meia distância entre o ponto C e D (Fig. 2.20).

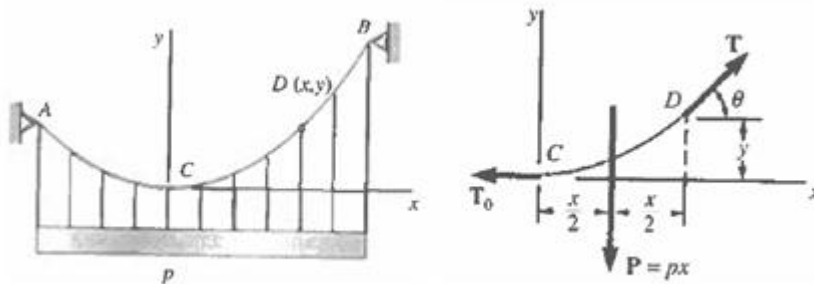


Fig. 2.20 - Cabo com carga uniformemente distribuída horizontal (Beer & Jr., 1998)

Fazendo o somatório de momentos das forças em D, obtém-se a seguinte equação:

$$px \frac{x}{2} - T_0 y = 0 \quad (2.7)$$

e resolvendo em ordem a y chega-se a equação da parábola com eixo vertical e vértice na origem do sistema de eixos coordenados. (Beer & Jr., 1998)

$$y = \frac{px^2}{2T_0} \quad (2.8)$$

2.6.1.2 Catenária

Considere-se um cabo AB suspenso, submetido apenas ao seu peso próprio ao longo de toda a sua extensão (Fig. 2.21). O cabo adota a forma de uma catenária quando está nestas condições. Seja p a carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento (medido ao longo da extensão do cabo), em N/m. A força P , resultante da carga uniformemente distribuída, aplicada a um segmento de cabo com comprimento s compreendido desde o ponto de cota mais baixa C e o ponto D é ps .

Através de aplicações matemáticas atinge-se a equação de uma catenária de eixo vertical sendo c o parâmetro da catenária (Beer & Jr., 1998). Consultar bibliografia recomendada para ver a dedução da equação da catenária.

$$y = c \times \cosh \frac{x}{c} \quad (2.9)$$

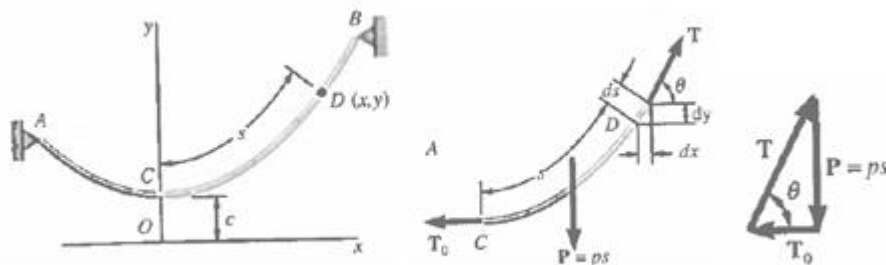


Fig. 2.21 - Curva catenária (Beer & Jr., 1998)

2.6.2 CABOS COM CARGAS CONCENTRADAS

Supõe-se um cabo suspenso e flexível ligado a dois pontos fixos A e B que suporta n cargas verticais. Admite-se que o seu peso próprio é desprezável comparando com as cargas concentradas nele impostas. Os troços de cabo entre aplicações sucessivas de cargas são considerados retos e submetidos a duas forças. A força exterior com orientação vertical e a força interior que é uma força de tração orientadas com a direção do cabo.

Considera-se que a distância medida na horizontal entre a aplicação da carga vertical e o apoio A é conhecida; considera-se também que a distância tanto vertical como horizontal entre os apoios é conhecida.

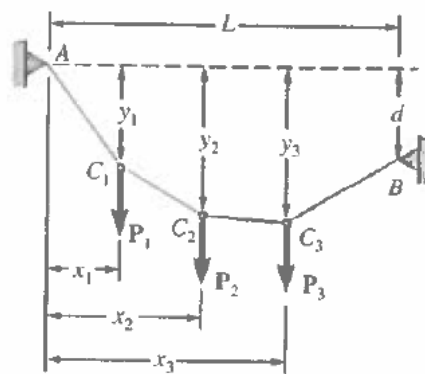


Fig. 2.22 - Cabo sujeito a cargas concentradas (Beer & Jr., 1998)

Uma vez que as inclinações do cabo não são conhecidas juntos aos apoios A e B, as reações nos apoios têm duas componentes, uma horizontal e outra vertical. Perante este caso existem quatro incógnitas para as determinações das reações. As três equações de equilíbrio estático não são suficientes para a determinação das reações nos apoios A e B. Como o cabo não é um corpo rígido, as equações de equilíbrio representam condições necessárias mas não suficientes. Deste modo, torna-se necessário uma equação adicional para a determinação das reações de apoio. Conhecidas as coordenadas x e y de um determinado ponto D do cabo obtém-se a equação necessária através do somatório de momentos nesse mesmo ponto. Com base no diagrama de corpo livre do troço AD (Fig. 2.23) e na equação $\sum M_D = 0$, atinge-se a relação adicional entre as incógnitas A_x e A_y necessárias para a determinação das reações de apoio.

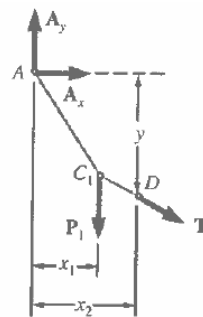


Fig. 2.23 - Diagrama de corpo livre do troço AD (Beer & Jr., 1998)

Depois de conhecidas as incógnitas A_x e A_y , determina-se com facilidade a distância na vertical entre o apoio A e qualquer outro ponto do cabo. Analisando o ponto C_2 por exemplo, traça-se o diagrama de corpo livre do troço em estudo AC_2 (Fig. 2.24). Fazendo $\sum M_{C_2} = 0$, obtém-se uma equação que pode ser resolvida em ordem a y_2 . Recorrendo às equações fundamentais da estática $\sum F_y = 0$ e $\sum F_x = 0$, obtém-se a força de tração no cabo a direita de C_2 , que corresponde a força T. Consegue-se verificar que $T \cos \theta = -A_x$; conclui-se então que a componente horizontal da força de tração no cabo é constante ao longo de todo o cabo. Deste modo, a força de tração no cabo T é máxima quando o $\cos \theta$ é mínimo, isto é, no ponto onde a inclinação do cabo é máxima. Esta inclinação máxima verifica-se junto aos apoios do cabo.

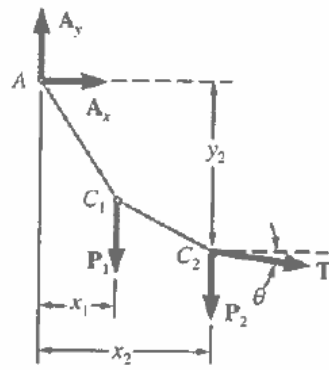


Fig. 2.24 - Diagrama de corpo livre do segmento AC_2 do cabo (Beer & Jr., 1998)

2.7 ESFORÇOS NUM CABO DEVIDO À SOLICITAÇÃO PESO PRÓPRIO

Faz-se uma análise de valores de esforços no cabo quando solicitado apenas pelo peso próprio em duas condições de apoio, uma nivelada e outra desnivelada recorrendo à equação da parábola e à equação da catenária (Júnior, 2002).

2.7.1 CABOS SUSPENSOS COM APOIOS NIVELADOS (PARÁBOLA)

Considere-se um cabo suspenso solicitado com carga uniformemente distribuída $p(x)$ ao longo do seu vão (Fig. 2.25.). O cabo encontra-se apoiado nas extremidades A e B com uma flecha f e um vão l . Como exemplo de aplicação deste caso, pode-se citar as pontes pênsis.

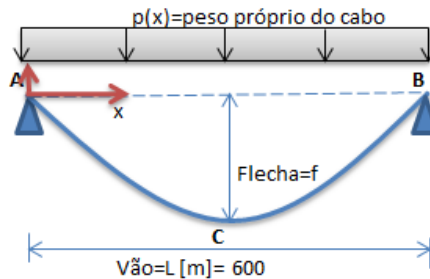


Fig. 2.25 - Cabo suspenso com carga uniformemente distribuída com apoios nivelados

Considera-se o diagrama de corpo livre do elemento cabo (Fig. 2.26) solicitado pela carga $p(x)$, onde dx e dy são comprimentos infinitesimais nas direções x e y , H e $H_0 + dH_0$ são as forças horizontais nas extremidades do cabo, $V + dV_0$ são as forças verticais e θ é o ângulo de inclinação do elemento do cabo.

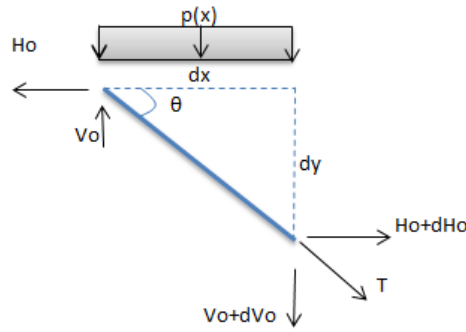


Fig. 2.26 - Elemento de cabo com carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão

Considerando as condições de equilíbrio estático $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ e $\sum M = 0$ permite obter as equações seguintes:

$$\begin{cases} dH_0 = 0 \\ dV_0 = p dx \\ H_0 dy = V_0 dx \end{cases} \quad (2.10)$$

Deste modo, conclui-se que H_0 é constante ao longo de toda a extensão do cabo, ou seja, não há variação da componente horizontal do esforço de tração. Através das equações (2.10) obtém-se a equação diferencial de equilíbrio:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{p}{H_0} \quad (2.11)$$

que quando integrada duas vezes e posteriormente impondo as condições de contorno (Fig. 2.25) em que $y' = 0$ para $x = l/2$ e $y = 0$ para $x = 0$, obtém-se a equação da parábola que define a configuração de equilíbrio do cabo.

$$y = \frac{p}{2H_0} x^2 - \frac{pl}{2H_0} x \quad (2.12)$$

Desta forma, conhecendo a flecha f para $x=l/2$ calcula-se H_0 que é dado por:

$$H_0 = -\frac{pl^2}{8f} \quad (2.13)$$

A força de tração no cabo pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$T = H_0 \sqrt{1 + \left(\frac{px}{H_0} - \frac{pl}{2H_0} \right)^2} \quad (2.14)$$

2.7.2 PARÁBOLA COM APOIOS DESNIVELADOS

Considera-se um cabo suspenso, flexível, submetido a uma carga uniformemente distribuída $p(x)$ (peso próprio do cabo) ao longo do vão l , apoiado em A e B com um desnível h .

De forma análoga ao anteriormente exposto em 2.7.1 sobre a parábola com apoios nivelados, obtêm-se as equações que permitem calcular a componente horizontal do esforço de tração imposto no cabo, como também o esforço de tração devido ao seu peso próprio.

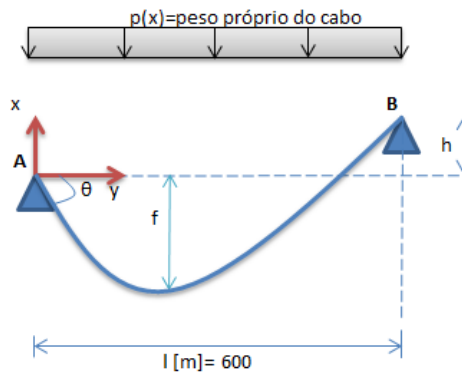


Fig. 2.27 - Cabo suspenso com carga uniformemente distribuída com apoios desnivelados

Das condições de contorno da Fig. 2.27 obtém-se a equação da parábola que define a configuração de equilíbrio do cabo desnivelado.

$$y = \left(\frac{h - l \tan \theta_A}{l^2} \right) x^2 + \tan \theta_A x \quad (2.15)$$

A componente horizontal da força de tração imposta no cabo H_0 devido à solicitação da carga uniformemente distribuída é dada por:

$$H_0 = \frac{pl^2}{2h - 2l \tan \theta_A} \quad (2.16)$$

A força de tração imposta no cabo pode ser obtida por:

$$T = H_0 \sqrt{1 + \left(\frac{px}{H_0} + \tan \theta_A \right)^2} \quad (2.17)$$

2.7.3 CATENÁRIA COM APOIOS NIVELADOS

Considera-se o peso próprio como uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento do cabo quando o mesmo se torna importante na análise de forças. Como exemplo de aplicação pode citar-se o caso dos cabos de alta tensão. O objetivo a alcançar é obter as equações de equilíbrio do cabo solicitado por uma carga uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento quando o mesmo se encontra suspenso apoiado em A e B (Fig. 2.28)

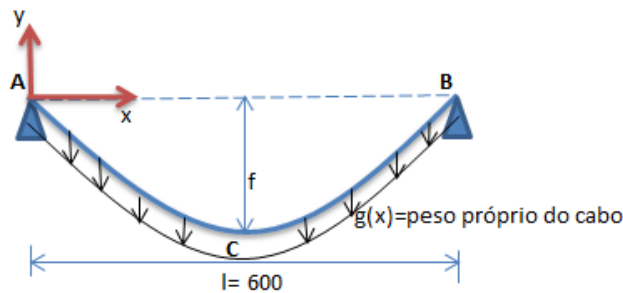


Fig. 2.28 - Cabo suspenso solicitado ao longo do seu comprimento (catenária)

Considera-se o cabo AB (Fig. 2.28) solicitado pela carga uniformemente distribuída, peso próprio $g(x)$, sabendo que f é a flecha a meio vão.

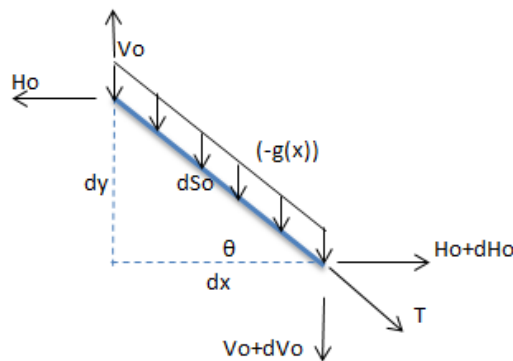


Fig. 2.29 - Elemento de cabo solicitado ao longo do seu comprimento

Considera-se o diagrama de corpo livre do elemento cabo (Fig. 2.29) solicitado pela carga $g(x)$, onde dx e dy são comprimentos infinitesimais nas direções x e y , H_0 e $H_0 + dH_0$ são as forças horizontais nas extremidades do cabo, V_0 e $V_0 + dV_0$ são as forças verticais e θ é o ângulo de inclinação do elemento cabo (Júnior, 2002).

Aplicando as condições de equilíbrio estático $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ e $\sum M = 0$ permite obter as seguintes equações:

$$\begin{cases} dH_0 = 0 \\ dV_0 = gdx \\ H_0 dy = V_0 dx \end{cases} \quad (2.18)$$

Deste modo, conclui-se que H_0 é constante ao longo de toda a extensão do cabo, ou seja, não há variação da componente horizontal do esforço de tração.

Através das equações (2.18) obtêm-se a equação diferencial de equilíbrio:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{p}{H_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \quad (2.19)$$

que quando integrada duas vezes e posteriormente impondo as condições de contorno (Fig. 2.28), em que $y' = 0$ para $x = l/2$ e $y = 0$ para $x = 0$, obtêm-se a equação da catenária que define a configuração de equilíbrio do cabo.

$$y = \frac{H_0}{g} \left[\cosh \left(\frac{g}{H_0} x - \frac{gl}{2H_0} \right) - \cosh \left(\frac{gl}{2H_0} \right) \right] \quad (2.20)$$

Desta forma, conhecendo a flecha f para $x=l/2$, da equação (2.20) calcula-se H_0 por interpolação que é dado por:

$$f = \frac{H_0}{g} \left[1 - \cosh \left(\frac{gl}{2H_0} \right) \right] \quad (2.21)$$

A força de tração no cabo é obtida com auxílio da derivada da equação (2.20) substituída em $T = H_0 \sqrt{1 + (y')^2}$ obtendo-se à seguinte equação:

$$T = H_0 \cosh \left[\frac{g}{2H_0} (2x - l) \right] \quad (2.22)$$

2.7.4 CATENÁRIA COM APOIOS DESNIVELADOS

Considera-se um cabo suspenso, flexível, submetido a uma carga uniformemente distribuída $g(x)$ (peso próprio do cabo) ao longo do comprimento l , apoiado em A e B com um desnível h . De forma análoga ao exposto em 2.7.3, obtêm-se as equações que permitem calcular a componente horizontal do esforço axial de tração devido ao peso próprio.

Conhecendo o desnível (h) e a flecha no ponto de cota mais baixa e sabendo que $y = f$ para $x = x_v$, sendo x_v o ponto de cota mais baixa obtém-se:

$$x_v = \frac{H_o}{g} \cosh^{-1} \left(1 - \frac{gf}{H_o} \right) \quad (2.23)$$

Das condições de contorno obtém-se a equação da catenária que define a configuração de equilíbrio do cabo desnivelado.

$$y = \frac{H_o}{g} \cosh \left[\frac{gx}{H_o} - \cosh^{-1} \left(1 - \frac{gf}{H_o} \right) \right] - \frac{H_o}{g} + f \quad (2.24)$$

A componente horizontal da força de tração H_o no cabo devido à solicitação da carga uniformemente distribuída é calculada por iterações pela expressão seguinte:

$$h = \frac{H_o}{g} \cosh \left[\frac{gl}{H_o} - \cosh^{-1} \left(1 - \frac{gf}{H_o} \right) \right] - \frac{H_o}{g} + f \quad (2.25)$$

A força de tração imposta no cabo pode ser obtida por:

$$T = H_o \cosh \left[\frac{gx}{H_o} - \cosh^{-1} \left(1 - \frac{gf}{H_o} \right) \right] \quad (2.26)$$

2.7.5 COMPARAÇÃO DE VALORES DE H_o E T PELAS EQUAÇÕES DA PARÁBOLA E DA CATENÁRIA

Executou-se uma análise comparativa entre os valores do esforço axial de tração no cabo no ponto de cota mais baixa, todo o esforço axial é horizontal (H_o), como também da respetiva cota mais alta, quer pela equação da parábola, quer pela equação da catenária. Esta análise contempla o caso de não haver desnível entre os apoios como também o caso em que existe desnível entre os mesmos. É de salientar que este estudo só contabiliza o caso de uma carga uniformemente distribuída, que neste caso é o peso próprio do cabo.

Para tornar possível este estudo e enquadrá-lo no âmbito do objetivo desta tese, utilizaram-se os dados fornecidos pela EDP referentes aos blondins em funcionamento na obra do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor patentes na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Dados do cabo carril fornecidos pela EDP

Vão [m]	600
Flecha máxima [m]	28,5
Diâmetro [mm]	58
Peso do cabo [kN/m]	0,185
Desnível entre apoios	4

Considerou-se apenas um cabo carril com as características exibidas na Tabela 2.1 de um dos blondins paralelos neste estudo para analisar as diferenças obtidas no esforço axial, quer pela equação da parábola, quer pela equação da catenária. Os resultados obtidos nesta avaliação encontram-se acessíveis da Tabela 2.2, podendo desta forma fazer uma análise crítica dos esforços.

Tabela 2.2 - Valores do esforço axial de tração e componente horizontal do mesmo

	H _o [kN]	T [kN]
Parábola-Apoios nivelados	292,5	297,7
Parábola- Apoios desnivelados	315,0	318,8
Catenária-Apoios nivelados	293,3	298,6
Catenária-Apoios desnivelados	315,8	321,1

Com os valores alcançados, podemos concluir que as diferenças entre os resultados pela equação da catenária e pela equação da parábola não são significativas para este tipo de aplicação. Para o vão de 600 m com uma flecha máxima de 28,5 m, conclui-se que o cabo encontra-se muito esticado podendo considerar-se a análise com a equação da parábola aceitável, considerando-se desta forma que o peso próprio está uniformemente distribuído na horizontal. A diferença do comprimento do cabo entre estar na horizontal ou em curva, sendo em parábola ou catenária é de 3,6 m, sendo esta dimensão diluída num vão de 600 m, tornando-se desta forma irrelevante para efeitos de contabilização de peso próprio.

No caso da parábola com apoios nivelados e catenária com apoios nivelados a diferença nos valores encontrados, tanto nos valores do esforço axial como na componente horizontal do mesmo correspondem a 0.3 %. Referentemente às diferenças entre o esforço axial na parábola desnivelada e na catenária desnivelada, são valores na mesma ordem de grandeza diferindo em menos de 1%.

Conclui-se desta forma que pode prosseguir-se o estudo dos cabos no Capítulo 3 deste documento pela equação da parábola, que é muito menos complexo do ponto de vista de cálculo. Pode-se também não considerar o desnível entre apoios, uma vez que este não tem uma influência considerável nos esforços obtidos.

3

CÁLCULO DOS ESFORÇOS NOS CABOS CARRIL DO BLONDIN

3.1 ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

Este capítulo terá como objetivo principal o estudo de esforços nos cabos de blondins paralelos. Neste caso trata-se de dois blondins paralelos a operar nas mesmas vigas de rolamento, sendo cada um composto por dois cabos carril ou portantes, que garantem a ligação entre os dois pontos de apoio nas margens esquerda e direita. Estes cabos são solicitados por cargas distribuídas, correspondentes ao peso próprio dos cabos carril, dos cabos de elevação (pelo facto do cabo enrolar numa bobine que se encontra na torre da margem direita) e dos cabos de translação, e por uma carga concentrada que representa o peso do balde, do gancho, do cabo de elevação e o peso do betão quando o balde está na sua capacidade máxima de transporte. Assim sendo, será feito um estudo de esforço axial nos cabos carril, para saber qual a posição mais gravosa ao longo das posições que a carga concentrada pode ocupar ao longo do vão de 600 m.

Os cabos carril apoiam-se na margem esquerda à cota de 292 m no carro de retorno, na margem direita apoiam-se na casa das máquinas à cota 288 m, existindo um desnível entre apoios de 4 m. Embora cada blondin esteja dotado de dois cabos carril, os cálculos serão realizados para um único cabo considerando desta forma metade da carga concentrada.

O cabo assume a forma de uma curva catenária e não de uma parábola como se vai assumir ao longo deste estudo. No entanto, para o dimensionamento de blondins as diferenças obtidas nos resultados são tão pequenas que na prática não se utilizam as fórmulas exatas da catenária que exigiriam um cálculo muito mais complexo (Potau, 1972).

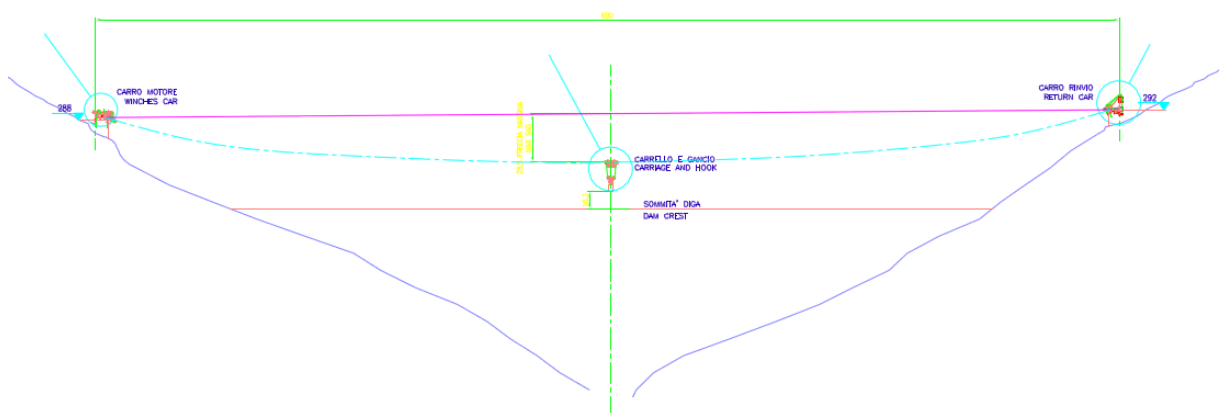


Fig. 3.1 - Enquadramento do equipamento na topografia do terreno

3.2 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS E GEOMÉTRICAS DO BLONDIN

Com o intuito de analisar o comportamento do cabo carril aquando das solicitações pelas cargas concentradas e distribuídas, será necessário algumas características geométricas e técnicas. Para tal, serão utilizados dados fornecidos pela EDP referentes aos blondins que se encontram em funcionamento no auxílio da construção do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor.

Com os dados da Tabela 3.1 será possível realizar a análise que vai de encontro aos objetivos deste capítulo, conseguindo desta forma tornar este estudo o mais próximo possível de um caso real.

Tabela 3.1 – Características técnicas e geométricas do blondin

Peso do cabo carril [kN/m]	0,185	Inclinação máxima do cabo carril [graus]	16
Peso do cabo de elevação [kN/m]	0,120	E [GPa]	180
Peso do cabo de translação [kN/m]	0,120	Esforço axial máximo F_{min} [kN]	3600
Peso do balde + cabos [ton]	4,5	Vão [m]	600
Gancho [ton]	3	Flecha máxima [m]	28,5
Área do cabo carril [mm]	2250	Desnível entre apoios [m]	4
Classe fili [N/mm ²]	1860/1720	F_{emin} [kN/mm ²]	4020

O balde que transporta o betão pronto tem a capacidade de 9 m³, o que garante uma carga máxima de 22,9 kN de betão em cada ciclo.

O vão de trabalho considerado não corresponde ao vão total entre os apoios, uma vez que o balde do blondin não ocupa posições junto aos apoios. Assim sendo, o vão de trabalho corresponde a 560 m, não ocupando posições mais próximas que 20 m dos apoios.

Salienta-se que por razões de segurança, os dois blondins que se encontram em funcionamento em simultâneo, apoiados nas mesmas vigas de rolamento, os seus cabos carril nunca estão a uma distância inferior a 10 m entre eles e nunca a menos de 7,5 m da extremidade da viga.

3.3 ESFORÇO AXIAL DEVIDO À CARGA CONCENTRADA

No âmbito do estudo do esforço axial provocado pela carga concentrada no cabo carril, despreza-se o efeito do peso próprio do cabo (Potau, 1972).

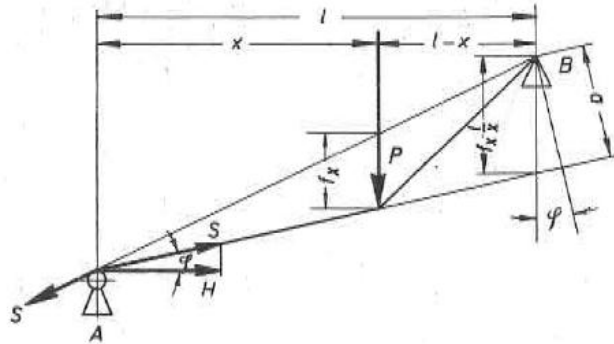


Fig. 3.2 - Cálculo da flecha de um cabo solicitado por uma carga concentrada (Potau, 1972)

Quando a carga concentrada P se encontra a uma distância x do apoio A no vão l , o cabo fica sujeito a um esforço axial de tração que tem que ser equilibrado nos apoios. Não só se exige que a soma destas forças sejam zero, como também o somatório de momento num ponto arbitrário seja nulo. Se fizer o somatório de momentos em torno do ponto B por exemplo obtém-se a seguinte expressão:

$$P(l - x) - S.a = 0 \quad (3.1)$$

sendo a

$$a = f_x \frac{l}{x} \cos \varphi \quad (3.2)$$

encontra-se

$$P(l - x) - S.f_x \cdot \frac{l}{x} \cos \varphi = 0 \quad (3.3)$$

Desta forma encontra-se a equação da flecha sendo $S \cos \varphi = H$,

$$f_x = P \frac{(l - x)x}{l.S \cos \varphi} = P \frac{(l - x)x}{l.H} \quad (3.4)$$

Em que:

P – carga concentrada [kN]

l – vão [m]

x – distância até ao ponto de aplicação da carga

f_x – flecha no ponto x

S – esforço axial

H - componente horizontal do esforço axial

Em condições normais, em que a flecha é pequena e o desnível entre os apoios A e B reduzido quando comparado com o vão l pode admitir-se que $\cos\varphi \approx 1$ o que conduz ao seguinte valor de flecha (Potau, 1972):

$$f_x = P \frac{(l-x)x}{l.S} \quad (3.5)$$

O valor máximo da flecha ($f_{máx}$) é encontrado quando a carga concentrada se encontra a meio vão pela seguinte expressão:

$$f_{máx} = P \cdot \frac{l}{4S} \quad (3.6)$$

Sabendo que a flecha máxima a meio vão mede 28,5 m e conhecendo a carga concentrada P , reúnem-se condições para o cálculo do esforço axial no ponto de cota mais baixa em que $S=H$. O desnível entre os apoios pode ser desconsiderado uma vez que é diminuto quando comparado com a dimensão do vão em estudo.

A carga concentrada do blondin é o somatório de todas as cargas que atuam no cabo de elevação aquando do seu funcionamento, estando ele localizado em qualquer ponto do vão de trabalho. As cargas que contribuem para a carga concentrada do blondin são: peso próprio dos cabos de elevação, peso do gancho, peso do balde, peso do carrinho e por fim o peso do betão quando o balde está na sua capacidade máxima. O peso próprio do cabo de elevação foi contabilizado quando a cota de trabalho é a mais baixa de forma ao peso próprio do cabo ser máximo (mais gravoso).

Através dos dados patentes na Tabela 3.1 procede-se ao cálculo da carga concentrada. A carga concentrada máxima sustida nos dois cabos carril de um blondin tem o valor de 298,6 kN, sendo suspensa 149,3 kN em cada cabo (Fig. 3.3).

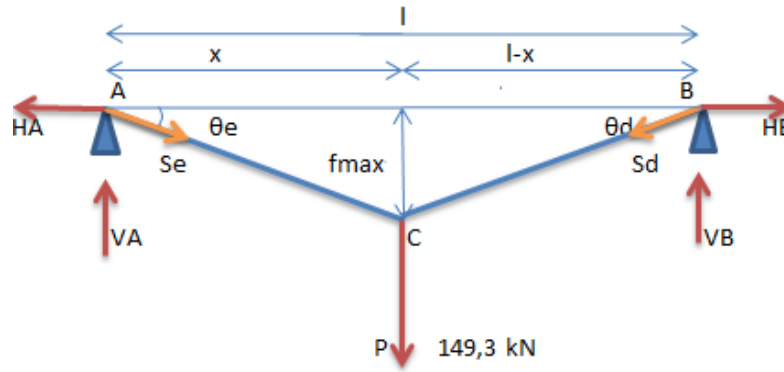


Fig. 3.3 - Cálculo do esforço axial num cabo do blondin devido a carga concentrada

Aplicando a equação (3.6) calcula-se o esforço axial a meio vão com o valor de 785,72 kN. Este valor é igual à componente horizontal do esforço axial H independentemente da posição da carga uma vez que este valor é constante ao longo de todo o cabo.

Considerando x a posição da carga ao longo do vão, V_A e V_B as reações no apoios, f a flecha em cada ponto, H a componente horizontal do esforço axial, θ_e e θ_d os ângulos à esquerda e à direita respetivamente, e S_e e S_d o esforço axial à esquerda e à direita respetivamente conforme exposto na Fig. 3.3 obtiveram-se os seguintes valores pelas equações de equilíbrio estático.

Tabela 3.2 - Esforço axial no cabo ao longo do vão

x	V_A [kN]	V_B [kN]	f [m]	H	Θ_e [rad]	Θ_d [rad]	S_e [kN]	S_d [kN]
50	136,85	12,44	8,71	785,72	0,17	0,02	797,55	785,82
100	124,41	24,88	15,83	785,72	0,16	0,03	795,51	786,12
200	99,53	49,76	25,33	785,72	0,13	0,06	792,00	787,30
300	74,64	74,64	28,50	785,72	0,09	0,09	789,26	789,26
400	49,76	99,53	25,33	785,72	0,06	0,13	787,30	792,00
500	24,88	124,41	15,83	785,72	0,03	0,16	786,12	795,51

A reação de apoio varia à medida que a carga se desloca ao longo vão, aumentando ou diminuindo à medida que a carga se aproxima ou se afasta respetivamente do apoio. A componente horizontal do esforço axial H , mantém-se constante ao longo de todo o vão, não variando com a posição que a carga ocupa. Verifica-se também que o esforço axial varia ao longo do vão, aumentando conforme a carga concentrada se aproxima do apoio, atingindo valores iguais à esquerda e à direita da carga apenas quando se encontra a meio vão (Fig. 3.4).

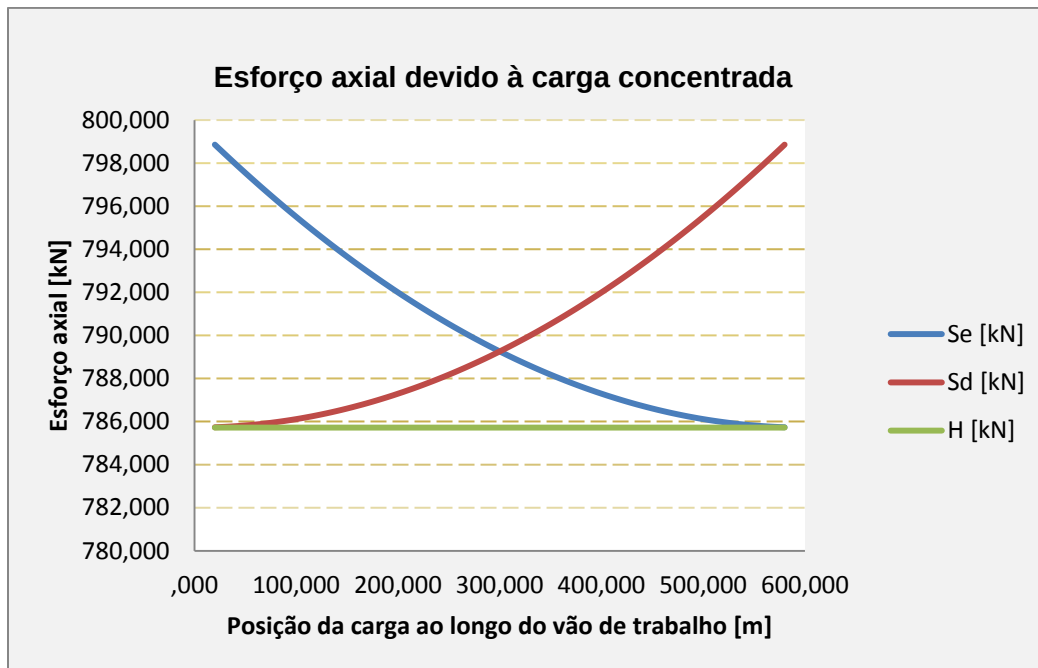


Fig. 3.4 – Representação gráfica do esforço axial devido a carga concentrada

3.4 CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO CABO CARRIL

Para obter o esforço axial S a que o cabo carril está sujeito devido a carga uniformemente distribuída peso próprio g_t , partiu-se da flecha máxima $f_{máx}$ a meio vão (Fig. 3.5).

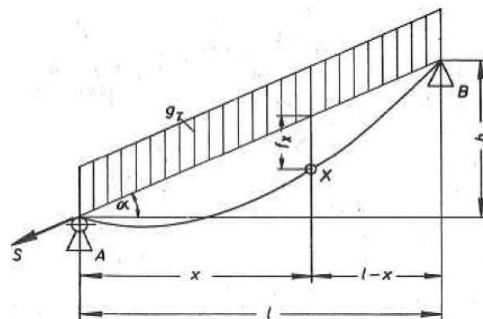


Fig. 3.5 - Cálculo da flecha provocada pelo peso próprio do cabo (Potau, 1972)

Seja h o desnível entre os apoios A e B, este pode ser desprezado quando comparado com a dimensão do vão (Potau, 1972). Assim sendo, pode supor-se que $\cos \alpha = 1$, e a flecha pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{máx} = g_t \frac{l^2}{8S} \quad (3.7)$$

Obtém-se a flecha em qualquer ponto do cabo pela seguinte expressão:

$$f_x = g_t \frac{(l-x)x}{2S} \quad (3.8)$$

Conhecido o valor do vão, do peso próprio do cabo carril e a flecha máxima a meio vão, procede-se ao cálculo do esforço axial através da equação 3.7. Desta forma, validou-se o cálculo efetuado em 2.7.5 ao ter chegado ao valor de 292,5 kN de esforço axial a meio vão, em um cabo carril devido à solicitação peso próprio.

3.5 CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL DEVIDO À CARGA CONCENTRADA E AO PESO PRÓPRIO DO CABO CARRIL

A flecha resultante é a soma das flechas calculadas para a carga concentrada e para a carga distribuída do peso próprio do cabo carril. Em um caso geral em que o desnível entre os apoios é notável aplica-se as seguintes expressões (Potau, 1972):

$$f_x = \left(\frac{P}{l} + \frac{g_T}{2 \cos \alpha} \right) \frac{(l-x)x}{H} \quad (3.9)$$

$$f_{máx} = \frac{Pl}{4H} + \frac{g_T}{\cos \alpha} \frac{l^2}{8H} \quad (3.10)$$

Em condições normais em que o desnível é reduzido pode considerar-se desprezível, desta forma tem-se:

$$f_x = \left(\frac{P}{l} + \frac{g_T}{2} \right) \frac{(l-x)x}{S} \quad (3.11)$$

$$f_{máx} = \frac{Pl}{4S} + g_T \frac{l^2}{8S} \quad (3.12)$$

Uma vez mais, partindo da flecha máxima para determinar o esforço axial devido à carga concentrada do blondin e à carga distribuída do cabo carril, obteve-se um esforço no valor de 1078,18 kN com base na equação (3.12), que não é mais do que a soma algébrica do calculado nos dois subcapítulos anteriores (3.3 e 3.4).

3.6 CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL NO CABO CARRIL COM INFLUÊNCIA DO CABO DE ELEVAÇÃO E DE TRANSLAÇÃO

Até então, apenas foi tido em conta a influência do peso próprio do cabo carril. Na realidade, não só o peso próprio do cabo carril solicita a estrutura, os cabos de elevação e de translação também têm

influência no esforço axial a que o cabo carril fica submetido. Nos cálculos seguintes, admite-se segundo a Fig. 3.6, que os cabos de elevação e translação também têm influência no cálculo da flecha total (Potau, 1972).

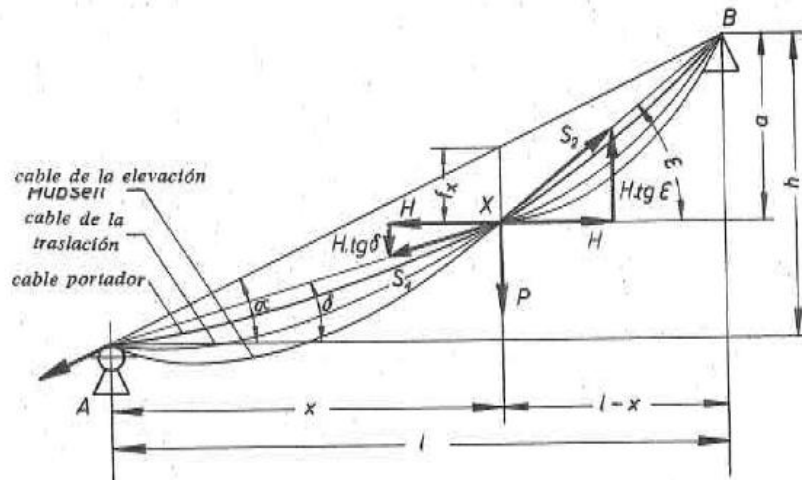


Fig. 3.6 - Influência dos cabos de elevação e translação no cálculo da flecha (Potau, 1972)

Os cabos de elevação e translação estão estendidos ao longo do vão tal como os cabos carril devido ao próprio funcionamento do equipamento. Estes têm que enrolar-se em bobines que se encontram na torre da margem direita do blondin, e deste modo, também influenciam o esforço axial a que o cabo carril fica submetido, uma vez que aumentam a carga distribuída ao longo do vão.

Para o cálculo do esforço axial do cabo carril do blondin, para além da carga concentrada será contabilizado a carga distribuída do próprio cabo carril (g_t), do cabo de translação (g_F) e do cabo de elevação (g_H) como exposto na Fig. 3.6.

Os ângulos que os cabos fazem a esquerda e à direita do ponto de aplicação da carga concentrada podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$tg \varepsilon = \frac{a}{l-x} = \frac{h - h \frac{x}{l} + fx}{l-x} \quad (3.13)$$

$$tg \delta = \frac{h \frac{x}{l} - fx}{x} \quad (3.14)$$

Através das equações (3.15 e 3.16) obtém-se a equação da flecha em qualquer ponto do cabo contabilizando o peso de todos os cabos (Potau, 1972).

$$f_x = \left(\frac{P}{l} + \frac{g_T + g_F + g_H}{2 \cos \alpha} \right) \left(\frac{(l-x)x}{H_{Tl} + H_{Fl} + H_{Hl}} \right) \quad (3.15)$$

$$f_x = \left(\frac{P}{l} + \frac{\sum g}{2 \cos \alpha} \right) \left(\frac{(l-x)x}{\sum H} \right) \quad (3.16)$$

Em que:

H_{Tl} - componente horizontal da tração no cabo carril;

H_{Fl} - componente horizontal da tração no cabo de translação;

H_{Hl} - componente horizontal da tração no cabo de elevação.

A flecha máxima pode ser obtida através da equação (3.17), sendo que esta é idêntica à já anteriormente utilizada para o cálculo da flecha máxima só contabilizando como carga distribuída o peso próprio do cabo carril (3.10).

$$f_{máx} = \frac{P}{4 \sum H} + \frac{\sum g}{\cos \alpha} \cdot \frac{l^2}{8 \sum H} \quad (3.17)$$

Procedeu-se ao cálculo do esforço axial no carril, com a influência da carga distribuída do peso do cabo carril, do cabo de elevação e do cabo de translação e também com a carga concentrada máxima. Neste cálculo foi considerado o desnível entre os apoios da margem esquerda e da margem direita.

Através dos valores calculados, realizou-se um gráfico que demonstrasse a variação do esforço axial ao longo do vão de trabalho conforme a carga concentrada se move e ocupa posições diferentes. Observando a Fig. 3.7, valida-se mais uma vez que a componente horizontal do esforço axial mantém-se constante ao longo do vão de trabalho. Verifica-se que o esforço axial aumenta à esquerda da carga concentrada quando a mesma se aproxima do apoio esquerdo, aliviando desta forma o apoio da margem direita e vice-versa quando a carga concentrada se aproxima da margem direita. Verifica-se ainda que o esforço axial máximo é atingido na margem esquerda, quando o balde ocupa a posição mais próxima possível do apoio, ou seja 20 m. Este aumento depende diretamente do ângulo que o cabo faz com a horizontal, que aumenta à medida que o balde se aproxima do apoio, amplificando assim a componente vertical do esforço axial.

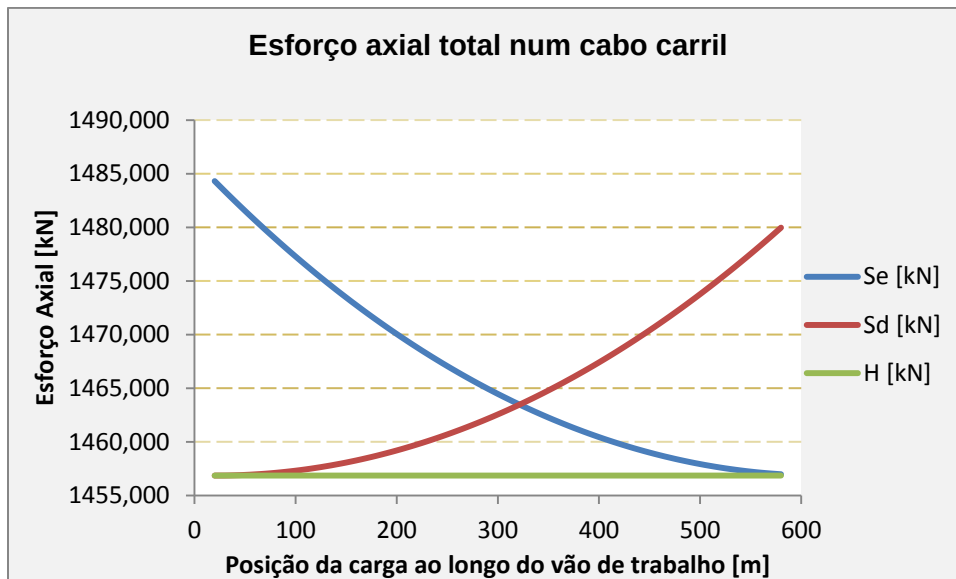


Fig. 3.7 – Representação gráfica do esforço axial total num cabo carril de um blondin

É de salientar a importância do peso dos cabos neste estudo. Comparados os valores de esforço axial proveniente só da carga concentrada com os valores de esforço axial total, carga concentrada e carga distribuída, verifica-se que só 53% do esforço axial é proveniente da carga concentrada e os restantes 47% representam o esforço oriundo do peso próprio dos cabos. Assim sendo, justifica-se o estudo cuidado da carga distribuída.

3.7 DEFORMAÇÃO DO CABO

3.7.1 CÁLCULO DO COMPRIMENTO DO CABO SEM CONTABILIZAR A DEFORMAÇÃO

Procedeu-se ao cálculo do comprimento do cabo de uma forma faseada, calculando primeiro a dimensão AC (Fig. 3.8) como sendo a hipotenusa de um triângulo retângulo, sendo um dos catetos a flecha máxima e o outro metade do vão. Posteriormente calculou-se o acréscimo entre ser reta ou ser curva de acordo com as expressões seguintes:

$$AC = \sqrt{f_{máx}^2 + \frac{l^2}{4}} \quad (3.18)$$

$$acrécimo = \frac{g_T^2 \left(\frac{l}{2}\right)^3}{24H_{máx}^2} \quad (3.19)$$

$$L_{máx} = l + \frac{2f_{máx}^2}{l} + 2 * acréscimo \quad (3.20)$$

Sendo:

$L_{máx}$ – comprimento máximo do cabo

g_T – peso próprio dos cabos

Posto isto, procedeu-se ao cálculo do comprimento total do cabo através da expressão (3.20), tendo este a dimensão de 602,74 m sem deformação.

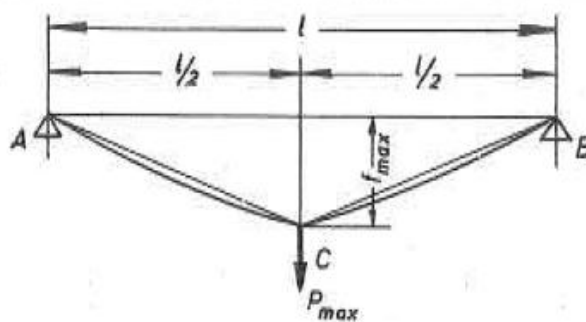


Fig. 3.8 – Cálculo do comprimento do cabo (Potau, 1972)

3.7.2 CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO DEVIDO À VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

Com base nos dados do Instituto de Meteorologia de Portugal verificou-se que existe uma variação média de temperatura 15 graus ao longo de um dia na localização geográfica onde se encontra a operar o blondin (Instituto de Meteorologia, IP Portugal). A extensão do cabo foi levada a cabo através da seguinte expressão:

$$\Delta l = l_0 * \alpha * \Delta t \quad (3.21)$$

Considerando l_0 o comprimento inicial do cabo e $\alpha[^\circ\text{C}^{-1}] = 11 \times 10^{-6}$, devido ao aumento de temperatura de $+ 15^\circ\text{C}$ o cabo carril sofre uma dilatação térmica de 0,10m.

3.7.3 CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA

Toda a estrutura elástica tem como propriedade fundamental oferecer resistência à deformação e retomar à sua forma inicial após a remoção da ação deformante. Quando uma estrutura elástica, sobre uma deformação por tração, desenvolve-se uma pressão que é proporcional à deformação, assim sendo verifica-se a lei de Hooke (Beer & Jr., 1998).

Sabendo a variação do esforço axial que se desenvolve ao longo do cabo carril, pode-se através da equação seguinte determinar a variação da dimensão do cabo portante.

$$\Delta l = \frac{(S_{\text{máx}} - S) * l}{E * A} \quad (3.22)$$

Em que:

A – área do cabo

$S_{\text{máx}}$ – esforço axial máximo no cabo

E – módulo de elasticidade

Desta forma, procedeu-se ao cálculo da deformação elástica do cabo carril, tendo $S_{\text{máx}}$ atingido o valor de 1484,3 kN, e sendo S o valor mínimo de esforço axial com 1456,9 kN. Os restantes dados estão de acordo com a Tabela 3.1, alcançando uma deformação elástica de 0,04 m.

3.7.4 CÁLCULO DO COMPRIMENTO FINAL DO CABO

A deformação total provocada pela variação de temperatura de +15°C e pela deformação elástica no cabo carril fez com que houvesse uma variação de comprimento de 0.14 m.

$$l_f = l_0 + \Delta l \quad (3.23)$$

Assim sendo, o cabo carril após ter ocorrido a deformação assumiu o comprimento de $l_f = 602,74 + 0,14 = 602,88$ m.

Posto isto, com a deformação ocorrida no cabo carril, a flecha máxima para a qual foi dimensionado foi transposta atingindo o valor de 29,45 m aproximadamente. Desta forma, será necessário recalcular o esforço axial a que o cabo está submetido impondo uma flecha inferior à máxima para que aquando da deformação esta não seja excedida.

3.8 CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL FINAL CONTABILIZANDO A DEFORMAÇÃO

Para determinar o esforço axial a que o cabo carril está submetido, será necessário impor uma flecha inferior à máxima para a qual o mesmo foi dimensionado, de modo a que após a deformação a mesma não seja transposta.

É de evidenciar que quando existe uma diminuição da flecha, existe um aumento de esforço axial e vice-versa. Para um mesmo vão, é visível na Fig. 3.9 que à medida que a flecha máxima diminui existe um crescimento exponencial do esforço axial para valores inferiores a cerca de 10 m. Este aumento exponencial torna-se in comportável pelo próprio cabo ultrapassando a sua capacidade resistente. Surge deste modo a necessidade de existência de flecha em cabos para tornar praticável a sua aplicação.

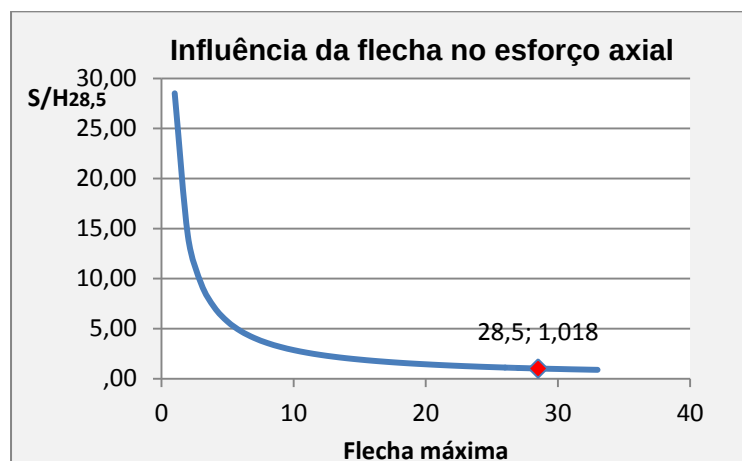


Fig. 3.9 – Influência da flecha no esforço axial

Através de iterações, recalculou-se o esforço axial até que a flecha máxima não fosse ultrapassada. A opção 1 da Tabela 3.3 corresponde ao modo como foi realizado o cálculo do esforço axial do cabo carril, impondo a flecha máxima sem considerar a deformação a que o mesmo está sujeito. Após a deformação do cabo carril, a flecha máxima foi transposta atingindo o valor de 29,23m.

Admitiu-se uma flecha de 25m e verificou-se que embora houvesse uma diminuição do comprimento do cabo, este também provocava um acréscimo de deformação elástica. Como o valor da flecha final após deformação estava longe de alcançar a flecha máxima, admitiu-se um valor maior de flecha por hipótese e passou-se à opção 3, e assim sucessivamente até alcançar o valor pretendido.

Tabela 3.3 – Esforço axial contabilizando a deformação do cabo carril

	Opção 1	Opção 2	Opção 3	Opção 4	Opção 5
$f[m]$	28,50	25,00	27,00	28,00	27,50
ΣH	1456,86	1660,82	1537,79	1482,87	1509,83
$S_{m\acute{a}x}[kN]$	1484,33	1692,13	1566,78	1510,83	1538,30
$L_{m\acute{a}x} [m]$	602,74	602,11	602,46	602,65	602,56
$\Delta l [m]$	0,14	0,15	0,14	0,14	0,14
$L_{cabofinal} [m]$	602,88	602,26	602,61	602,79	602,70
$f_{final}[m]$	29,23	26,05	27,99	28,97	28,48

Posto isto, calculou-se o esforço axial a que o cabo carril estava submetido quando a flecha tinha o valor de 28,48 m (opção 5). Verificou-se, tal como era espectável, que o esforço axial era um pouco maior do que o que tinha sido calculado inicialmente (opção 1) mas com um valor muito próximo uma vez que a flecha final é idêntica à máxima (Fig. 3.10).

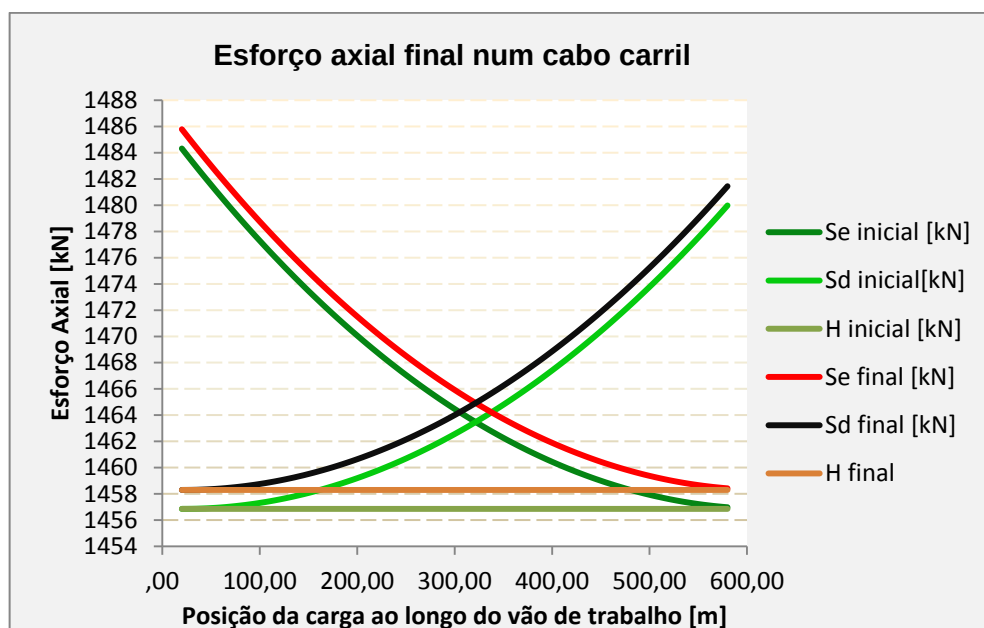


Fig. 3.10 – Representação gráfica do esforço axial final

Desta forma, atingiram-se os esforços a que um cabo carril está sujeito perante o caso mais desfavorável de solicitações, assim como a flecha e o comprimento do mesmo. Explana-se na Tabela 3.4 os valores expostos graficamente na Fig. 3.10, referentes a um cabo carril de um dos blondins paralelos.

Tabela 3.4 – Esforços, comprimento e flecha de um cabo carril

H_{final} [kN]	1458,30
$S_{máx.fianl}$ [kN]	1485,79
f_{final} [kN]	28,48
L_{final} [m]	602,74

3.9 COMBINAÇÃO DE AÇÕES NOS CABOS CARRIL

A carga móvel que se desloca sobre os cabos carril, ou seja, o balde, pode ocupar inúmeras posições ao longo do vão de trabalho. Assim sendo, para focar o estudo precedente da viga serão analisadas apenas três posições de carga em cada blondin correspondentes ao início do vão de trabalho, a 20 m da margem esquerda, ao centro do vão, a 300 m da margem esquerda e a 20 m da margem direita que corresponde a 580 m da margem esquerda. Para uma única posição dos dois blondins sobre a viga podemos ter nove combinações de carga concentrada como se pode visualizar na Fig. 3.11.

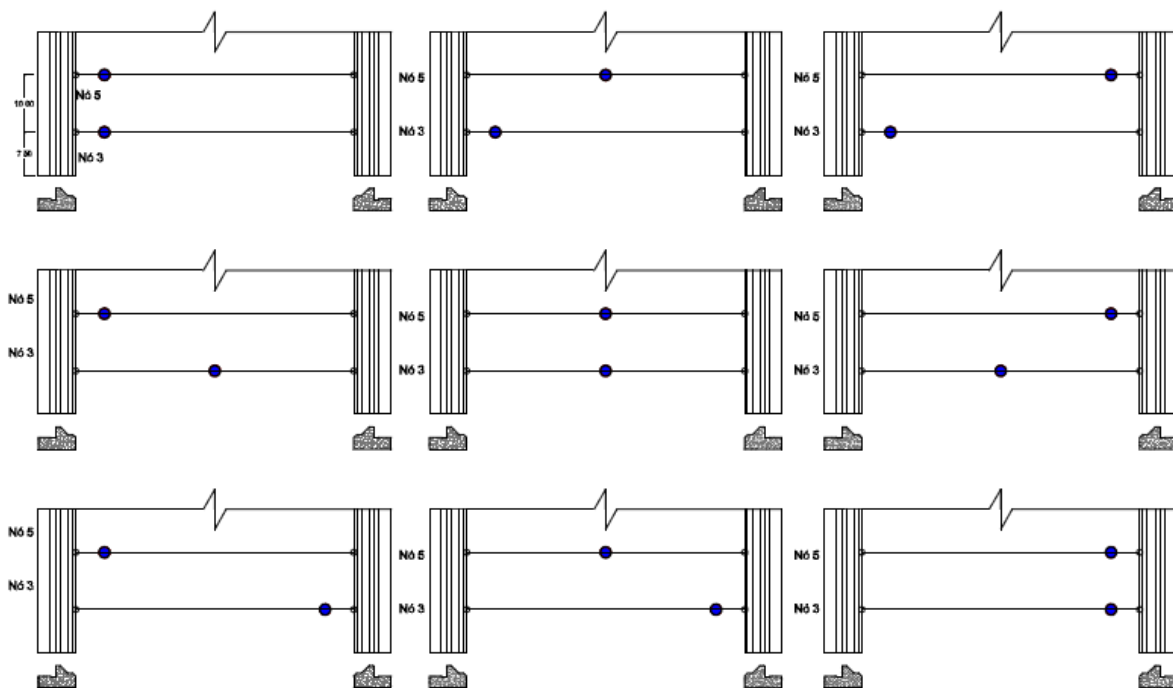


Fig. 3.11 – Combinações de ações nos cabos carril

Sendo o blondin paralelo composto por dois cabos carril, os valores que solicitam as vigas de rolamento serão o dobro dos apresentados até então por um só cabo. Assim sendo, apresentam-se na Tabela 3.5 os esforços que um blondin solicita à viga da margem esquerda que será alvo de estudo no Capítulo 4.

Tabela 3.5 – Solicitações dos cabos carril de um blondin na viga da margem esquerda

x [m]	20	S[kN]	2971,58	H [kN]	2916,60	V [kN]	561,93
	300		2931,84				297,55
	580		2916,85				37,92

3.10 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DO CABO CARRIL

3.10.1 INCLINAÇÃO

Para um funcionamento seguro e eficaz deste tipo de equipamento de transporte por cabo, existem vários requisitos que têm que ser satisfeitos. Uma vez que o carrinho de roldanas, na qual o balde é suspenso, se desloca sobre os cabos carril sem estar preso aos mesmos, existe um limite de inclinação dos cabos carril para garantir um funcionamento seguro e eficaz. O ângulo máximo admitido em funcionamento neste equipamento é de 16 graus. Como se pode visualizar na Fig. 3.12 este ângulo não é atingido nem à esquerda da carga nem à direita da mesma assumindo os valores máximos de 11,0° e 10,1° respetivamente.

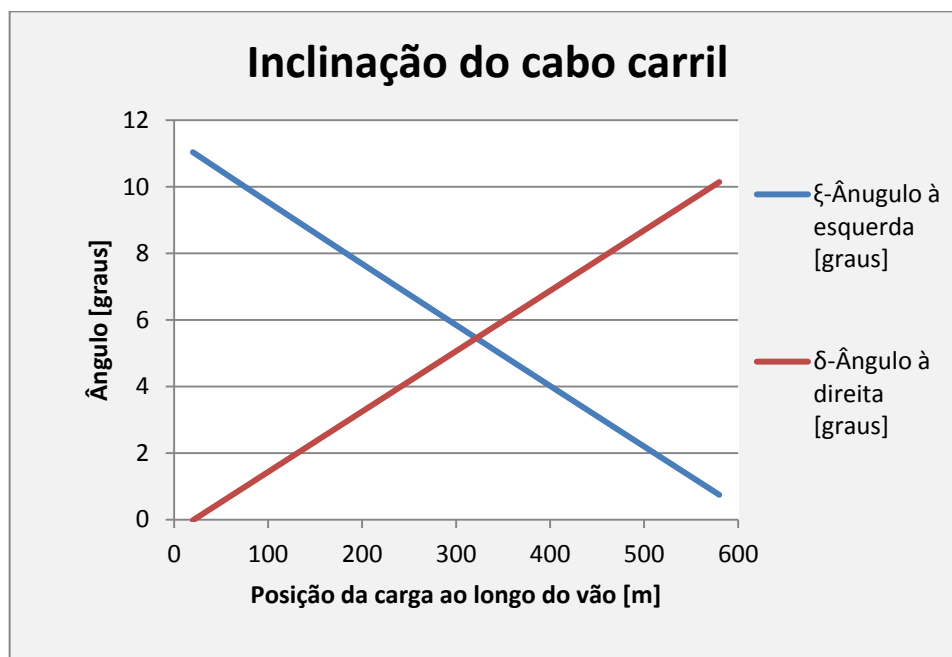


Fig. 3.12 – Inclinação do cabo carril

3.10.2 ESFORÇO AXIAL RESISTENTE E TENSÃO RESISTENTE

Antes de realizar a verificação da segurança quanto ao esforço axial a que um cabo carril está submetido devido às solicitações do peso próprio dos cabos e da carga concentrada, efetua-se um cálculo aproximado do esforço axial a meio vão, quando não existe componente vertical, para validar o valor da componente horizontal do esforço axial H apresentado na Tabela 3.3 (opção 1). De acordo com a Fig. 3.13 calcula-se o momento a meio vão, e posteriormente o esforço axial dividindo pela flecha máxima.

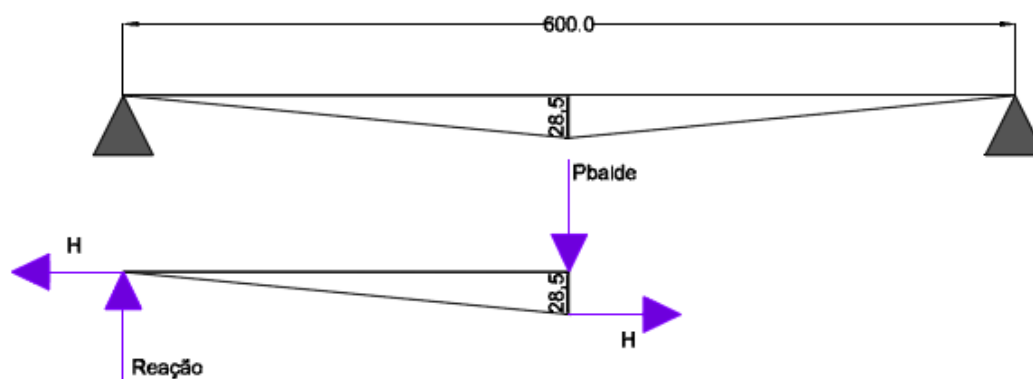


Fig. 3.13 – Verificação do esforço axial

$$M_{PP\ cabos} = \frac{g_T * l^2}{8} = \frac{0,425 * 600^2}{8} = 19134,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{balde} = \frac{P * l}{4} = \frac{149,28 * 600}{4} = 22393,1 \text{ kN.m}$$

$$H = \frac{19134,9 + 22393,1}{28,5} = 1457,1 \text{ kN}$$

Sendo g_T o peso de todos os cabos e P metade da carga concentrada consegue-se validar desta forma os valores calculados de esforço axial para a flecha máxima com uma diferença de apenas 0,3kN.

De acordo com o Eurocódigo 2, procede-se à determinação do valor de pré-esforço máximo e tensão admissível em concordância com as seguintes equações:

$$P_{m\acute{a}x} = A_p * \sigma_{p,m\acute{a}x} \quad (3.24)$$

$$P_{mo} = A_p * \sigma_{p,mo} \quad (3.25)$$

$$\sigma_{p,m\acute{a}x} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0.1k}\} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{p,m0} = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\} \quad (3.27)$$

Em que:

$P_{\text{máx}}$ – valor máximo de pré-esforço

P_{m0} – valor do pré-esforço

$\sigma_{p.m\acute{a}x}$ – tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

$\sigma_{p,m0}$ – tensão de pré-esforço

 f_{pk} – resistência a tração

$f_{p0,1k}$ – tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%

Verifica-se desta forma que o valor de esforço axial e tensão atuante é inferior ao máximo admissível de acordo com a regulamentação em vigor. Sendo $k_1 = 0,8$, $K_2 = 0,9$, $K_7 = 0,75$ e $k_8 = 0,85$, apresentam-se na Tabela 3.6 os valores atuantes e resistentes do cabo carril dos blondins paralelos em estudo.

Tabela 3.6 – Tensão e esforço axial admissível

Esforço axial e tensão atuante		Tensão e esforço axial admissível	
$\sigma_{d,max} [Mpa]$	660	$\sigma_{p,max} [Mpa]$	1488
		$\sigma_{p,mo(x)} [Mpa]$	1395
$S_{m\acute{a}x} [kN]$	1486	$P_{max} [kN]$	3348
		$P_{m0} [kN]$	3139

Assim sendo, o cabo carril trabalha com um fator de segurança de 2,4, garantindo a operação de movimentação de cargas em segurança com adequado desempenho e durabilidade.

4

DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA DE ROLAMENTO PARA BLONDINS

4.1 DESCRIÇÃO GERAL E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A viga de rolamento na qual se debruça este estudo enquadra-se no âmbito do aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor, localizando-se na margem do rio. Com 140 m de extensão ao longo do seu eixo longitudinal, a viga apresenta uma secção transversal reta conforme exposto na Fig. 4.1. A viga de rolamento tem uma geometria invulgar, sendo esta imposta pela própria torre móvel (carro de retorno na margem esquerda) que se move sobre a mesma através de carris. A sua estrutura robusta é fundada superficialmente no maciço rochoso, sendo o seu peso próprio responsável pela estabilização quando solicitada pelos blondins. Para além da solicitação peso próprio, a viga encontra-se solicitada pelo esforço axial proveniente dos cabos carril de cada um dos blondins conforme abordado no Capítulo 3 (Tabela 3.5). Está ainda submetida às solicitações oriundas do peso próprio do carro de retorno que se move sobre a viga e ao contrapeso que se encontra suspenso no mesmo (Fig. 2.16).

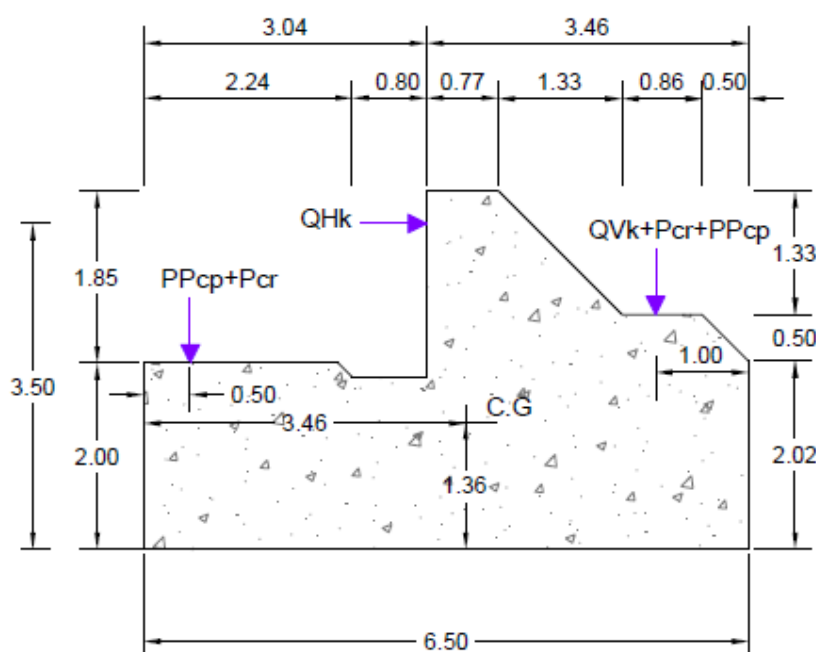


Fig. 4.1 - Secção transversal reta da viga de rolamentos da margem esquerda

A secção transversal reta da viga de rolamento que se encontra da margem esquerda do Baixo Sabor está fundada à cota topográfica de 290,5 m, num maciço granítico e apresenta as características geométricas expostas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades da secção transversal reta

Área [m ²]	16,45
Y _{C.G.} [m]	3,46
Z _{C.G.} [m]	1,36
Perímetro [m]	19,84
I _{yc} [m ⁴]	13,27
I _{zc} [m ⁴]	50,78
I _{yczc} [m ⁴]	3,83

4.2 MATERIAIS E PROPRIEDADES DO MACIÇO

4.2.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO

A escolha dos materiais a utilizar em qualquer construção está diretamente relacionada com vários fatores nomeadamente o tipo de obra, durabilidade, orçamentos para construção, tempo de construção, entre outros. Para a conceção estrutural deste tipo de estrutura, viga de rolamento, destacam-se dois materiais, betão e aço. Neste caso, estamos perante uma estrutura de carácter temporário, com um tempo de vida útil na ordem dos três anos, não existindo a necessidade de garantir a durabilidade da estrutura.

Desta forma, de acordo com os regulamentos e normas em vigor, tendo em consideração que se trata de uma obra provisória, apenas necessária durante o período das obras da barragem, a armadura de reforço da viga de rolamento será constituída por varões nervurados de aço da classe A400NR. O tipo de betão usado será um C16/20 por tratar-se de uma obra de carácter temporário.

4.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

De modo a fazer uma análise mais prudente, tendo em consideração a localização geográfica da obra, verificou-se na carta geológica que Torre de Moncorvo é composto por granitos (cor-de-rosa) e gnaisses (Fig. 4.2).

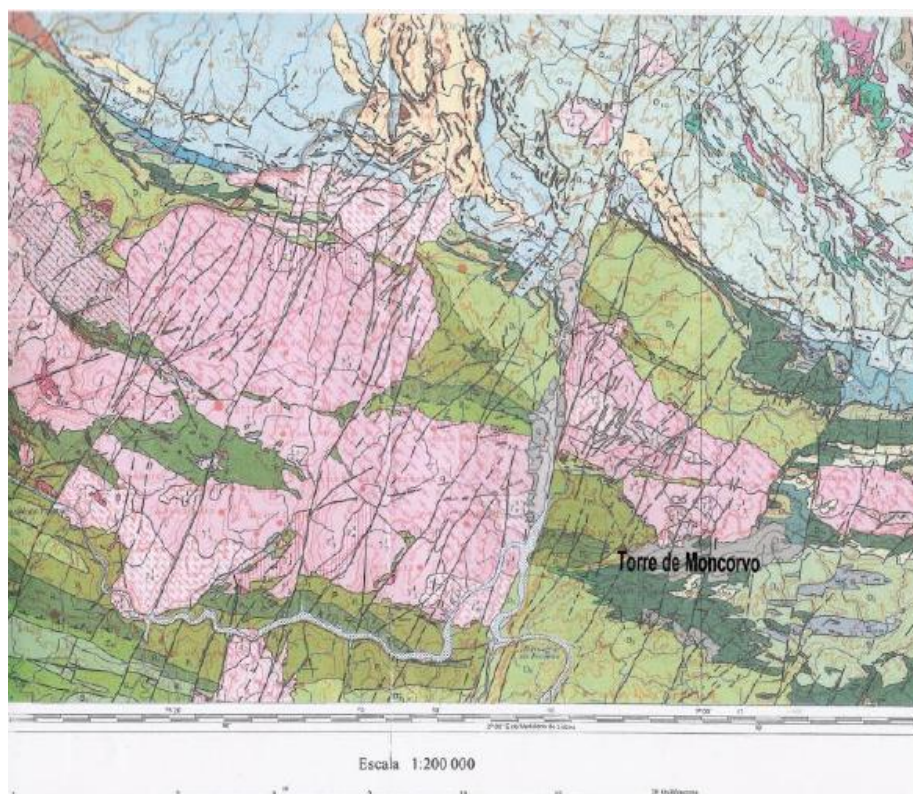


Fig. 4.2 - Carta geológica de Torre de Moncorvo (Instituto Geológico e Mineiro; 2012)

Deste modo, do ponto de vista tecnológico a importância da mecânica das rochas provém em grande parte do facto de ela ter em consideração as fraturas que cortam os maciços, pois são elas que levantam a maior parte das dificuldades nas realizações em que o engenheiro tem que lidar com os maciços rochosos. A resistência das rochas é em regra elevada e a deformabilidade baixa (Rocha, 1981).

Na Tabela 4.2 encontram-se algumas características dos granitos e gnaisses de forma a balizar o estudo pretendido, uma vez que não foi possível ter acesso aos valores obtidos no estudo geológico e geotécnico da área de intervenção.

Tabela 4.2 - Características do maciço rochoso (Rocha, 1981)

Granitos e gnaisses	E (10^3) [kN/m ²]	Ângulo de atrito- ϕ [°]	Resistência a compressão σ_c [kN/m ²]
Decompostos	400 - 3000	35 - 45	15 - 100
Alterados	3000 - 20000	45 - 55	100 - 700
Sãos	20000 - 100000	55 - 65	700 - 2500

4.3 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DO MACIÇO

A rigidez de um maciço é a relação entre a pressão exercida pela estrutura no maciço e o deslocamento sofrido pelo mesmo. Esta analogia é utilizada na análise estrutural de elementos de fundação como

sapatas contínuas, esteiras e vários tipos de estacas. Obtém-se então, através da equação 4.1 a rigidez do maciço rochoso de uma forma aproximada (Bowles, 1988).

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad (4.1)$$

Em que:

$$q = \frac{P}{A_f} \quad (4.2)$$

Sendo que:

K_s – rigidez do maciço

q – carga distribuída

P – carga concentrada

A_f – área de contacto solo/fundação

δ - deslocamento

Pode-se visualizar na Fig. 4.3 o modo da determinação da rigidez vertical de um maciço quando submetido a uma carga vertical.

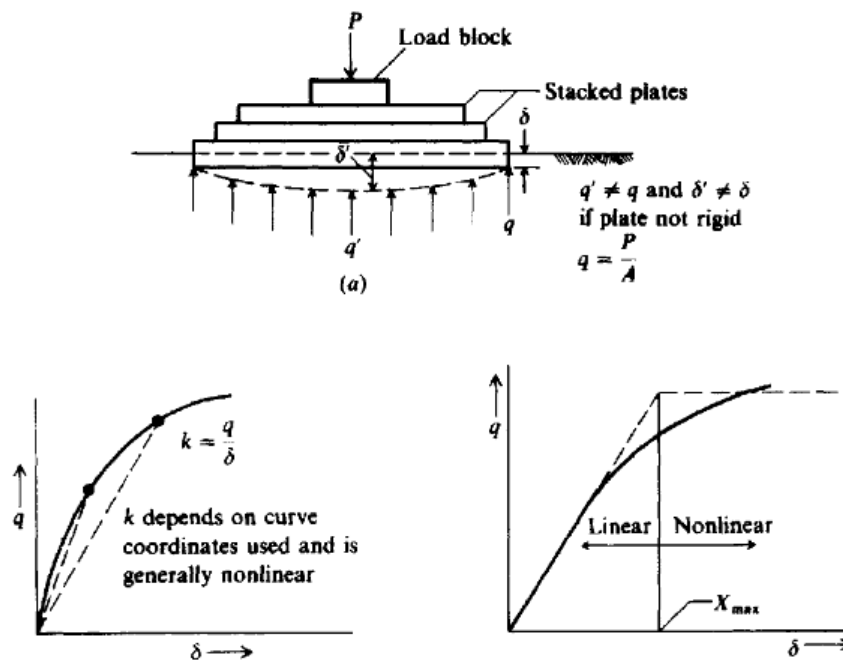


Fig. 4.3 – Determinação da rigidez do maciço (Bowles, 1988)

Uma vez desconhecida a rigidez do maciço rochoso no local de implantação da viga de rolamento dos blondins, recorreu-se ao Método dos Elementos Finitos (MEF) para determinar os deslocamentos do terreno e posteriormente calcular a respetiva rigidez.

O MEF consiste num processo de discretização de um meio contínuo em que o mesmo é subdividido em elementos de uma dimensão inferior, sendo que na subdivisão são conservadas as propriedades dos elementos que lhe dão origem. O meio contínuo pode ser subdividido tanto quanto se quiser, dependendo da qualidade dos resultados que se pretendem obter. A capacidade de se adaptar com facilidade a qualquer geometria, o facto de elementos adjacentes poderem ser constituídos por materiais diferentes e as cargas poderem ser aplicadas em qualquer ponto do modelo são algumas das vantagens do MEF.

Na aplicação do MEF, o maciço rochoso foi representado com 86,5 m de largura e 45 m de profundidade, referentemente à viga, foi representada com a sua largura real de 6,5 m e 2 m de altura (simplificação da geometria). Após efetuada a discretização do domínio formou-se uma malha uniforme, elementos com dimensões idênticas, de 0,5 m ao longo do maciço e da viga.

Procedeu-se a uma análise de sensibilidade do maciço através da aplicação de uma carga vertical e posteriormente a uma carga horizontal sob vários valores de módulos de elasticidade do maciço rochoso. Como a fundação da viga é uma fundação superficial, consideraram-se valores relativamente baixos de módulos de elasticidade do maciço devido a todas as condições de exposição ambiental. Esta análise fez variar o módulo de elasticidade dentro do intervalo de 100 a 5000 Mpa. Salienta-se que o valor 100 Mpa é muito baixo por se referir a um maciço granítico, mas este apenas foi usado para aferir sensibilidade sobre os deslocamentos. Durante toda a análise de sensibilidade manteve-se o valor do módulo de elasticidade da viga em 30 GPa.

Observa-se na Fig. 4.4 a aplicação do MEF, com o módulo de elasticidade do maciço rochoso de 5000 MPa, submetido a uma carga vertical descendente com o valor de 10000 kN. É possível verificar como os deslocamentos se propagam, esbatendo-se com o aumento da distância ao ponto de aplicação da carga.

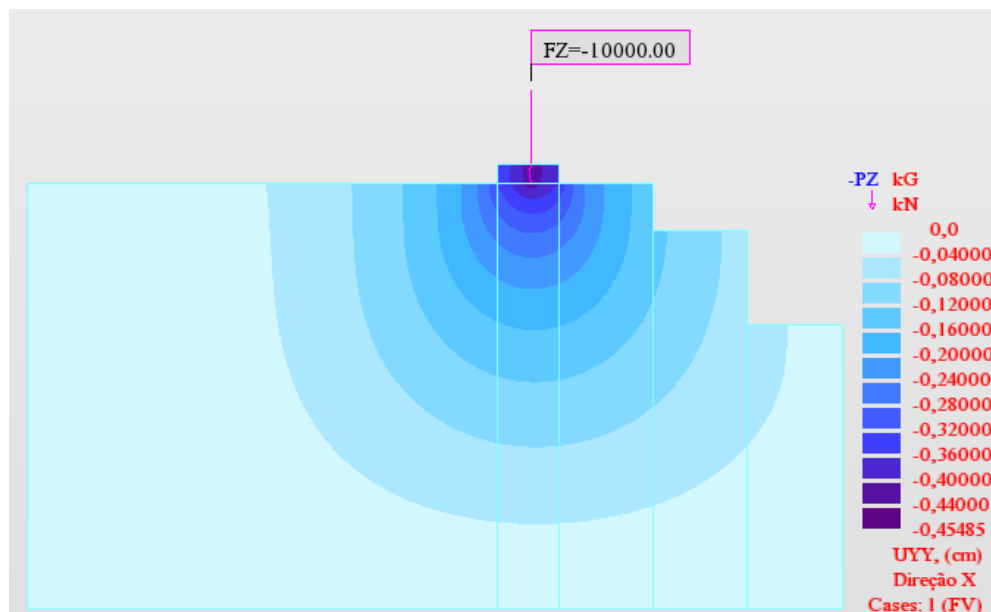


Fig. 4.4 - Métodos dos Elementos Finitos aplicado transversalmente à viga

Através dos valores dos deslocamentos encontrados pelo MEF procedeu-se ao cálculo da rigidez do maciço. Na Tabela 4.3 constam os valores calculados através da expressão 4.1, para os vários valores

de módulo de elasticidade. Pode constatar-se que à medida que o valor do módulo de elasticidade aumenta, existe uma diminuição do deslocamento e um aumento da rigidez do maciço rochoso.

Tabela 4.3 - Valores da Rigidez do maciço

Emaciço [Mpa]	Fv=10000 [kN]		Fh=10000 [kN]	
	δ_v [cm]	k_s^v [kN/m ³]	δ_h [cm]	k_s^h [kN/m ³]
100	18,1	8500	29,2	5269
500	3,7	41580	6	25641
1000	1,9	80972	3	51282
2000	1	153846	1,5	102564
5000	0,36	427350	0,6	256410

4.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interação solo-estrutura condiciona a forma como uma estrutura reage às solicitações ao ser submetida a um determinado carregamento externo, apresentando cargas na fundação em função das características do maciço (Danziger, 2005).

Uma maneira simplificada de quantificar o efeito da deformabilidade dos maciços, consiste em considerar molas na base da fundação da estrutura nos pontos nodais referente aos apoios da mesma. Estas molas são representadas pela rigidez da mola que é diretamente proporcional à rigidez do maciço e à área carregada conforme explicitado na expressão 4.1 e 4.2 (Dória & Lima, 2008).

Este método é baseado na Hipótese de Winkler de cerca de 1867, em que a viga de fundação está assente em uma base elástica considerada como uma cama de molas (“Winkler Foundation”). O Método de Elementos Finitos é o meio mais eficiente para a solução de uma viga em base elástica (Fig. 4.5) (Bowles, 1988).

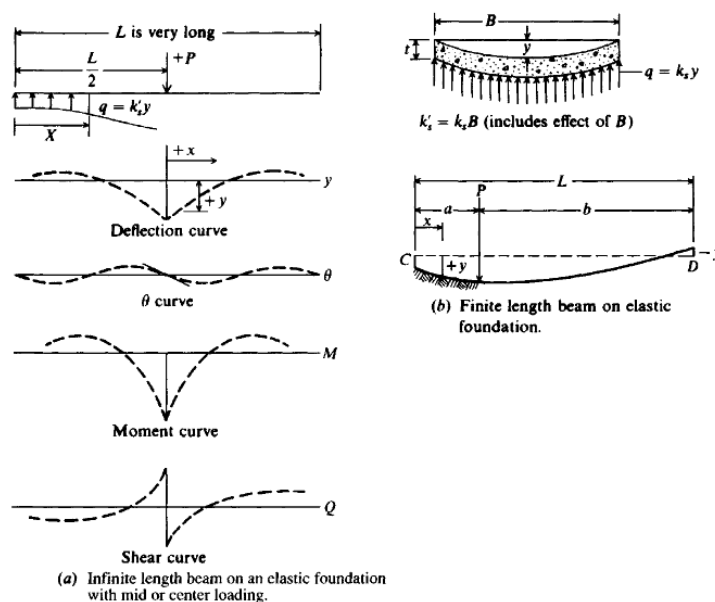


Fig. 4.5 – Viga em base elástica (Bowles, 1988)

A hipótese de Winker para o caso de deformação vertical é dada pela seguinte equação:

$$\sigma(x, y) = K_s^v * \delta_v(x, y) \quad (4.3)$$

Onde:

$\sigma(x, y)$ – tensão de contacto média na base da fundação;

δ_v – deslocamento vertical;

K_s^v – rigidez vertical do maciço, sendo este valor dependente do maciço de fundação.

Assumindo-se que a base da fundação permanece rígida após a deformação elástica do solo, pode admitir-se que, de uma forma aproximada, existe uma variação linear de tensões. Desta forma, pode-se substituir o conjunto de molas por três molas no centro de gravidade da fundação sendo k_v (kN/m) a rigidez vertical da mola, k_h (kN/m) a rigidez horizontal da mola e k_θ a rigidez da mola à torção. A rigidez das molas apresentadas precedentemente permite calcular os deslocamentos a partir da Hipótese de Winkler, conforme ilustram as equações seguintes:

$$\delta_v = \frac{N}{k_v} = \frac{F}{k_s^v * A_f} \quad (4.4)$$

$$\delta_h = \frac{N}{k_h} = \frac{F}{k_s^h * A_f} \quad (4.5)$$

$$\delta_\theta = \frac{M}{k_\theta} = \frac{M}{k_s^\theta * I_f} \quad (4.6)$$

Onde:

δ_v – deslocamento vertical

δ_h – deslocamento horizontal

δ_θ – deslocamento por torção

N – carga

M - momento

A rigidez horizontal e vertical das molas são determinadas com base na rigidez do maciço rochoso pela seguinte expressão:

$$k_h = k_s^h * A_{inf} \quad (4.7)$$

$$k_v = k_s^v * A_{inf} \quad (4.8)$$

Em que:

A_{inf} – área de influência de cada mola

No caso da rigidez a torção impõe-se uma rotação unitária em torno do centro de gravidade e determina-se o deslocamento vertical δ_θ , que neste caso, devido à rotação ser unitária o deslocamento é igual ao braço do momento (a_2 e a_3) (Fig. 4.6). O braço é a distância do centro de gravidade até às molas que simulam o comportamento do maciço.

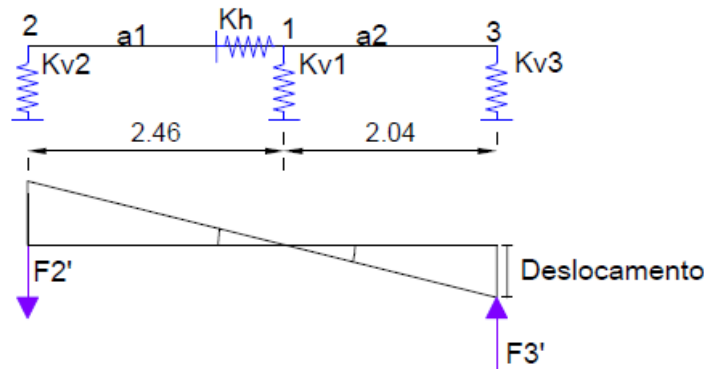


Fig. 4.6 – Esquema para o cálculo da rigidez à torção

$$\delta_\theta = \theta * \{a_2; a_3\} \quad (4.9)$$

$$F' = K_v * \delta_v \quad (4.10)$$

$$M = F' * a \quad (4.11)$$

$$M = K_\theta * \theta \quad (4.12)$$

Em que:

M – momento provocado pelas forças F [kN.m]

K_θ - rigidez da mola às rotações [kN/m/rad]

θ - rotação unitária [rad]

Deste modo, obtém-se a rigidez das molas que simulam o comportamento no maciço de fundação quando solicitado pela estrutura e pelas cargas provenientes da solicitação dos cabos dos blondins.

4.5 MODELAÇÃO

Entre os vários softwares de cálculo automático existentes no mercado, optou-se pelo Autodesk Robot Strutural Analsis Professional para a realização do estudo do comportamento do cálculo da viga de rolamento. Recorreu-se a dois modelos de elementos de barra para simular o comportamento da viga de rolamento quando solicitada pelos esforços externos.

4.5.1 MODELO 1

Este modelo de cálculo foi criado com elementos de barra com as características da geometria da secção transversal reta da viga de rolamento. Todas as barras que representam a estrutura, apresentam a dimensão de 5 m, excetuando os dois elementos de barra das extremidades que apresentam uma

dimensão de 2,5 m. Os 140 metros de viga ficam representados então por 29 barras e 30 nós. Os apoios da estrutura são representados ao longo do eixo longitudinal da viga nos nós através de apoios elásticos com a rigidez correspondente à rigidez vertical, rigidez horizontal e a rigidez a torção conforme se pode observar na Fig. 4.7. Não foram considerados apoios no primeiro e no último nó da estrutura de modo a que todas as molas estivessem submetidas à mesma área de influência, e desta forma todas as molas em cada orientação têm a mesma rigidez.

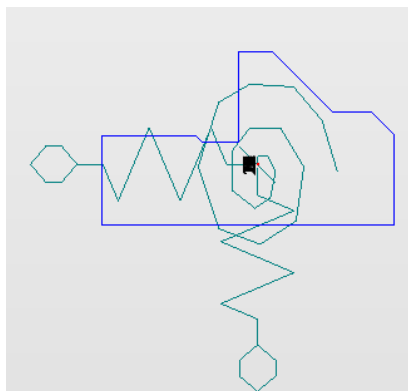


Fig. 4.7 – Representação dos apoios elásticos na SRT-Modelo 1

Procedeu-se ao cálculo da rigidez horizontal, vertical e de torção das molas de acordo com as expressões 4.7, 4.8 e 4.12 respetivamente, tendo por base a rigidez do maciço rochoso para os vários casos da análise de sensibilidade (Tabela 4.3).

Através dos valores obtidos da rigidez das molas, consegue-se constatar que esta aumenta à medida que o módulo de elasticidade do maciço se eleva. Verifica-se também que existe uma relação de superioridade de cerca de 60% entre a rigidez vertical e horizontal, isto deve-se às propriedades anisotrópicas do material e à diferença de massas solicitadas. Apresenta-se na Tabela 4.4 a rigidez das molas referentes ao modelo 1.

Tabela 4.4 – Rigidez das molas - Modelo 1

E [MPa]	K_h [kN/m]	K_v [kN/m]	K_θ [kN.m/deg]
100	171233	276243	24621
500	833333	1351351	120442
1000	1666667	2631579	234545
2000	3333333	5000000	445635
5000	8333333	13888889	1237875

4.5.2 MODELO 2

Tal como no modelo 1, o modelo 2 também foi concebido com elementos de barra com as características da secção transversal reta da viga, com elementos de 5 m de extensão excetuando-se as das duas extremidades da viga, tendo estas 2,5 m. Para além das barras existentes no modelo 1, neste modelo foram criadas barras fictícias transversais a partir da cada nó, com rigidez muito elevada ($E=200000\text{MPa}$) e com secção quadrada de 1 m^2 . Estas barras têm origem no centro de gravidade da

secção transversal reta (STR) e estendem-se até 1m da extremidade da STR. Na extremidade das barras fictícias são colocadas molas verticais com rigidez proporcional à sua área de influência. Deste modo, fica a rigidez vertical subdividida pelas três molas verticais, sendo possível obter informação sobre o comportamento transversal da estrutura aquando das solicitações externas observando o comportamento das molas (Fig. 4.8).

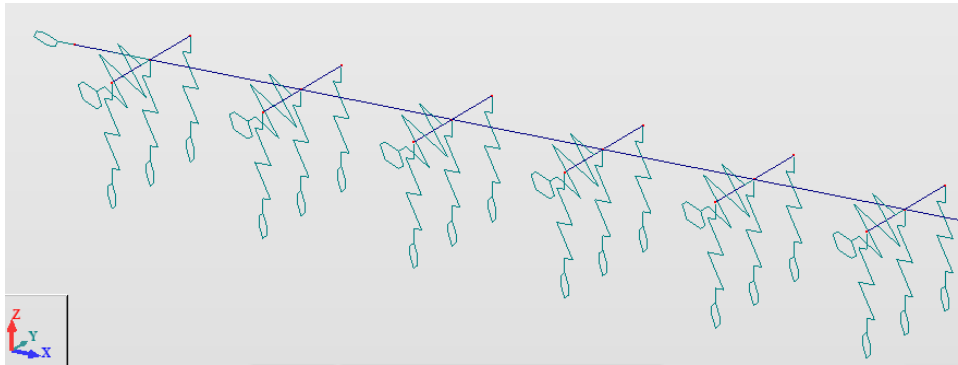


Fig. 4.8 – Representação de parte de viga por elementos de barra com apoios elásticos

A viga de rolamentos fica então assente no terreno através de apoios elásticos com uma determinada rigidez que traduz o comportamento do maciço rochoso quando solicitado (Fig. 4.9).

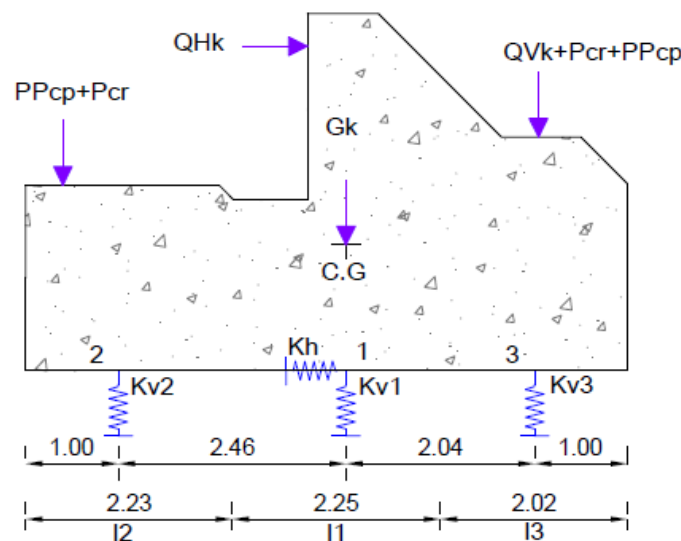


Fig. 4.9 - Representação da SRT apoiada através de apoios elásticos- Modelo 2

Essa rigidez do maciço está traduzida na rigidez vertical das três molas verticais e na rigidez horizontal da mola. Referentemente à rigidez horizontal deste modelo, é igual à do modelo 1, já no caso da rigidez vertical, esta foi subdividida pela área de influência de cada uma das molas (l_1 , l_2 e l_3) através da expressão 4.13, onde l_i representa a área de influência de cada mola, l_{viga} é a largura total da viga e k_v é a rigidez vertical total alcançada para o modelo 1. Salienta-se que o somatório da rigidez vertical de cada uma das molas tem que ser igual à rigidez vertical alcançada para o modelo 1 por se tratar do mesmo maciço. Apresentam-se na Tabela 4.5 os diversos valores de rigidez aplicados no ROBOT para o estudo do comportamento da viga em função das solicitações externas.

$$K_{vi} = \frac{l_i}{l_{viga}} * K_v \quad (4.13)$$

Tabela 4.5 – Rigidez das molas - Modelo 2

Módulo de elasticidade do maciço E [MPa]	Rigidez vertical das molas K _v [kN/m]		Rigidez horizontal da mola K _h [kN/m]
100	Kv1	95623	171233
	Kv2	94773	
	Kv3	85848	
500	Kv1	467775	833333
	Kv2	463617	
	Kv3	419958	
1000	Kv1	910931	1666667
	Kv2	902834	
	Kv3	817814	
2000	Kv1	1730769	3333333
	Kv2	1715385	
	Kv3	1553846	
5000	Kv1	4807692	8333333
	Kv2	4764957	
	Kv3	4316239	

4.6 SOLICITAÇÕES

4.6.1 SOLICITAÇÕES PESO PRÓPRIO DA VIGA, PESO PRÓPRIO DO CARRO DE RETORNO E CONTRAPESO

A viga de rolamento encontra-se solicitada por várias ações, nomeadamente o peso próprio da viga, o peso próprio do carro de retorno e o contrapeso que se encontra suspenso no carro de retorno. No que se refere ao peso próprio da viga, esta apresenta um peso de 57575 kN/m distribuído ao longo de toda a sua extensão, sendo este o principal responsável pela estabilização da viga quando esta é solicitada pelos dois blondins.

Os cabos carril são ancorados no carro de retorno através de vários sistemas mecânicos que por sua vez irão transmitir os esforços à viga de rolamento. Este apresenta uma geometria complexa e de difícil interpretação para um engenheiro civil. Desta forma, considerou-se para o carro de retorno e para o contrapeso os dados do fornecedor do equipamento. Embora o carro de retorno esteja apoiado em dois pontos em cada carril, distando 5 m entre eles, considerou-se aquando da modelação no

ROBOT que as cargas ficam aplicadas em apenas um ponto em cada carril, facilitando a interpretação e a modelação. Face à dimensão da viga esta simplificação não introduz mudanças de comportamento na estrutura.

Os dados disponibilizados pelo fornecedor indicam que o carril frontal da viga será solicitado em 1000 kN em cada apoio, totalizando 2000 kN no carril frontal ($P_{cr}+P_{cp}$). O carril que se encontra no tardo da viga será solicitado em cada apoio por 800 kN, formando assim uma ação vertical de 1600 kN ($P_{cr}+P_{cp}$).

4.6.2 SOLICITAÇÕES PROVENIENTES DOS CABOS DOS BLONDINS

As solicitações na viga oriundas do esforço axial dos cabos carril dos blondins são decompostas em duas componentes, uma vertical V e uma horizontal H . A componente horizontal do esforço axial será descarregada na viga através do carril que se encontra no plano vertical, mais precisamente na consola curta. A componente vertical do esforço axial do cabo carril será toda ela transportada para a viga através do apoio no carril frontal da viga.

A componente horizontal H apresenta um valor constante e representa cerca de 92% do esforço axial total, e os restantes 8% revela a componente vertical V . O valor de V é variável, e varia em função da posição que a carga concentrada ocupa ao longo do vão de trabalho. Os valores das solicitações oriundas dos cabos carril de cada blondin estão disponíveis na Tabela 3.5. A Fig. 4.10 explicita a localização da aplicação das cargas e também apresenta os valores das solicitações que não são variáveis.

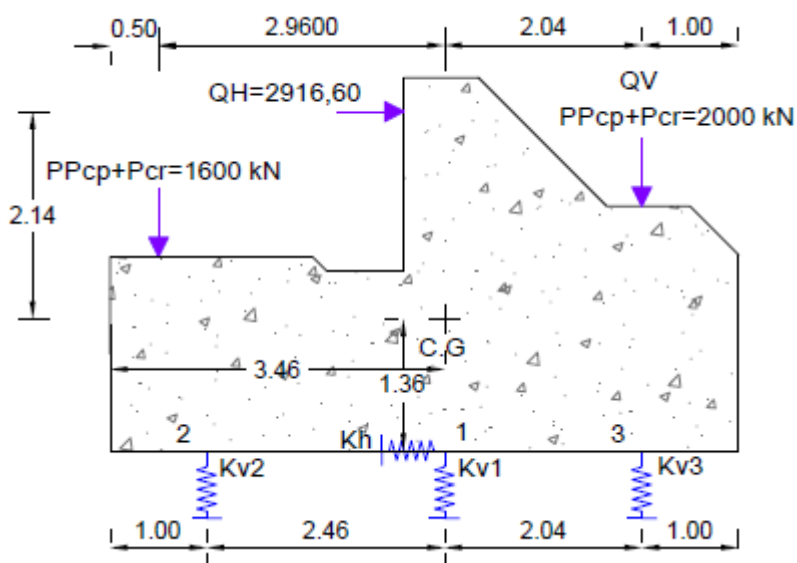


Fig. 4.10 – Solicitações a que a viga está sujeita

Aquando da modelação, todas as solicitações foram aplicadas no centro de gravidade da peça acrescidas do momento que cada solicitação provoca devido à excentricidade do seu ponto de aplicação. Apresenta-se na Tabela 4.6 os valores das solicitações contabilizadas neste estudo da viga de rolamento.

Tabela 4.6 – Solicitações na viga da margem esquerda

	Solicitação [kN]	Momento [kN.m]
QH	2916,60	6241,52
QVe	561,93	1146,34
QVd	37,92	77,36
Pcr+Pcp frontal	2000,00	4080,00
Pcr+Pcp tardoz	1600,00	4736,00

4.6.3 RETRAÇÃO

Calculou-se a retração do betão de acordo com a regulamentação em vigor (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1984) para o tempo de vida útil da estrutura de três anos. Considerou-se para efeitos deste cálculo a humidade relativa média e uma consistência média do betão. De acordo com estas condições, calculou-se a extensão devida à retração entre as idades t_1 e t_0 do betão.

A extensão devida a retração do betão, $\varepsilon_{cs}(t_1, t_0)$, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs0}[\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)] \quad (4.14)$$

Sendo que:

ε_{cs0} – valor de referência da retração do betão, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento.

$\beta_s(t_0), \beta_s(t_1)$ – valores particulares da função $\beta_s(t)$, que exprime a variação da retração em função da idade do betão.

O valor de referência da retração, ε_{cs0} é dado pelo produto:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \times \eta \quad (4.15)$$

Para uma humidade relativa média do ambiente (70%), o valor de ε_{cs1} é de -320×10^{-6} e η um coeficiente que se encontra tabelado no REBAP no Quadro I-II em função da espessura fictícia. Os valores da espessura fictícia são determinados pela seguinte expressão:

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{u} \quad (4.16)$$

sendo A_c a área da secção transversal do elemento, o u corresponde à parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente e λ um coeficiente que depende das condições higrométricas do ambiente.

Com uma área de $16,45 \text{ m}^2$ e um perímetro em contacto com o ambiente de $13,34 \text{ m}$, calculou-se a espessura fictícia com o valor de $3,7 \text{ m}$. O valor de referência da retração, ε_{cs0} , é de $-2,24 \times 10^{-4}$. Deste modo, alcançou-se a extensão do betão passados 3 anos $\varepsilon_{cs}(t_{3 \text{ anos}}, t_0)$ atingindo o valor de $4,9 \times 10^{-5}$. Este valor de extensão por retração do betão é semelhante a um abaixamento lento uniforme de temperatura de aproximadamente 5°C .

De acordo com o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1984) considera-se simplifadamente para a determinação dos esforços finais da retração são semelhantes aos de um abaixamento lento de temperatura de 15°C . Como a viga de rolamento é uma estrutura de carácter provisório e terá um tempo de vida útil de aproximadamente 3 anos, esta nunca irá atingir os esforços finais da retração, podendo desta forma considerar os efeitos devido à retração para o valor encontrado de 5°C .

Recorreu-se ao Método de Elementos Finitos do ROBOT e realizou-se uma análise plana para a faixa de 1 m para simular o abaixamento lento de temperatura uniforme de 5°C , admitindo como módulo de elasticidade do betão o valor de $15 \text{ e } 30 \text{ GPa}$ e o módulo de elasticidade do maciço rochoso 5 GPa .

Na aplicação do MEF, o maciço rochoso foi representado com 300 de largura e 60 m de profundidade, referentemente a viga, foi representada com o seu comprimento total de 140 m e $2,5 \text{ m}$ de altura (simplificação da geometria).

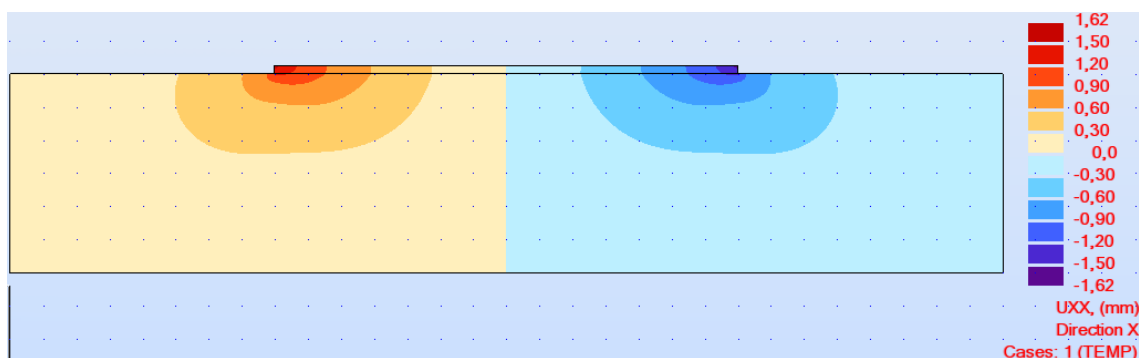


Fig. 4.11 – Representação da extensão devido ao efeito da retração-E=30GPa

Observou-se que a deformação impedida em x é da ordem de grandeza de $3,22 \text{ mm}$ quando o módulo de elasticidade da viga é de 30 GPa (Fig. 4.11). Essa deformação ocorre nas extremidades da viga, não chegando a ter deformações consideráveis na parte intermédia da mesma (Fig. 4.12) Se estivesse perante uma deformação livre, a viga sofria uma deformação de 7 mm .



Fig. 4.12- Valores da extensão por retração com E=30GPa

Procedeu-se do mesmo modo no que se refere às tensões principais, observando-se que as mesmas são máximas na parte central da viga e vão esmorecendo à medida que se aumenta a distância ao centro da viga

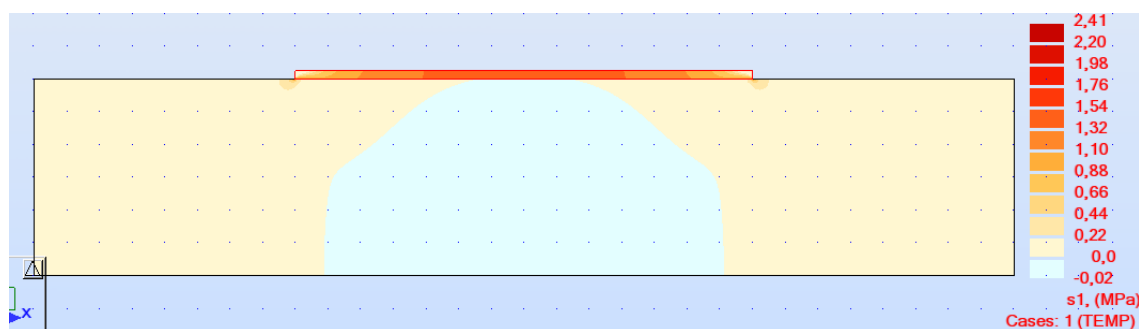


Fig. 4.13 – Representação das tensões principais devido ao efeito da retração – E=30GPa

Verificou-se que as tensões diminuem não só à medida que se aproxima das extremidades da viga como também à medida que se sobe na altura da mesma. Pode observar-se que a tensão principal máxima no centro da viga atinge o valor de 1,42 MPa

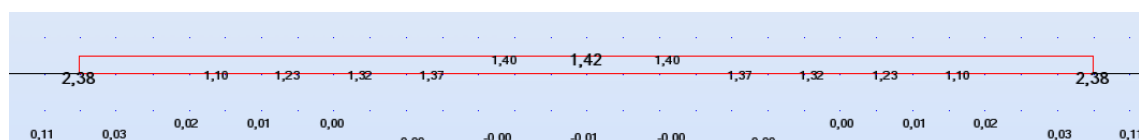


Fig. 4.14 - Valores da tensão principal por retração ao longo da E=30GPa

Realizou-se a análise com o módulo de elasticidade do elemento estrutural viga de 15 GPa. Verificou-se que este conduzia a uma deformação menor em cerca de 19% e a menores tensões da ordem de grandeza de 27% como se pode apurar na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Tensões e deformações na viga devido ao efeito da retração

	Ec=15 MPa	Ec=30 MPa
Δl [mm]	2,20	3,22
σ_c [MPa]	0,80	1,42

Optou-se por prosseguir o estudo com o Ec de 30 MPa por estar do lado da segurança, já que apresenta tensões e deformações maiores. Verifica-se através desta análise que a tensão de fendilhação do betão f_{ctm} com o valor de 1,9 Mpa não é atingida. Assim sendo, optou-se por não colocar juntas de dilatação ao longo da viga por ser mais viável para garantir a estabilidade da estrutura aquando do funcionamento dos blondins. Desta forma, nunca iremos ter a aplicação das cargas dos blondins aplicadas a menos de 7,5m da extremidade da viga, distância esta imposta pelo próprio equipamento por razões de segurança para o seu funcionamento.

Deste modo, uma vez que a viga é muito extensa, terá que haver cuidados com a betonagem, realizando-se por troços intercalados e camadas. Deve-se optar por betões pobres e uma relação água cimento adequada de forma a reduzir o efeito da retração. A estrutura pode ainda estar exposta a

condições higrométricas adequadas à diminuição do efeito da retração garantindo uma humidade relativa do ambiente alta, mantendo a estrutura sempre molhada.

Pode ainda recorrer-se a adjuvantes de baixa retração ou retração controlada, de forma a reduzir a tendência para a fendilhação e deformação. O adjuvante Rh895 reduz a pressão do vapor de água na solução dos poros garantindo uma secagem mais lenta e uniforme do betão assegurando que a retração do betão seja inferior (50-60%) (Euromodal, 2011).

Por se tratar de uma estrutura de carácter temporário, sendo o tempo de vida útil de aproximadamente 3 anos, não existe necessidade de garantir a durabilidade da estrutura não tendo obrigatoriamente que estar dentro dos limites regulamentares de abertura de fendas.

4.7 COMBINAÇÃO DE AÇÕES NA VIGA

Os carros de retorno podem assumir inúmeras posições ao longo da viga de rolamento, estando limitados a uma distância mínima das extremidades de 7,5 m e de 10 m entre os cabos carril de cada blondin. Estas distâncias têm que ser respeitadas por razões de segurança aquando do funcionamento do equipamento.

Assim sendo, para tornar o estudo das ações sobre a viga praticável optou-se por várias localizações dos carros de retorno sobre a estrutura de forma a analisar quais as posições que provocam esforços mais desfavoráveis na mesma. Definiu-se então cinco posições dos carros de retorno e depois procedeu-se à combinação entre as mesmas. Nestas combinações, serão ainda contabilizadas as três posições de carga concentrada ao longo do vão de trabalho referidas no capítulo 3, mais precisamente na Tabela 3.5.

Tabela 4.8 – Localização das solicitações na viga e combinações

Posição da carga	Distância à origem [m]	Nó	Combinações
P1	7,5	3	P1-P2
P2	17,5	5	P1-P3
P3	32,5	8	P1-P5
P4	52,5	12	P3-P5
P5	72,5	16	

4.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

As verificações de segurança pelo método dos coeficientes parciais de segurança são realizadas de acordo com o Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Dentro das fundações superficiais, as verificações passíveis de serem consideradas para este tipo de estrutura de acordo com o EC7 (NP EN-1997-1, 2010), destacam-se as seguintes:

- derrubamento;
- escorregamento pela base;
- rotura estrutural do terreno de fundação.

A transcrição para o presente trabalho de todas as verificações passíveis de serem consideradas para este tipo de projeto de acordo com o EC 7 constituiria um desvio dos objetivos do trabalho. Deste modo, tendo por base as solicitações a que a viga de rolamento está submetida, peso próprio da viga,

solicitação proveniente do esforço dos cabos portantes dos blondins, peso do caro de retorno e contrapeso, verificou-se a estabilidade em relação ao derrube, ao escorregamento pela base e a rotura do terreno de fundação

A metodologia preconizada pelo EC 7 assenta na quantificação das ações, das propriedades dos terrenos (parâmetros geotécnicos) e da geometria do problema através dos valores característicos. Os valores de cálculo das ações e das propriedades dos materiais são calculados utilizando os coeficientes de segurança parciais referentes aos parâmetros de resistência do terreno (γ_M), as ações permanentes (γ_G) e às ações variáveis (γ_Q).

Os valores de cálculo das ações (F_d) são obtidos através da seguinte equação:

$$F_d = \gamma_F * F_{rep} \quad (4.17)$$

Em que:

$$F_{rep} = \psi * F_k \quad (4.18)$$

Sendo que:

γ_F - coeficiente de segurança parcial da ação;

F_{rep} – valor representativo da ação;

Ψ – fator para transformar o valor característico em valor representativo (coeficiente de combinação) pode ser obtido na EN 1990:2002;

F_k – Valor característico da ação.

Relativamente aos parâmetros geotécnicos o respetivo valor de cálculo é obtido através da seguinte equação:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.19)$$

sendo X_k o valor característico do parâmetro geotécnico e γ_M o coeficiente de segurança parcial referente ao parâmetro geotécnico.

Deste modo, o EC 7 introduz o conceito de valor característico associado não só às ações como também às propriedades dos materiais. O método conducente à verificação de segurança para qualquer estado limite considerado pressupõe a filosofia de utilização de coeficientes de segurança parciais. Tanto para os parâmetros geotécnicos como para as ações o anexo nacional patente no EC 7 contempla esses valores.

Na verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU) devem ser aplicados os coeficientes parciais para as ações (γ_F) expostos na Tabela 4.9 (EN1997-1, 2010).

Tabela 4.9 - Coeficientes parciais para as ações (EQU)

Ações		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavoráveis	$\gamma_{G,dst}$	1,1
	Favoráveis	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Variável	Desfavoráveis	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
	Favoráveis	$\gamma_{Q,stb}$	0

Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos A1 ou A2 dos seguintes coeficientes parciais para as ações (γ_F) exibidos na Tabela 4.10 (EN1997-1, 2010).

Tabela 4.10 - Coeficientes de segurança parciais das ações (STR/GEO)

Ações		Símbolo	Conjunto A1	Conjunto A2
Permanente	Desfavoráveis	γ_G	1,35	1,00
	Favoráveis		1,00	1,00
Variável	Desfavoráveis	γ_Q	1,50	1,30
	Favoráveis		0	0

Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos M1 ou M2 dos coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) expostos na Tabela 4.11 (EN1997-1, 2010).

Tabela 4.11 - Coeficientes de segurança parciais das propriedades dos materiais (STR/GEO)

Parâmetro do material	Símbolo	Conjunto M1	Conjunto M2
Ângulo de atrito	$\gamma\phi'$	1,00	1,25
Coesão efetiva	γ_c'	1,00	1,25

No âmbito do estudo em curso, a viga de rolamento dos blondins, só serão analisados os estados limites do tipo EQU e GEO, apesar de os restantes deverem ser considerados sempre que as condições locais da obra apontem para a probabilidade da sua ocorrência.

4.8.1 VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE PERDA DE EQUILÍBRIO (EQU) - DERRUBE

A verificação da segurança em relação ao estado limite de equilíbrio (EQU) é validada comparando o valor de cálculo atuante com o valor de cálculo resistente através da inequação (NP EN 1997-1, 2010):

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} \quad (4.20)$$

Em que $E_{dst,d}$ corresponde ao valor de cálculo da resultante das ações desfavoráveis ou desestabilizadoras e $E_{stb,d}$ o valor de cálculo do efeito das ações favoráveis ou estabilizadoras. Estes valores são calculados através das seguintes equações, respetivamente:

$$E_{dst,d} = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M} \right\} \quad (4.21)$$

$$E_{stb,d} = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M} \right\} \quad (4.22)$$

Na presente verificação de segurança pode-se dizer que a grandeza $E_{dst,d}$ é definida como um momento instabilizador atuante na estrutura, $M_{dst,d}$, da mesma forma que a grandeza $E_{stb,d}$ pode ser definida como um momento resistente estabilizador, $M_{stb,d}$ (Fernandes, 2006).

Para os dois casos, os valores de $M_{dst,d}$ e $M_{stb,d}$ são obtidos através da soma dos momentos actuantes na viga de rolamentos, instabilizantes e estabilizantes, respetivamente, em relação ao ponto O (Fig. 4.15).

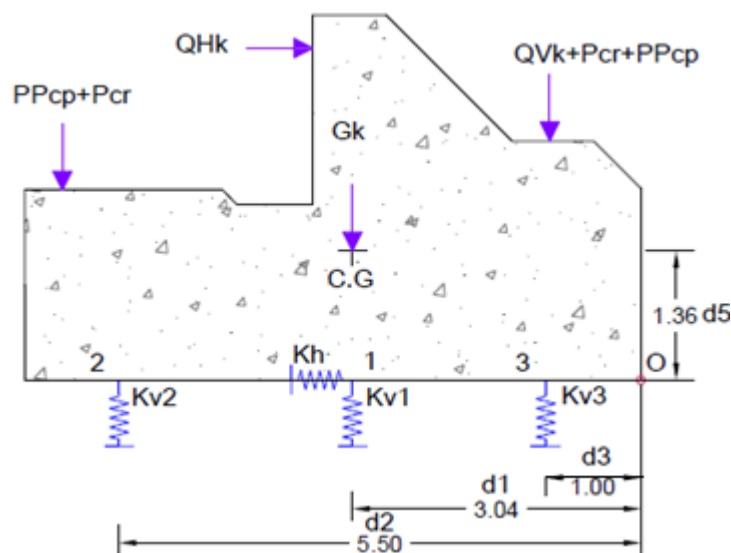


Fig. 4.15 - Representação da seção transversal reta solicitada

Para ocorrer o derrube da estrutura, este deve-se à rotação da mesma em torno da aresta exterior da sua base, causada pelo esforço horizontal proveniente dos cabos carril dos blondins que estão solidários com o carro de retorno que se move sobre a viga de rolamento. Contrariando este movimento está o peso próprio da viga de rolamento, a componente vertical do esforço axial do cabo carril, o peso próprio do carro de retorno e o contrapeso. Embora existam locais ao longo do eixo longitudinal da viga, em que a mesma encontra-se parcialmente enterrada na parte frontal, tal impulso não será contabilizado para efeitos de momento estabilizante, dado que o maciço em frente a viga pode ser retirado total ou parcialmente. A verificação da segurança é consumada sempre que o momento derrubador seja inferior ao momento estabilizador.

Para todos os cálculos, considerou-se o módulo de elasticidade do maciço de 5000Mpa por ser o que conduz à rigidez do maciço que mais se aproxima da realidade tendo em consideração a localização geográfica da obra.

Recorrendo ao programa de cálculo automático *ROBOT*, calculou-se as reações de apoio referentes à solicitação peso próprio da viga, peso do carro de retorno, contrapeso e componente vertical do esforço dos cabos. A ação dos cabos sobre a viga é desfavorável, deste modo as suas componentes são consideradas desfavoráveis. De acordo com as reações obtidas procedeu-se ao cálculo do momento estabilizador da estrutura em relação ao ponto O (Fig. 4.16) através da seguinte equação:

$$M_{stb,d} = \gamma_{G;stb} * (G_k + P_{cr} + P_{cp}) * \{d_1; d_2; d_3\} + V * \gamma_{Q;dst} * \{d_1; d_2; d_3\} \quad (4.23)$$

Sendo que:

d – braço da reação em relação ao ponto O

G_k – peso próprio da estrutura

$P_{cr} + P_{cp}$ – Peso do carro de retorno e contrapeso

$\gamma_{G;stb}$ – coeficiente parcial da ação permanente favorável (0,9)

$\gamma_{Q;dst}$ – coeficiente parcial da ação variável desfavorável (1,5)

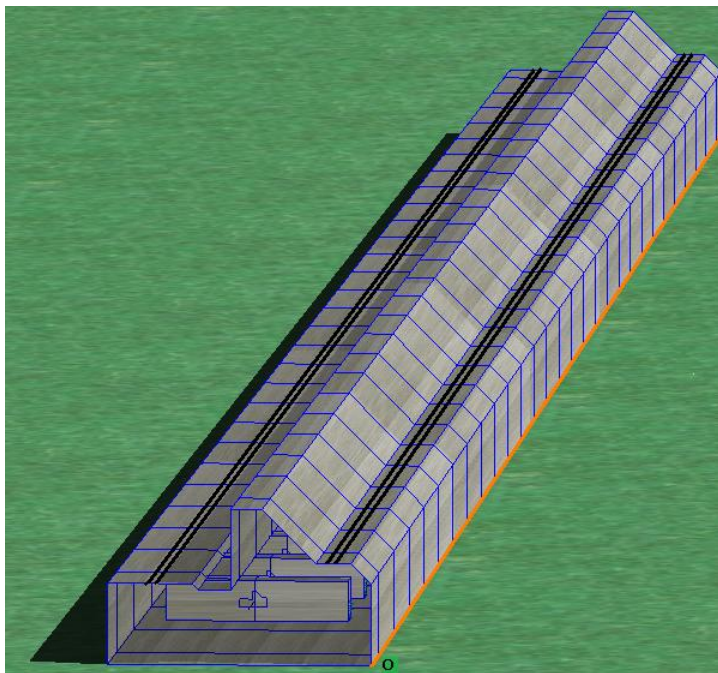


Fig. 4.16 – Verificação da segurança em relação ao derrube

Verifica-se nas reações de apoio que as forças exteriores a viga solicitam a viga em cerca de 35m ao longo do seu eixo longitudinal, assim sendo, para a combinação P1-P2 procede-se à verificação da estabilidade da viga de rolamento (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 - Momentos estabilizantes [kN.m] - EQU

Distância à extremidade	Mstb,d2	Mstb,d1	Mstb,d3	Mstb,d total
2,5	4313	2593	2303	9209
7,5	6520	3861	3371	13752
12,5	6201	3724	3304	13230
17,5	6444	3821	3341	13606
22,5	4520	2739	2453	9712
27,5	3252	1997	1818	7067
32,5	3020	1867	1708	6595
			Σ	73171

Para o cálculo do momento destabilizante foi considerada a acção da componente horizontal do esforço axial oriundo dos cabos carril dos dois blondins. O caso mais gravoso para a estrutura verifica-se quando os dois blondins encontram-se na extremidade direita (junto à viga da margem direita), pois é quando a componente vertical do esforço axial do cabo portante é menor (-37,92kN). O momento derrubador ($M_{dst,d}$) foi calculado do mesmo modo que o momento estabilizador, a partir das reações de apoio em cada nó, multiplicado pelo respetivo braço e pelo coeficiente de segurança parcial através da equação seguinte:

$$M_{dst,d} = Q_{Hk} * \gamma_{Q,dst} * d_5 \quad (4.24)$$

Sendo que:

Q_{Hk} – componente horizontal do esforço axial dos cabos dos blondins

$\gamma_{Q,dst}$ – coeficiente parcial de ações variáveis para ações desfavoráveis

d_5 – braço do momento em torno do ponto O (Fig. 4.15)

Os momentos derrubadores ($M_{dst,d}$) que atuam na viga de rolamento nos primeiros 32,5m de extensão da viga de rolamento estão patentes na Tabela 4.13.

Tabela 4.13- Momento derrubador [kN.m] – EQU

Distância à extremidade [m]	$M_{dst,d}$	FS
2,5	1711	5
7,5	2728	5
12,5	2908	5
17,5	2608	5
22,5	1568	6

27,5	631	11
32,5	68	97

Com base nos valores encontrados para os momentos estabilizadores ($M_{stb,d}$) e derrubadores ($M_{dst,d}$), verifica-se que existe estabilidade ($M_{stb,d} \geq M_{dst,d}$), com factores de segurança satisfatórios.

4.8.2 VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE ROTURA DO TERRENO (GEO) - DESLIZAMENTO

A verificação da segurança relativamente ao estado limite último de rotura ou deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a seguinte verificação (EN1997-1, 2010):

$$E_d \leq R_d \quad (4.25)$$

Em que:

E_d – valor de cálculo de uma ação ou do efeito de uma ação;

R_d – Valor de cálculo da resistência a uma ação.

Os valores de cálculo dos efeitos das ações são alcançados aplicando os coeficientes parciais para as ações (F_{rep}) ou aos seus efeitos (E) pela seguinte expressão:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F * F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M} \right\} \quad (4.26)$$

O valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento, R_d , deve ser calculado aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno ou aplicando um coeficiente parcial à capacidade resistente do terreno, através da seguinte expressão (EN1997-1, 2010):

$$R_d = V_d \tan \delta_d \quad (4.27)$$

Em que:

δ_d – valor de cálculo do ângulo de atrito fundação/terreno;

V_d – força vertical estabilizante.

Relativamente ao cálculo do parâmetro resistente de cálculo do ângulo de atrito interno do maciço, este é obtido através da seguinte expressão:

$$\delta_d = \phi'_d = \arctg \left(\frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (4.28)$$

Sendo que:

$tg\phi'_k$ - ângulo de resistência ao corte.

Sempre que o carregamento não seja normal à base da fundação deve ser feita a verificação da segurança relativamente ao deslizamento da fundação de acordo com o EC 7. A verificação da segurança é assegurada sempre que a força tangencial actuante se demonstre ser de valor inferior à força tangencial resistente (EN1997-1, 2010).

De acordo com o Eurocódigo 7, existem três abordagens de cálculo possíveis. A transcrição de todas as abordagens passíveis de serem consideradas constituiria um desvio dos objetivos do trabalho. Desta forma será apenas considerado a abordagem de cálculo 1. A abordagem de cálculo 1 consiste na verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para qualquer das combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

- Combinação 1: A1+M1
- Combinação 2: A2+M2

Deste modo, a análise é feita considerando separadamente as duas combinações de conjuntos de coeficientes de segurança parciais definidas em cada caso. Na primeira combinação, os coeficientes de segurança são aplicados majorando as ações e na segunda combinação são reduzidos os parâmetros resistentes dos materiais. Os coeficientes parciais de segurança encontram-se patentes na Tabela 4.10 e Tabela 4.11.

No caso em estudo, o ELU de deslizamento ao longo da base da estrutura de suporte, pressupõe uma movimentação horizontal da mesma, então com facilidade se percebe que E_d (4.26) é definido por uma força horizontal que provoca instabilização (H_d), que não é mais do que a componente horizontal do esforço axial proveniente dos cabos dos blonbins.

Para a combinação 1 (A1+M1) anunciada anteriormente utilizou-se as seguintes expressões:

$$V_d = G_k * \gamma_G + (P_{cr} + P_{cp}) * \gamma_G + Q_{vk} * \gamma_Q \quad (4.29)$$

$$H_d = Q_{Hk} * \gamma_Q \quad (4.30)$$

Sendo considerado γ_G como coeficiente de segurança favorável (1,0) e γ_Q como coeficientes de segurança parcial desfavorável (1,5)(Tabela 4.10). Relativamente ao parâmetro resistente de cálculo do ângulo de atrito interno foi calculado de acordo com a expressão 4.28 considerando γ_ϕ , com o valor do conjunto M1 conforme explicitado na Tabela 4.11. O valor de δ_d nesta combinação tem o valor de 45°.

Para a combinação 2 (A2+M2) procedeu-se de forma idêntica recorrendo agora aos valores dos coeficientes parciais representativos do conjunto em análise. O valor de δ_d nesta combinação tem o valor de 38,6°.

Explana-se na Tabela 4.14 e Tabela 4.15 os valores referentes às ações estabilizadoras (V_d) e instabilizantes (H_d) para cada uma das combinações. Verifica-se a estabilidade global da viga de rolamento, pois a condição 4.25 em que $H_d \leq R_d$ tanto na combinação 1 como na combinação 2 é confirmada.

Tabela 4.14 - Verificação ao escorregamento pela base pela combinação 1

Distância à extremidade	V _{d2} [kN]	V _{d1} [kN]	V _{d3} [kN]	ΣV _d [kN]	H _d [kN]	R _d [kN]
2,5	949	947	840	2736	1258	2736
7,5	1434	1410	1230	4074	2006	4074
12,5	1363	1356	1206	3925	2138	3925
17,5	1418	1395	1219	4032	1918	4032
22,5	995	1000	896	3286	1153	3286
27,5	716	731	664	2380	435	2380
32,5	664	628	624	1916	49	1916
				Σ	8957	22349

Tabela 4.15 - Verificação ao escorregamento pela base pela combinação 2

Distância à extremidade	V _{d2} [kN]	V _{d1} [kN]	V _{d3} [kN]	ΣV _d [kN]	H _d [kN]	R _d [kN]
2,5	950,0	947,0	839,0	2736,0	1090,0	1987,8
7,5	1435,0	1408,0	1226,0	4069,0	1738,0	2956,3
12,5	1364,0	1359,0	1203,0	3926,0	1853,0	2852,4
17,5	1418,0	1394,0	1216,0	4028,0	1662,0	2926,5
22,5	995,0	1000,0	895,0	2890,0	999,0	2099,7
27,5	716,0	730,0	663,0	2109,0	378,0	1532,3
32,5	664,0	682,0	624,0	1970,0	43,0	1431,3
				Σ	7763,0	15786,3

4.8.3 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA ESTRUTURAL DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

Relativamente à verificação do estado limite último quanto a rotura do maciço de fundação, a mesma é garantida sempre que o valor calculado da tensão máxima atuante na base da viga for inferior à tensão admissível, ou seja, um valor de tensão que quando ultrapassado pode causar deformações excessivas ou mesmo a rotura do maciço de fundação.

O efeito combinado do peso próprio da viga, o peso do carro de retorno e do contrapeso com o esforço proveniente dos cabos carril dos blondins implica a transmissão à fundação de uma força resultante R inclinada na qual o seu ponto de aplicação pode não coincidir com o centro de gravidade da base da viga(B). Deste modo, à força R inclinada está diretamente associada uma excentricidade (e).

Resumindo, para que toda a base da fundação esteja carregada é imprescindível que a força R inclinada atue dentro do terço central. Quando tal não acontece, ou seja, quando $e > \frac{B}{6}$, parte da base do muro fica descarregada, isto é, sem contacto físico com o maciço de fundação, já que não se podem mobilizar tensões de tração na respetiva interface. Em geral, apenas em estruturas fundadas em

maciços rochosos ou em solos muito resistentes é que se permite que a resultante possa cair fora do terço central (Fernandes, 2006).

O cálculo da excentricidade (e) é efetuado de acordo com a expressão seguinte:

$$e' = C \frac{R_1 * d_1 + R_2 * d_2 + R_3 * d_3}{\Sigma R} \quad (4.31)$$

Em que:

R – reação de apoio em cada mola

d – distância de cada mola até ao ponto O (Fig. 4.15)

Para validar a condição de segurança relativamente ao estado limite último de rotura do terreno de fundação deve ser satisfeita a seguinte expressão:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \quad (4.32)$$

Quando a força resultante R atua dentro do terço central, as tensões aplicadas na base da fundação são dadas por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (4.33)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (4.34)$$

Sendo que:

V – componente vertical da força resultante R

B – largura da base da fundação

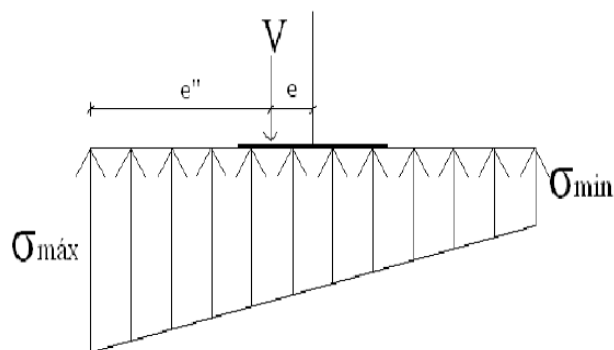


Fig. 4.17 – Diagrama de tensões com carga actuante no terço central

Procedeu-se então ao cálculo da excentricidade recorrendo as reações de apoio encontradas para a combinação de ações mais desfavorável. Neste caso a combinação de ações mais desfavorável para a estrutura é a seguinte:

$$V = Q_H * 1,5 + Q_V * 1,5 + (P_{cr} + P_{cp} + G_k) * 1 \quad (4.35)$$

Os coeficientes parciais de segurança estão de acordo com a Tabela 4.10 considerando favorável o peso próprio da viga e o peso próprio do carro de retorno e contrapeso. As ações que advêm do esforço axial são consideradas ações variáveis desfavoráveis.

Na Tabela 4.16 pode-se constatar que a excentricidade da força resultante está sempre dentro do terço central da estrutura ($e < \frac{B}{6} = \frac{6,5}{6} = 1,1$)

Tabela 4.16 - Valores da excentricidade em cada ponto

Distância à extremidade	M2	M1	M3	e
2,5	1914	2861	1405	0,7
7,5	1876	4372	2328	1,0
12,5	3432	4189	1947	0,6
17,5	2090	4323	2260	0,9
22,5	3130	3052	1309	0,4
27,5	2943	2195	822	0,2
32,5	3251	2064	688	0,0

Desta forma procede-se ao cálculo da tensão máxima e mínima de acordo com as expressões 4.33 e 4.34 respetivamente.

Tabela 4.17- Tensões na base da estrutura

Distância à extremidade	$\sigma_{\text{máx}}$ [kN/m ²]	$\sigma_{\text{mín}}$ [kN/m ²]
2,5	700	129
7,5	1187	77
12,5	954	261
17,5	1147	103
22,5	624	263
27,5	371	269
32,5	294	308

De acordo com os valores obtidos de tensão máxima, verifica-se que não existe rotura do maciço de fundação por apresentar valores inferiores à tensão de rotura.

Tabela 4.18 – Tensão de segurança a rotura (Terzaghi & Peck)

Tipo de Rocha	Tensão de segurança à rotura (N/mm ²)
Rochas duras e sãs	10
Rochas pouco duras medianamente alteradas	3
Rochas brandas e muito alteradas	1

4.9 ANÁLISE DE RESULTADOS E DIMENSIONAMENTO DA VIGA

4.9.1 DIAGRAMAS DE MOMENTOS EM Y - MY

Diagramas de momentos em y só com um blondin sobre a viga considerando apenas os esforços oriundos dos cabos nas três localizações referidas como alvo de estudo (esquerda, centro e direita). Os diagramas seguintes correspondem ao Modelo 2 da modelação no *ROBOT* com o carro de retorno na extremidade da viga de rolamento e com o módulo de elasticidade do maciço de 5000MPa.

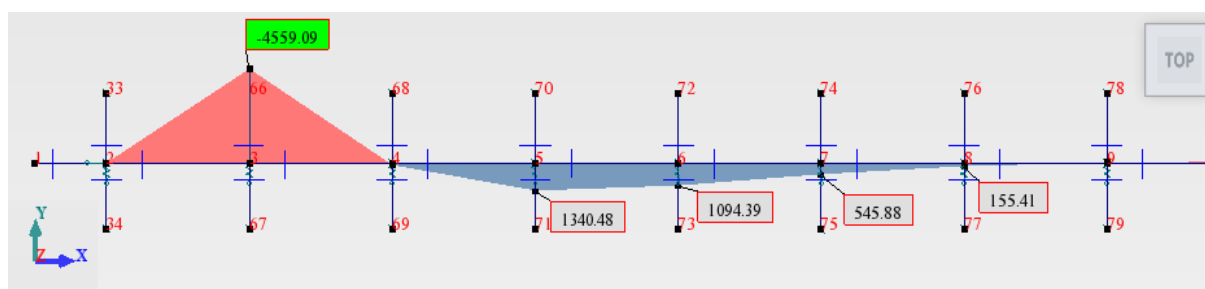


Fig. 4.18 – Bondin localizado no nó 3 com o balde à esquerda

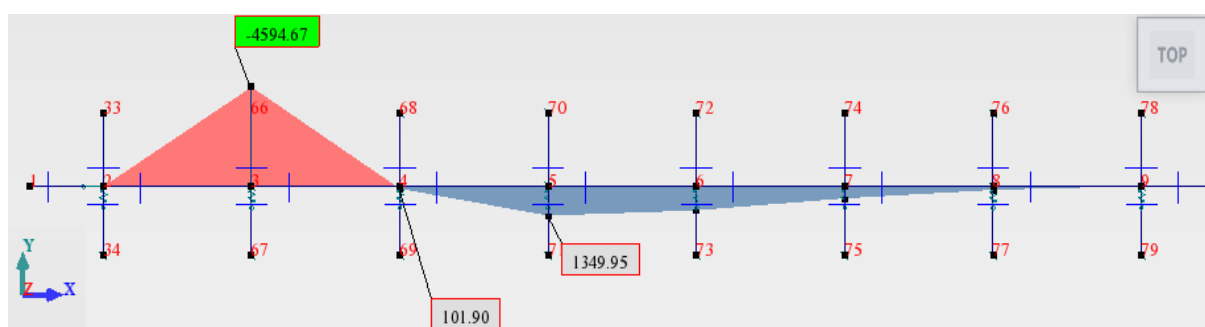


Fig. 4.19 - Bondin localizado no nó 3 com o balde a meio vão

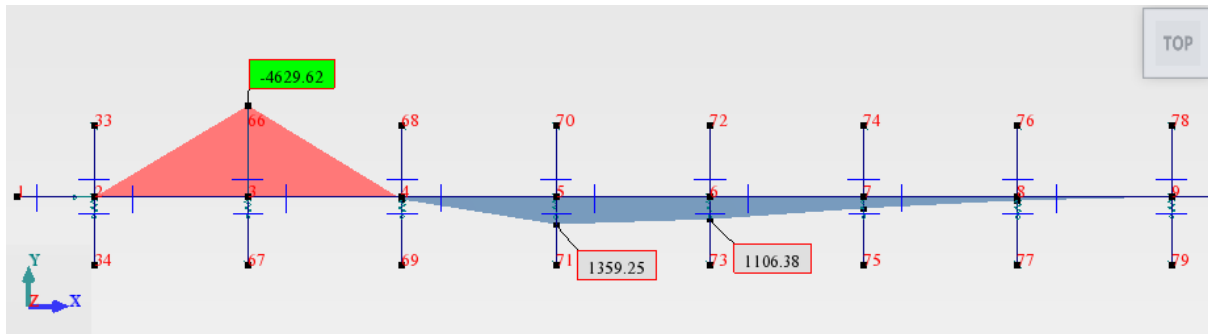


Fig. 4.20- Bondim localizado no nó 3 com o balde junto à margem direita

Verifica-se através dos diagramas que o caso mais desfavorável para a estrutura é quando o balde está localizado junto a margem oposta, ou seja a margem direita.

Os diagramas seguintes são referentes às combinações dos dois blondins ao longo da viga referidas no subcapítulo 4.7. Nesta análise foi considerado o peso próprio da viga, do carro de retorno e do contrapeso como cargas permanentes e as solicitações dos cabos como cargas sobrecargas. Os diagramas foram obtidos considerando a posição da carga concentrada nos cabos dos blondins do lado direito por ser a mais desfavorável para a estrutura.

Apresenta-se dois diagramas de momentos em y com diferentes módulos de elasticidade referentes ao Modelo 1 da modelação no *ROBOT*. Observa-se que à medida que o módulo de elasticidade do maciço aumenta existe uma diminuição do momento fletor e também de amplitude de distribuição do mesmo (Fig. 4.21 e Fig. 4.22).

Modelo 1

Combinação $= (H_i + V_i) * 1,5 + (H_j + V_j) * 1,5 + (PP + (P_{cr_i} + P_{cp_i}) + (P_{cr_j} + P_{cp_j})) * 1,35$

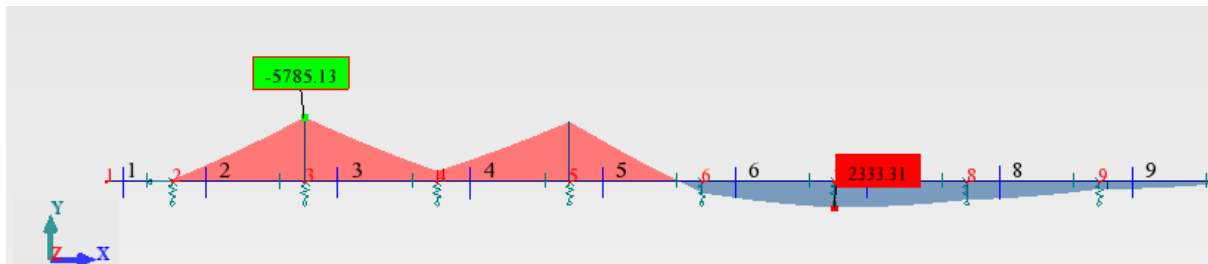


Fig. 4.21 – Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2 - E=5000MPa

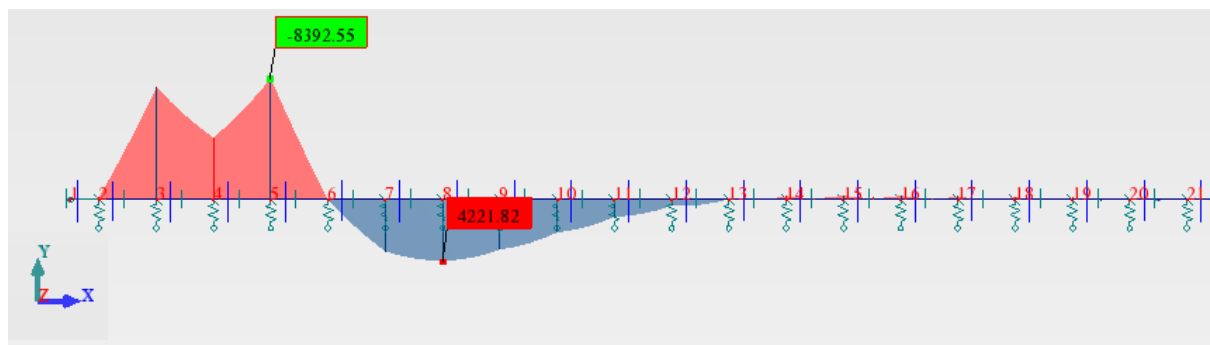


Fig. 4.22 - Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2 - E=1000MPa

Optou-se por realizar todo o estudo com o módulo de elasticidade de 5000Mpa por ser o que conduz a uma rigidez do maciço o mais próximo do granito da área de implantação da viga de rolamento. O Modelo 1 foi concebido por ser um modelo mais simples e teve como objetivo ganhar sensibilidade sobre os valores e validar os valores obtidos no Modelo 2. Essa validação pode ser observada nos diagramas da Fig. 4.21 e Fig. 4.23.

Modelo 2 - Momentos M_y [kN.m] - E=5000MPa

Combinação $= (H_i + V_i) * 1,5 + (H_j + V_j) * 1,5 + (PP + (P_{cr_i} + P_{cp_i}) + (P_{cr_j} + P_{cp_j})) * 1,35$

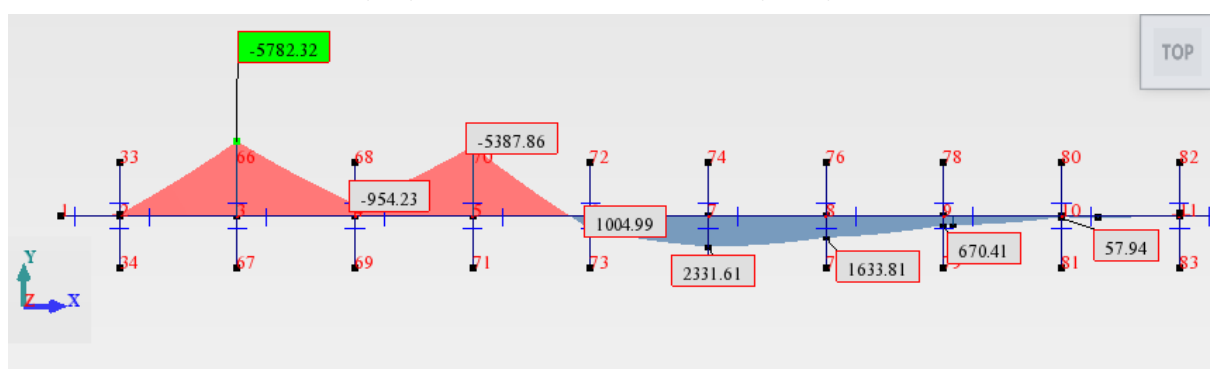


Fig. 4.23 – Diagrama de momentos em y na combinação P1-P2

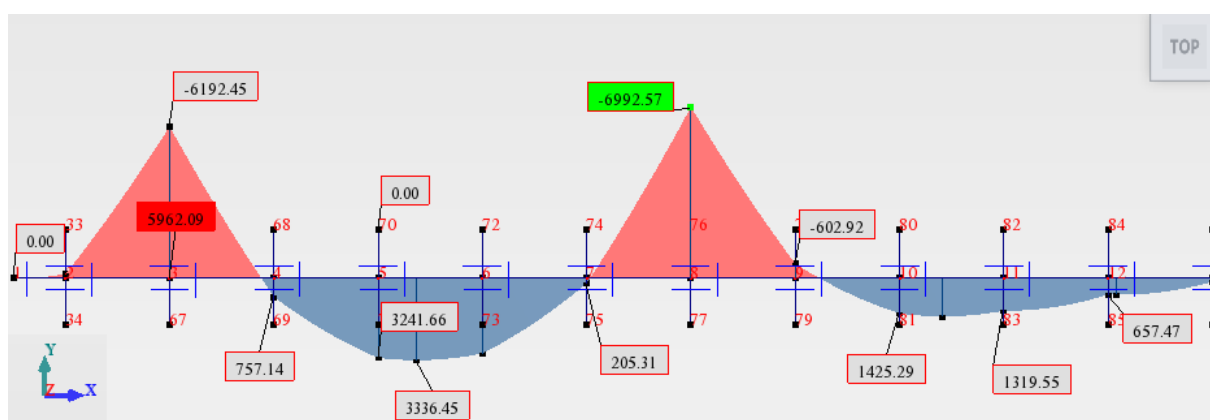


Fig. 4.24 - Diagrama de momentos em y na combinação P1-P3

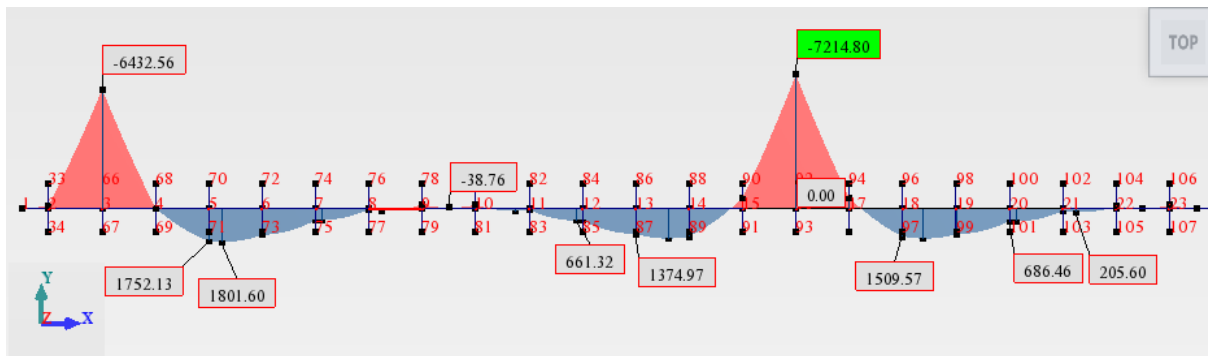


Fig. 4.25- Diagrama de momentos em y na combinação P1-P5

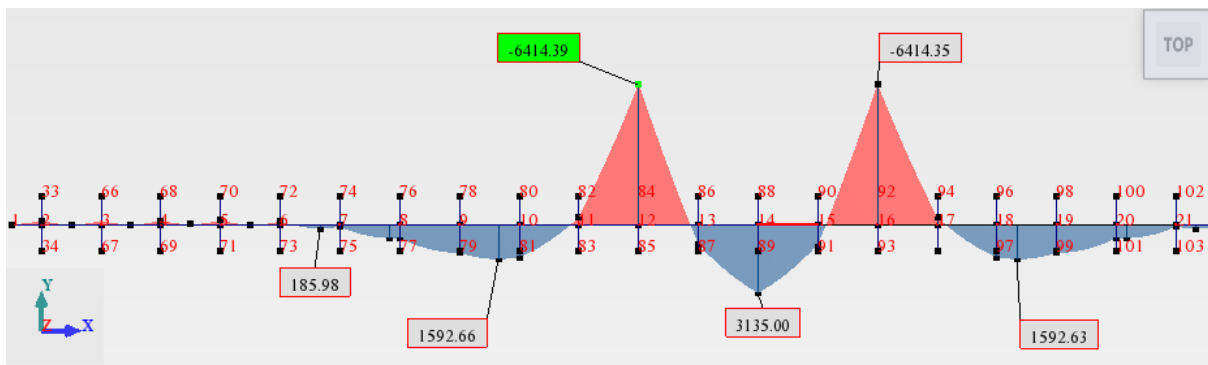


Fig. 4.26 - Diagrama de momentos em y na combinação P4-P5

Atinge-se o momento máximo positivo em y quando os dois blondins encontram-se na parte central da viga (P4-P5) enquanto que o momento máximo negativo ocorre quando um dos blondins está na extremidade e o outro está a meio da viga.

4.9.2 DIAGRAMAS DE MOMENTOS EM X - M_x

Expõe-se os momentos torsores em torno do eixo longitudinal da estrutura M_x [kN.m] - Modelo 2.

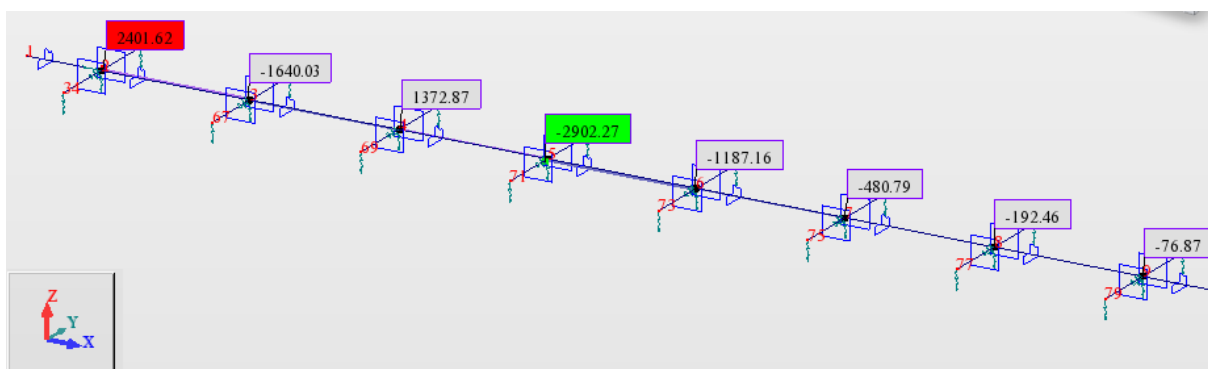


Fig. 4.27 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P2

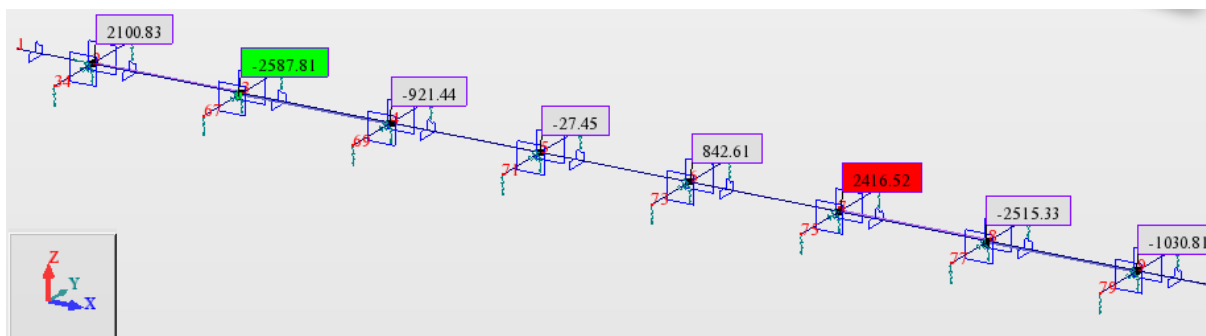


Fig. 4.28 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P3

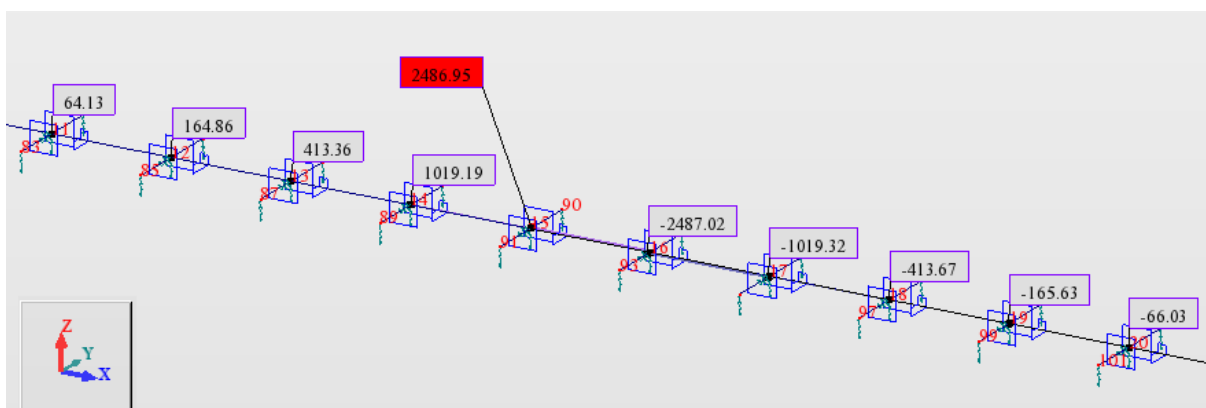


Fig. 4.29 - Diagrama de momentos em x na combinação P1-P5

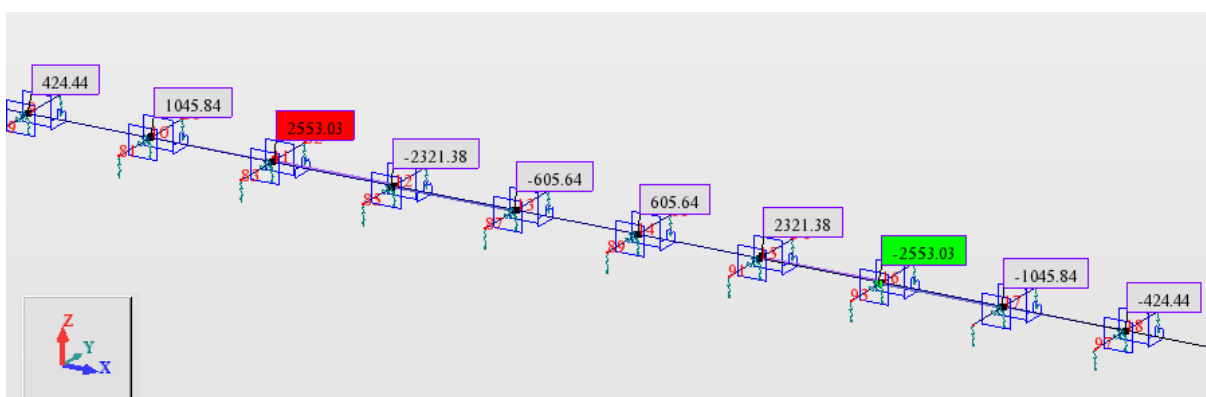


Fig. 4.30 - Diagrama de momentos em x na combinação P4-P5

O momento torsor máximo ocorre na combinação P1-P2, que corresponde aos carros de retorno a 7,5m e 17,5m da extremidade da viga

4.9.3 ESFORÇO AXIAL

A estrutura não se encontra solicitada axialmente, deste modo não está afeta de esforço axial.

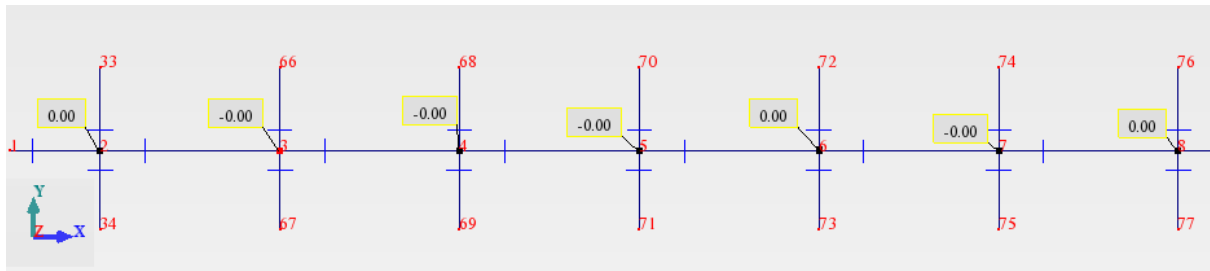


Fig. 4.31- Esforço axial

4.9.4 REAÇÕES DE APOIO [KN]

Apresenta-se as reações de apoio nas áreas mais solicitadas da estrutura, uma vez que dimensão da mesma não permite apresentá-la na totalidade.

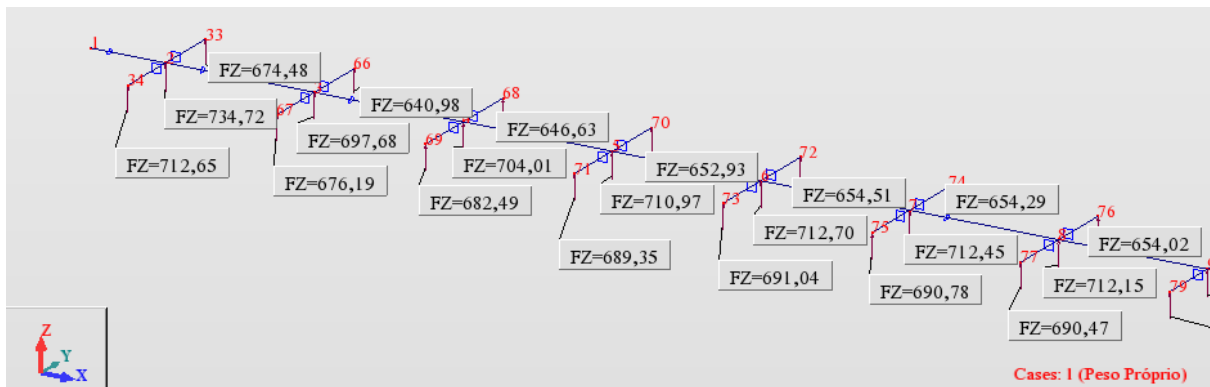


Fig. 4.32 – Reações de apoio devido ao peso próprio da viga

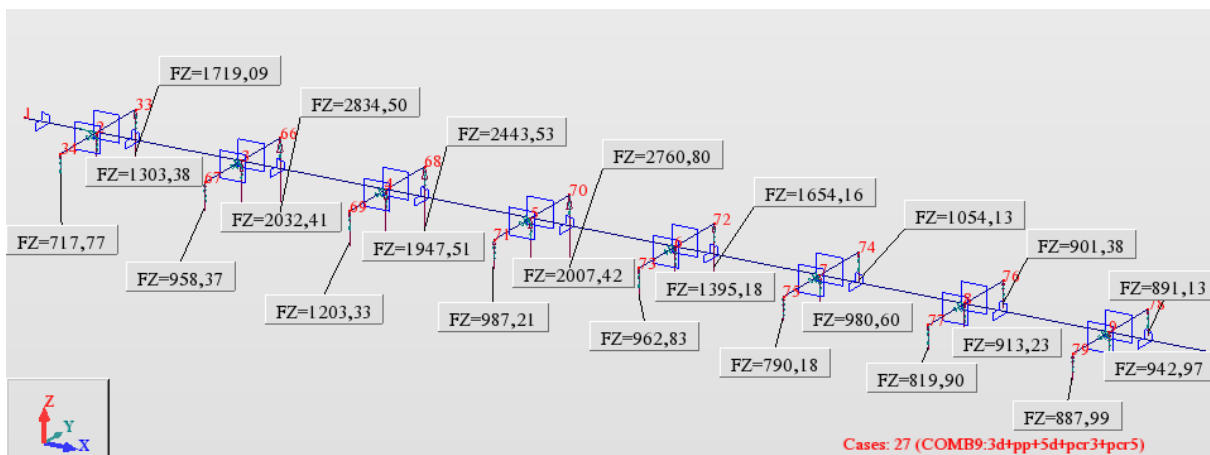


Fig. 4.33 - Reações de apoio na combinação P1-P2

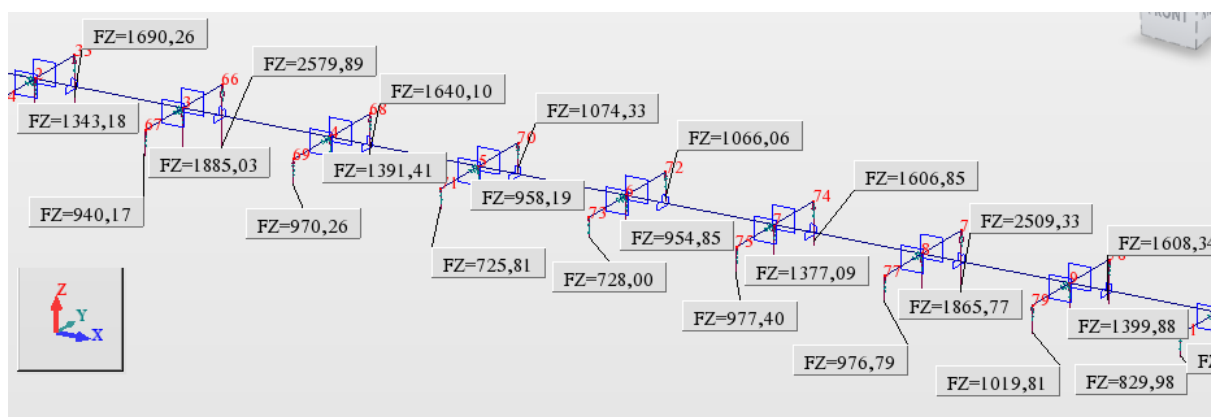


Fig. 4.34- Reações de apoio na combinação P1-P3

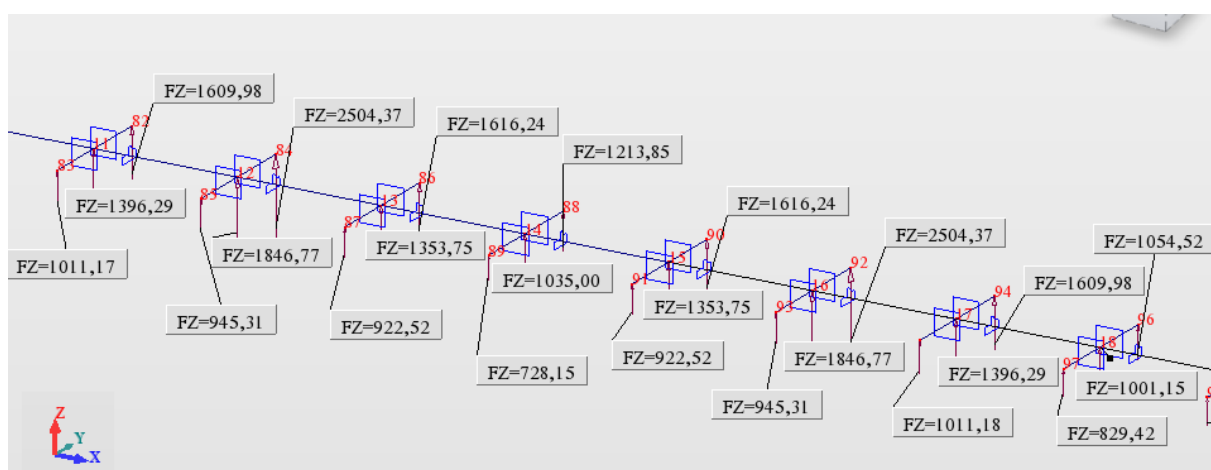


Fig. 4.35 - Reações de apoio na combinação P4-P5

A posição mais crítica dos dois blondins para o maciço de fundação ocorre quando os dois blondins estão os dois na extremidade, apresentando maiores reações de apoio neste caso de carga (P1-P2).

4.9.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA À FLEXÃO

Para o cálculo da armadura longitudinal considerando a secção fendilhada, com o aço A400 e o betão C16/20 temos uma tensão de fendilhação f_{ctm} de 1900kPa. O esforço de fendilhação N_{cr} , assume o valor de 31255kN através da seguinte equação:

$$N_{cr} = \frac{A_c}{f_{yk}} \quad (4.36)$$

Sendo:

f_{yk} – tensão de cedência do aço

A_c – Área da secção de betão

A área de aço para as condições expostas anteriormente assume o valor de 781cm^2 , o que resulta numa armadura de 160 varões de 25mm. Distribuída a armadura pela secção tinha-se uma armadura de $\varnothing 25//0,10$.

Assumindo a tensão máxima de retração com o valor de 1420kPa a área de armadura reduz para 584cm^2 , o que resulta numa armadura de $\varnothing 25//0,125$.

Procedendo ao cálculo da armadura longitudinal para o momento máximo de 7215kN.m, através das seguinte expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{7215}{6,5 \cdot 2,24^2 \cdot 10,7 \cdot 10^3} = 0,02 \quad (4.37)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (4.38)$$

Onde ω assume o valor de 0,02 atingindo a área de armadura de $90\text{cm}^2/\text{m}$ resultando uma armadura longitudinal de $\varnothing 25//0,125$.

5

CONCLUSÕES

Para este tipo de equipamento de transporte por cabo não existe necessidade de dimensionar os cabos recorrendo à equação da catenária, pode ser feito o dimensionamento recorrendo à equação da parábola que a diferença de esforço axial não é significativa. Quando o desnível entre os pontos de fixação das extremidades dos cabos é pequeno relativamente à dimensão do vão, esse desnível também pode ser desconsiderado para o efeito de dimensionamento do cabo carril.

A dimensão máxima que a flecha pode atingir num cabo é de elevada importância no dimensionamento, uma vez que quanto maior for a flecha, menor será o esforço axial no cabo, e assim sendo pode-se recorrer a cabos com uma seção menor diminuindo o peso próprio do mesmo. Salienta-se que o peso próprio dos cabos representam cerca de 47% do esforço axial e os restantes 53% correspondem à carga máxima que o blondin pode transportar. Evidencia-se ainda que uma diminuição da flecha máxima implica um acréscimo exponencial de esforço axial, e a partir de um determinado valor de flecha torna-se in comportável pelo próprio cabo o esforço axial a que fica submetido, ultrapassando a sua capacidade resistente. Tem que existir um equilíbrio aquando do dimensionamento também pela razão de existir uma inclinação máxima dos cabos carril para o eficiente funcionamento do blondin.

O esforço axial a que o cabo carril fica sujeito, decompõe-se na componente vertical e horizontal, sendo a componente horizontal a que representa quase todo o esforço axial e a vertical pouco significativa. Atinge-se o esforço axial máximo quando o balde se encontra o mais próximo possível da margem oposta.

No que se refere ao maciço de fundação da viga de rolamento, concluiu-se que conforme aumenta o valor do módulo de elasticidade do mesmo, existe uma diminuição da deformação o que implica um aumento da rigidez, existindo uma relação de superioridade entre a rigidez vertical e horizontal em cerca de 60%. Desta forma, a rigidez das molas também aumentam à medida que existe um aumento da rigidez do maciço.

Na análise de sensibilidade concluiu-se que à medida que a rigidez das molas aumentam existe uma diminuição do momento fletor e este distribui-se numa dimensão menor ao longo do eixo longitudinal.

Concluiu-se que a estabilidade da viga de rolamento relativamente ao derrube e ao escorregamento é garantida pelo seu peso próprio, pelo peso do carro de retorno e pelo contrapeso, não sendo necessário nenhum tipo de ancoragem. Em nenhum caso de carga da viga, observaram-se trações nas molas do tardo, isto devido ao contributo do peso do carro de retorno e do contrapeso.

A solicitação mais gravosa para a viga de rolamento relativamente à posição da carga concentrada nos cabos carril, surge quando a mesma se encontra o mais próximo possível da viga da outra margem por apresentar uma componente vertical do esforço axial menor, sendo esta uma carga que contribui para a estabilidade da viga.

A combinação mais crítica dos dois blondins em funcionamento sobre a viga de rolamento no caso de momentos fletores negativos ocorre quando os carros de retorno se encontram um na extremidade da viga e o outro a meio da viga (P1-P5). O momento fletor positivo máximo ocorre quando um dos carros de retorno está na extremidade e o outro está a 32,5m da extremidade, ou seja a $\frac{1}{4}$ da sua extensão longitudinal (P1-P3). O momento torsor máximo surge quando os dois carros de retorno estão na extremidade da viga.

O caso mais desfavorável para o maciço de fundação ocorre quando os dois blondins estão na extremidade da viga (P1-P2), verificando-se um acréscimo no valor das reações de apoio relativamente às outras combinações propostas.

BIBLIOGRAFIA

- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. (1984). Porto: Porto Editora.
- AGUDIO. (2012). *Agudio*. Obtido de <http://www.agudio.com/>
- Alhanati, L. S. (s.d.). *Alfaconnection*. Obtido em Abril de 2012, de http://alfaconnection.net/pag_avsf/for0203.htm
- Alhanati, L. S. (s.d.). *Alfaconnection*. Obtido de http://alfaconnection.net/pag_avsf/for0203.htm
- Answers. (s.d.). Obtido em 2012, de <http://www.answers.com/topic/the-great-blondin>
- Beer, F. P., & Jr., E. R. (1998). *Mecânica Vectorial para Engenheiros: Estática*. Portugal: McGRAW-HILL.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*.
- CIMAF. (2009). Manual Técnico de Cabos.
- Danziger, B. R. (2005). Estudo de caso de Obra com Análise de Interação solo estrutura. Rio de Janeiro, Brasil.
- Dória, L. E., & Lima, F. B. (2008). Análise de Fundação tipo radier Empregando o Modelo de Analogia de Grelha. *Congresso Brasileiro do Concreto* (p. 15). IBRACON.
- EN1997-1. (2010). *Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico*. IPQ.
- Euromodal. (Janeiro de 2011). Adjuvantes para retração controlada de argamassa e Betão em Pavimentos. *Adjuvantes para retração controlada de argamassa e Betão em Pavimentos*. Porto, Portugal.
- Fernandes, M. M. (2006). *Mecânica dos solos*. FEUP.
- Graziano, P. G., & Perolino, G. M. (s.d.). *OITAF-Congress 1999*. Obtido em Abril de 2012, de http://web.tiscali.it/Poma_Italia/complete.htm
- Instituto de Meteorologia, IP Portugal*. (s.d.). Obtido em 2 de Maio de 2012, de <http://www.meteo.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/003/>
- Júnior, E. J. (Setembro de 2002). Uma Formulação Consistente para Análise Não-Linear de Estruturas de Cabos Suspensos. *Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia de Estruturas*. Belo Horizonte, Belo Horizonte.
- Potau, A. V. (1972). *Aparatos de elevacion y transporte*. Blume.
- Rocha, M. (1981). *Mecânica das Rochas*. LNEC.
- Souza, R. A. (2008). Interação solo-estrutura para Edifícios Sobre Fundações Rasas.
- Terzaghi, & Peck. (s.d.). *Mechanics in Engineering Practice*.

