

DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE ANCORAGEM E PROCEDIMENTOS PARA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

Aplicação a Ponte sobre o Rio Sado

ALEX FARIA ALVES DE SOUZA

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JULHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023.*

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, Paulo Souza e Caroline Faria, e irmã, Bianca Faria.

Se eu fui capaz de ver mais longe é porque estava de pé nos ombros de gigantes

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Com grande gratidão expresso meus agradecimentos a todas as pessoas que ajudaram a tornar possível a execução desta dissertação e a conclusão do meu percurso académico na FEUP. De entre estas, gostaria de manifestar a minha especial gratidão:

- Ao meu orientador, o professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques por todo interesse, ajuda, rigor, paciência, ensinamentos, entusiasmo, e sua permanente disponibilidade na orientação desta dissertação.
- A empresa Conduril por proporcionar todas as condições adequadas para elaboração deste trabalho e agradecer as oportunidades de acompanhar a técnica de pré-esforço em diferentes obras.
- Aos engenheiros da empresa Conduril, nomeadamente o engenheiro Bruno Rocha e o engenheiro André Carvalho, por todo auxílio, entusiasmo, acolhimento e ensinamentos.
- A todos amigos que participaram desta minha jornada sendo fundamental no apoio e suporte ao longo dos anos.
- A minha namorada Nathany que sempre me apoiou, incentivou, sendo fundamental em me despertar o interesse na Engenharia Civil e que faz de mim um homem realizado e feliz.
- Aos meus pais, por todo apoio, suporte e encorajamento ao longo dos últimos anos, mesmo que a distância, e são os responsáveis por tornar este sonho possível.

RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento de zonas de ancoragem e os procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço num caso prático, Ponte sobre o Rio Sado. Avaliam as diferentes abordagens que caracterizam a resistência do betão sujeito a um carregamento concentrado, além de considerar diferentes idades de aplicação e usos de variados sistemas.

Inicialmente é feito o enquadramento da técnica de pré-esforço, assim como a definição dos equipamentos, acessórios e suas funções, num caso prático no Viaduto de Celorico, para o qual foi proporcionado o acompanhamento em campo da obra durante a elaboração deste trabalho.

Seguidamente, são abordados o comportamento estrutural das zonas de ancoragem e os seus respetivos modos de rotura, devido à aplicação de pré-esforço que desenvolvem tensões com distribuições não lineares na região, definida como zona de descontinuidade.

São abordados o efeito de reforço para as trações transversais e o confinamento do betão que as armaduras ordinárias proporcionam nas zonas de ancoragem.

Por fim, apresenta-se as conclusões do trabalho conforme a avaliação e os cálculos realizados do caso de estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-esforço, Zonas de ancoragem, Aplicação de pré-esforço, Caracterização da resistência do betão; Carregamento concentrado.

ABSTRACT

This work presents the design of anchorage zones and the appropriate procedures for the application of prestressing in a practical case, Bridge over the Sado River. It evaluates different approaches that characterize the strength of concrete subjected to concentrated loading, while considering different ages of application and the use of various systems.

The initial part of the study provides an overview of the prestressing technique, including the definition of equipment, accessories, and their functions, in a practical case study at the Celorico Viaduct. Field follow-up of the construction project was conducted to support the development of this work.

Next, the structural behaviour of the anchorage zones and their respective failure modes are discussed in relation to the application of prestressing. This involves the development of stress with nonlinear distributions in the region, defined as the discontinuity zone.

The study also addresses the reinforcement effect on transverse tensile forces and the concrete confinement provided by ordinary reinforcements in the anchorage zones.

Finally, the conclusions of the work are presented based on the evaluation and calculations performed for the case study.

KEYWORDS: Prestressing, Anchorage Zones, Prestressing Application, Characterization of Concrete Strength, Concentrated Loading.

ÍNDICE GERAL

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| | |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. ENQUADRAMENTO | 1 |
| 1.2. INTERVENIENTES NUMA OBRA COM A TÉCNICA DE PRÉ-ESFORÇO | 2 |
| 1.3. OBJETIVOS DA TESE | 3 |
| 1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 4 |
| 1.5. EQUIPAMENTOS, ACESSÓRIOS E PROCEDIMENTOS NUM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO EM UM CASO PRÁTICO – VIADUTO DE CELORICO GARE | 5 |
| 1.5.1. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA | 5 |
| 1.5.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA | 6 |
| 1.5.3. ARMADURA ATIVA | 7 |
| 1.5.4. ARMADURA PASSIVA | 9 |
| 1.5.5. APOIOS DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO | 10 |
| 1.5.6. BAINHAS | 11 |
| 1.5.7. TUBOS DE PURGA | 11 |
| 1.5.8. CALDA DE INJEÇÃO | 12 |
| 1.5.9. APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO | 12 |
| | |
| 2. DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE ANCORAGEM | 15 |
| 2.1. INTRODUÇÃO | 15 |
| 2.2. ROTURA POR TRAÇÃO TRANSVERSAL NA REGIÃO SUPERIOR | 17 |
| 2.2.1. DIMENSIONAMENTO PARA TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES | 17 |
| 2.2.2. DISCUSSÃO SOBRE O DIMENSIONAMENTO PARA AS TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES | 18 |
| 2.3. ROTURA POR TRAÇÃO TRANSVERSAL NA REGIÃO INTERMÉDIA | 19 |
| 2.4. ROTURA POR COMPRESSÃO (ESMAGAMENTO) NA REGIÃO SUPERIOR SOB A CARGA | 21 |
| 2.5. CONFINAMENTO DO BETÃO | 22 |
| 2.6. RESISTÊNCIA DO BETÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2 | 23 |
| 2.7. COMPORTAMENTO DO BETÃO SOB A ATUAÇÃO DE CARGAS ELEVADAS DE LONGA DURAÇÃO | 23 |

| | |
|-------------------------------------------------------------|----|
| 2.8. ANOMALIAS NO CÁLCULO DA ZONA DE ANCORAGEM | 26 |
|-------------------------------------------------------------|----|

3. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

| | |
|------------------------------------------------|----|
| 3.1. INTRODUÇÃO | 27 |
| 3.2. CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO | 27 |
| 3.3. VÃO PRINCIPAL DA PONTE | 29 |
| 3.4. PRÉ-ESFORÇO DO VÃO PRINCIPAL | 30 |
| 3.4.1. PRÉ-ESFORÇO DAS VIGAS MARTELO | 30 |
| 3.4.2. PRÉ-ESFORÇO DE CONTINUIDADE | 35 |

4. DIMENSIONAMENTO DAS ZONAS DE ANCORAGEM DE PRÉ-ESFORÇO DO CASO PRÁTICO

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1. INTRODUÇÃO | 39 |
| 4.2. MODOS DE ROTURA DAS TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES E DE ESMAGAMENTO DO BETÃO | 39 |
| 4.2.1. DETERMINAÇÃO DAS OPÇÕES DE TENSIONAMENTO | 39 |
| 4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO | 41 |
| 4.2.2.1. ABORDAGEM DO EUROCÓDIGO 2 | 42 |
| 4.2.2.2. ABORDAGEM DO CÓDIGO-MODELO 90 | 42 |
| 4.2.2.3. ABORDAGEM DO PROCEDIMENTO PRÁTICO CORRENTE | 45 |
| 4.2.2.4. SÍNTESE DAS ABORDAGENS | 46 |
| 4.2.3. CABOS DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO | 47 |
| 4.2.3.1. CASO 1.1. | 47 |
| 4.2.3.2. CASO 1.2. | 52 |
| 4.2.3.3. CASO 2.1. | 52 |
| 4.2.3.4. CASO 2.2. | 57 |
| 4.2.3.5. CASO 3.1. | 57 |
| 4.2.3.6. CASO 3.2. | 59 |
| 4.2.3.7. SÍNTESE DOS CASOS E SOLUÇÕES DOS CABOS DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO | 60 |
| 4.2.4. PRÉ-ESFORÇO DE CONTINUIDADE | 62 |
| 4.2.4.1. CASO 1.1. | 63 |
| 4.2.4.2. CASO 1.2. | 70 |
| 4.2.4.3. CASO 2.1. | 71 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.2.4.4. CASO 2.2. | 77 |
| 4.2.4.5. SÍNTESE DOS CASOS E SOLUÇÕES DOS CABOS DE CONTINUIDADE | 78 |
| 4.3. MODO DE ROTURA DAS TRAÇÕES TRANSVERSAIS INTERMÉDIAS..... | 80 |
| 4.3.1. DIMENSIONAMENTO CABOS DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO. | 80 |
| 4.3.1.1 CASO 1. | 80 |
| 4.3.1.2 CASO 2. | 83 |
| 4.3.2. DIMENSIONAMENTO CABOS DE CONTINUIDADE..... | 84 |
| 4.3.2.1 CASO 1. | 84 |
| 4.3.2.2 CASO 2. | 87 |
| | |
| 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS | 89 |
| 5.1. CONCLUSÕES..... | 89 |
| 5.2. SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS | 90 |
| | |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 91 |
| | |
| ANEXOS | 93 |
| ANEXO A: Sistema Dywidag para cabos em cordões de pré-esforço..... | 95 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 1.1 – Viga com secção retangular com o pré-esforço centrado e as distribuições de tensões resultantes | 1 |
| Fig. 1.2 – Rotura nas zonas de ancoragem de uma cobertura de um estádio | 3 |
| Fig. 1.3 – Rotura nas zonas de ancoragem de uma cobertura de um estádio | 4 |
| Fig. 1.4 – Corte longitudinal 1 do viaduto de Celorico Gare | 5 |
| Fig. 1.5 – Corte longitudinal 2 do viaduto de Celorico Gare | 5 |
| Fig. 1.6 – Corte transversal dos tabuleiros | 6 |
| Fig. 1.7 – Corte transversal dos tabuleiros com a solução de pré-esforço adotada..... | 7 |
| Fig. 1.8 – Zonas de ancoragem ativa com os cabos à espera do tensionamento | 7 |
| Fig. 1.9 – Curva de tensão-extensão de um aço de alta resistência | 8 |
| Fig. 1.10 – Designação de um aço de pré-esforço em cordão | 8 |
| Fig. 1.11 – Aço de alta resistência à espera do tensionamento constituído de 19 cordões de 7 fios | 9 |
| Fig. 1.12 – Armaduras ordinárias nas zonas de ancoragem antes da betonagem do tabuleiro | 10 |
| Fig. 1.13 – Tipos de apoios para os cabos de pré-esforço..... | 10 |
| Fig. 1.14 – Quatro bainhas metálicas durante a betonagem do tabuleiro | 11 |
| Fig. 1.15 – Tubo de purga após a betonagem da terceira fase do tabuleiro | 12 |
| Fig. 1.16 – Tensionamento de pré-esforço de um dos cabos da nervura do extradorso | 13 |
| Fig. 2.1 – Campo de tensões em uma região de descontinuidade e as trações transversais | 15 |
| Fig. 2.2 – Trações na zona superficial junto à força concentrada | 16 |
| Fig. 2.3 – Potenciais avariais que podem ocorrer nas zonas de ancoragem | 16 |
| Fig. 2.4 – Expansão transversal do betão na região superior perto de uma face final parcialmente comprimida, incluindo fissuras transversais..... | 17 |
| Fig. 2.5 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas | 18 |
| Fig. 2.6 – Campo de tensão sob uma carga concentrada | 19 |
| Fig. 2.7 – Modelo de escoras e tirantes | 20 |
| Fig. 2.8 – Parâmetros da determinação das trações transversais intermédias..... | 21 |
| Fig. 2.9 – Superfície de rotura devido o esmagamento do betão | 21 |
| Fig. 2.10 – Comportamento do betão confinado à compressão | 22 |
| Fig. 2.11 – Desenvolvimento da resistência do betão sob cargas elevadas de longa duração | 24 |
| Fig. 2.12 – Efeito na resistência do betão à compressão devido a atuação de cargas de elevada duração com carácter permanente | 24 |
| Fig. 2.13 – Comportamento do betão confinado à compressão | 26 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 3.1 – Corte longitudinal da Ponte Central | 28 |
| Fig. 3.2 – Corte transversal do tabuleiro dos pilares 15 e 16 | 29 |
| Fig. 3.3 – Alçado do Vão Principal | 30 |
| Fig. 3.4 – Posição das zonas de ancoragem passivas dos cabos ímpares e das zonas de ancoragem ativas dos cabos pares..... | 31 |
| Fig. 3.5 – Posição das zonas de ancoragem ativas dos cabos ímpares e das zonas de ancoragem passivas dos cabos pares. | 31 |
| Fig. 3.6 – Interior da viga martelo com o traçado longitudinal dos cabos de pré-esforço C1 à C4 | 31 |
| Fig. 3.7 – Secção transversal das zonas ancoragem ativa dos cabos do interior das vigas martelo ... | 32 |
| Fig. 3.8 – Pormenor do alinhamento B, o tensionamento dos cabos pares de pré-esforço C2 e C4 ... | 33 |
| Fig. 3.9 – Pormenor do alinhamento D, o tensionamento dos cabos ímpares de pré-esforço C2 e C4 | 33 |
| Fig. 3.10 – Traçado longitudinal do pré-esforço de continuidade do alinhamento 15 | 35 |
| Fig. 3.11 – Traçado longitudinal do pré-esforço de continuidade do alinhamento 16 | 35 |
| Fig. 3.12 – Secção transversal das zonas de ancoragem ativa dos cabos de continuidade | 36 |
| Fig. 3.13 – Secção transversal dos cabos de continuidades a meio vão dos cabos..... | 36 |
| Fig. 3.14 – Secção transversal da zona de apoio com os cabos de pré-esforço analisados..... | 37 |
| Fig. 3.15 – Pormenor para o tensionamento dos cabos de continuidade nas zonas de ancoragem ativa | 37 |
| Fig. 3.16 – Alçado dos cabos de continuidade na zona de ancoragem ativa..... | 38 |
| Fig. 4.1 – Secção transversal das zonas de ancoragem ativas com o uso do Sistema -Tipo..... | 48 |
| Fig. 4.2 – Maior área de distribuição de cálculo similar A_{c1} do Sistema-Tipo..... | 48 |
| Fig. 4.3 – Secção transversal com o uso do Sistema-Tipo com o rearranjo das placas de ancoragem | 50 |
| Fig. 4.4 – Área A_{c1} com o rearranjo das placas de ancoragem | 51 |
| Fig. 4.5 – Secção transversal das zonas de ancoragem ativas com o uso do sistema Dywidag MA6807 | 53 |
| Fig. 4.6 – Maior área de distribuição de cálculo similar A_{c1} do sistema Dywidag MA6807 | 51 |
| Fig. 4.7 – Secção transversal com o uso do sistema Dywidag MA6807 com a centralização das placas | 55 |
| Fig. 4.8 – Área A_{c1} com o rearranjo das placas de ancoragem | 56 |
| Fig. 4.9 – Secção transversal das zonas de ancoragem dos cabos de continuidade com o uso do Sistema-Tipo | 63 |
| Fig. 4.10 – Áreas A_{c1} das fases de tensionamento 1 e 2 1º dos cabos C6 e C8..... | 64 |
| Fig. 4.11 – Secção transversal das zonas de ancoragem dos cabos de continuidade com as placas centralizadas | 66 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 4.12 – Áreas A_{c1} das fases de tensionamento 1 e 2 1º dos cabos C6 e C8 com a centralização das placas de ancoragem | 66 |
| Fig. 4.13 – Secção transversal das zonas de ancoragem dos cabos de continuidade com as placas centralizadas e afastadas..... | 68 |
| Fig. 4.14 – Áreas A_{c1} das fases 1 e 2 de tensionamento dos cabos C6 e C8 com a centralização e o afastamento das placas de ancoragem | 69 |
| Fig. 4.15 – Secção transversal dos cabos de continuidade com o sistema Dywidag MA6807 | 72 |
| Fig. 4.16 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA 6807 | 73 |
| Fig. 4.17 – Secção transversal dos cabos de continuidade com a centralização das placas | 74 |
| Fig. 4.18 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA6807 com a centralização das placas | 75 |
| Fig. 4.19 – Secção transversal com as placas centralizadas e afastadas com o sistema Dywidag MA6807 | 76 |
| Fig. 4.20 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA 6807 com as placas centralizadas e afastadas | 76 |
| Fig. 4.21 – Área A_{c1} considerando o caso com a maior abertura das tensões de trações transversais intermédias | 81 |
| Fig. 4.22 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias do caso 1 | 83 |
| Fig. 4.23 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias | 85 |
| Fig. 4.24 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias do caso 2 | 87 |

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Quadro 3.1 – Classes de resistência dos betões..... | 28 |
| Quadro 3.2 - Classes de aços utilizados..... | 28 |
| Quadro 3.3 – Recobrimentos mínimos | 28 |
| Quadro 4.1 – Cálculos da resistência do betão para aplicação de pré-esforço no 7º dia | 44 |
| Quadro 4.2 – Cálculos da resistência do betão para aplicação de pré-esforço no 28º dia | 45 |
| Quadro 4.3 – Resistência do betão no 7º dia nas diferentes abordagens avaliadas | 46 |
| Quadro 4.4 – Resistência do betão no 28º dia nas diferentes abordagens avaliadas | 46 |
| Quadro 4.5 – Verificação das abordagens para o caso 1.1..... | 50 |
| Quadro 4.6 – Possível solução do caso 1.1. com as placas centralizadas | 52 |
| Quadro 4.7 – Verificação das abordagens para o caso 1.2..... | 52 |
| Quadro 4.8 – Verificação das abordagens para o caso 2.1..... | 54 |
| Quadro 4.9 – Possível solução do caso 2.1 com as placas centralizadas | 57 |
| Quadro 4.10 – Verificação das abordagens para o caso 2.2..... | 57 |
| Quadro 4.11 – Verificação das abordagens para o caso 3.1..... | 58 |
| Quadro 4.12 – Possível solução do caso 3.1 com as placas centralizadas | 59 |
| Quadro 4.13 – Verificação das abordagens para o caso 3.2..... | 59 |
| Quadro 4.14 – Síntese dos resultados do Caso 1.1. | 60 |
| Quadro 4.15 – Síntese dos resultados do Caso 1.2. | 60 |
| Quadro 4.16 – Síntese dos resultados do Caso 2.1. | 61 |
| Quadro 4.17 – Síntese dos resultados do Caso 2.2. | 61 |
| Quadro 4.18 – Síntese dos resultados do Caso 3.1. | 61 |
| Quadro 4.19 – Síntese dos resultados do Caso 3.2. | 62 |
| Quadro 4.20 – Verificação das abordagens para o caso 1.1 da primeira fase de tensionamento | 65 |
| Quadro 4.21 – Verificação das abordagens para o caso 1.1 da segunda fase de tensionamento | 65 |
| Quadro 4.22 – Verificação para o uso do Sistema-Tipo e com o tensionamento realizado no 7º dia com a centralização e afastamento das placas de ancoragem..... | 70 |
| Quadro 4.23 – Verificação da abordagem do caso 1.2 | 71 |
| Quadro 4.24 – Possível solução com as placas centralizadas e afastadas | 77 |
| Quadro 4.25 – Verificação das abordagens com centralização e afastamento das placas | 78 |
| Quadro 4.26 – Síntese dos resultados do Caso 1.1 | 78 |
| Quadro 4.27 – Síntese dos resultados do Caso 1.2 | 79 |
| Quadro 4.28– Síntese dos resultados do Caso 2.1 | 79 |

Quadro 4.29 – Síntese dos resultados do Caso 2.280

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_{c0} – Área carregada

A_{c1} – Maior área de distribuição de cálculo similar de A_{c0}

E_p – Módulo de elasticidade

F – Valor da força aplicada por cabo

F_{Ed} – Valor de cálculo da força aplicada

F_{Rdu} – Valor limite da força concentrada

T – Força de tração exercida no tirante

$f_{p,0.1}$ – Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%

f_{pk} – Tensão de rotura garantida

$f_{ck,0.7}$ – Tensão não inferior a 70% de rotura do betão à compressão dos provetes cúbicos

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias

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

$f_{cd,agravado}$ - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão com um agravamento de 5%

$f_{cd,resistente}$ – Resistência do betão à compressão necessária para realização do tensionamento em determinado dia

$f_{cd,necessário}$ - Resistência presente no betão à compressão em determinado dia

f_c^* - Tensão de compressão no betão confinada pela área A_2

$f_{cm}(t)$ – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias

f_{cm} - Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias

$f_{cm,sus}(t,t_0)$ – Resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeita a cargas de compressões à idade $t_0 < t$

k - Coeficiente de atrito remanente por metro linear

s – Coeficiente que depende do tipo de cimento

t – Idade do betão em dias

t_0 – Idade a que o betão é posto em carga

$\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade do betão na data de tensionamento t

$\beta_{c,sus}(t,t_0)$ – Coeficiente dependente da duração da carga $(t-t_0)$ que descreve a diminuição da resistência com o tempo $(t-t_0) \geq 0.015$ dias

μ - Coeficiente de atrito em curva

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O betão armado quando pré-esforçado permite potenciar as suas propriedades estruturais, devido à força de compressão que o pré-esforço exerce no material. A estrutura tende a trabalhar maioritariamente ou totalmente à compressão, o que é extremamente vantajoso devido ao betão ter um bom comportamento à compressão.

Para exemplificar este conceito, na figura seguinte é considerada uma viga de secção retangular com o cabo de pré-esforço localizado no eixo baricêntrico (centrado) e sujeita a cargas exteriores. Seja P a força de pré-esforço que origina a tensão de compressão uniforme no betão (Figueiras, 2010).

As tensões originadas na viga quando não se considera a aplicação de pré-esforço resultam que o betão é solicitado por compressões e trações igualmente divididas. No entanto, com a aplicação do pré-esforço o betão encontra-se totalmente submetido a tensões de compressão, o que é benéfico para as propriedades resistentes do material.

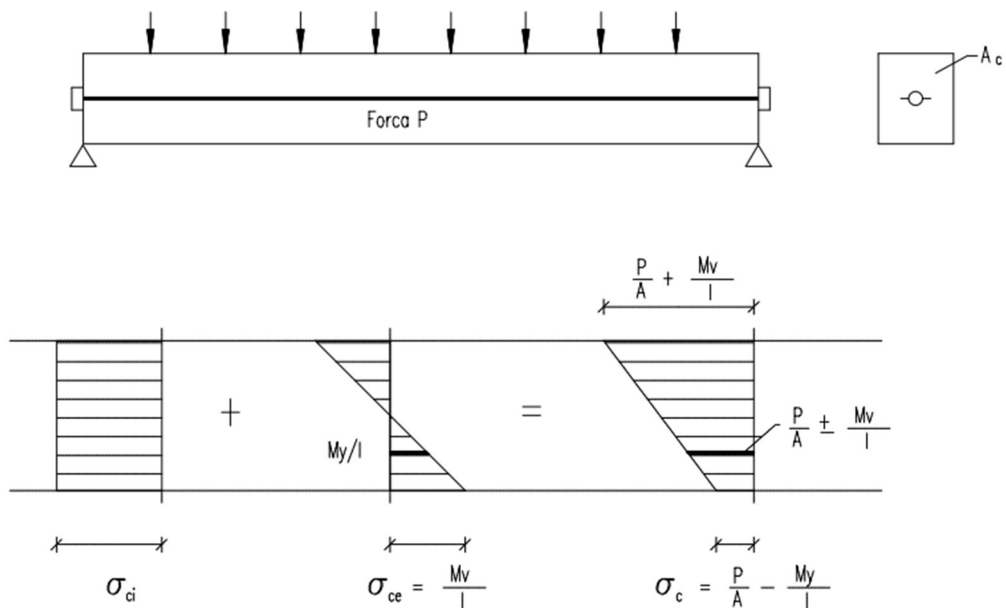


Figura 1.1. – Viga com secção retangular com o pré-esforço centrado e as distribuições de tensões resultantes (Figueiras, 2010)

1.2. INTERVENIENTES NUMA OBRA COM A TÉCNICA DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

Na conceção de obras deparamos com condicionantes que obrigam a conceber estruturas de elevada esbelteza. Neste tipo de situações, a solução mais economicamente viável para a estrutura é, muitas vezes, a utilização da técnica de pré-esforço.

No âmbito de uma obra que requer a técnica de pré-esforço participam os seguintes intervenientes e com suas respetivas funções:

- Dono de Obra
- Projetista
- Empreiteiro
- Subempreiteiro (pré-esforço)
- Fiscalização

O Dono de Obra é a entidade que detém o investimento e que proporciona a execução da obra. É a entidade com responsabilidade própria e que deve pugnar para que todo o processo se desenvolva dentro da legalidade (Imozeto, 2017). No âmbito do pré-esforço não define imposições para que na obra seja utilizada determinada técnica.

O Projetista elabora o projeto de execução da obra e com as diversas condicionantes pode-se optar pela técnica de betão armado pré-esforçado, a qual o projeto será destinado ao empreiteiro para executá-lo. No âmbito de pré-esforço define os diferentes parâmetros no projeto de execução, designadamente:

- i. Traçado longitudinal dos cabos de pré-esforço;
- ii. Localizações das zonas de ancoragem;
- iii. Pré-esforço mínimo necessário em cada segmento da estrutura.

O Empreiteiro atua na fase de execução da obra e no âmbito da técnica de pré-esforço define um sistema de pré-esforço compatível com o previsto no projeto de execução e o caderno de encargos. Nesse sentido, desenvolve um projeto de aplicação de pré-esforço que entre outros aspetos cumprem com a regulamentação aplicável, assim como define as especificações técnicas dos materiais constituintes do sistema. No desenvolvimento do projeto de aplicação de pré-esforço são definidos os seguintes aspetos:

- i. Descrição da solução adotada;
- ii. Sistemas e materiais utilizados;
- iii. Resistência e idade do betão para aplicação de pré-esforço;
- iv. Plano de tensionamento dos cabos de pré-esforço;
- v. Força final de pré-esforço com as perdas imediatas e diferidas;
- vi. Armaduras nas zonas de ancoragem;
- vii. Desenhos e pormenores da solução adotada.

A fiscalização é a entidade que responde pelo dono de obra e tem como função verificar se a obra é realizada de forma adequada conforme o projeto desenvolvido e o caderno de encargos, em suma, fiscalizar os trabalhos realizados pelo empreiteiro.

Como em diversos casos os empreiteiros gerais não realizam o trabalho da aplicação de pré-esforço, optam por recorrer a subempreiteiros no mercado que efetuam este procedimento. A empresa que realiza este trabalho é denominada como um subempreiteiro na obra.

1.3. OBJETIVOS DA TESE

O objetivo da tese é discutir, avaliar e efetuar o dimensionamento de zonas de ancoragem e os procedimentos para aplicação de pré-esforço num caso prático, Ponte sobre o Rio Sado, avaliando os cabos de pré-esforço utilizados no Vão Principal de 64 metros. Para isso, são analisados três diferentes sistemas, com duas hipóteses de períodos para se proceder ao tensionamento. A verificação da segurança é analisada através de três diferentes abordagens, relacionadas com a caracterização da resistência à compressão do betão solicitado a um carregamento concentrado, determinando a resistência necessária para aplicação de pré-esforço e comparando-a com a resistência presente no betão considerando o dia de tensionamento. São também avaliadas as armaduras ordinárias nas zonas de ancoragem, sejam na forma de varões, estribos ou hélices para resistir as trações transversais ou para confinar o betão da área carregada.

A zona de ancoragem, solicitada a um carregamento concentrado, desenvolve um comportamento estrutural complexo originando tensões com distribuições não lineares, estando associada a uma região de descontinuidade que, se não for dimensionada de maneira adequada, ocasiona fendilhação excessiva na estrutura ou a rotura das zonas de ancoragem.

As figuras seguintes apresentam um caso de uma cobertura de uma bancada de um estádio em que houve a rotura nas zonas de ancoragem após a aplicação de pré-esforço. A rotura poderá ser explicada pelo esmagamento do betão, pelas excessivas trações transversais ou devido à escolha de densidades excessivas de armaduras que impedem a betonagem adequada nas zonas de ancoragem.



Figura 1.2. – Rotura nas zonas de ancoragem de uma cobertura de um estádio (Henriques, 2023)



Figura 1.3. – Rotura nas zonas de ancoragem de uma cobertura de um estádio (Henriques, 2023)

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

No que se refere à organização deste trabalho optou-se por uma divisão em 5 capítulos.

No primeiro capítulo são abordados o enquadramento da técnica de pré-esforço, os intervenientes e suas funções numa obra que requer esta técnica, a definição dos equipamentos, acessórios e suas funções, num sistema de pré-esforço de pós-tensionamento aplicado num caso prático no Viaduto de Celorico Gare, para a qual foi proporcionado o acompanhamento em campo da obra para elaboração deste trabalho.

No segundo capítulo descreve-se o comportamento estrutural das zonas de ancoragem e seus modos de rotura devido à técnica de pré-esforço, assim como a caracterização da resistência à compressão do betão solicitado por um carregamento concentrado.

No terceiro capítulo apresenta-se a descrição do caso de estudo da Ponte sobre o Rio Sado, elaborado conforme os 78 desenhos do projeto de execução disponibilizados, com as mais variadas designações, para assim caracterizar de forma absoluta e clara o pré-esforço utilizado no Vão Principal de 64 metros da Ponte Central.

No quarto capítulo é feito o dimensionamento das zonas de ancoragem e definido os procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço no caso de estudo. Para os modos de rotura associados a trações transversais superficiais e de esmagamento do betão, são avaliados duas hipóteses com dois dias diferentes de aplicação de pré-esforço, 7º e 28º dia, e com três diferentes sistemas avaliados, de modo satisfazer a segurança nas três abordagens analisadas que definem a resistência necessária para aplicação de pré-esforço. Nas situações em que a segurança não é satisfeita, são propostas soluções alternativas.

No modo de rotura das trações transversais intermédias é considerado o caso mais condicionante analisado que ocasiona os maiores valores dessas tensões de tração, para assim efetuar o dimensionamento das zonas de ancoragem que abrange todos os casos avaliados, assim satisfazendo a segurança da estrutura.

Por fim, no quinto capítulo, relativo às considerações finais, apresenta-se as conclusões do trabalho realizado com sugestões de desenvolvimentos futuros que são pertinentes e não foram abordados nesta dissertação.

1.5. EQUIPAMENTOS, ACESSÓRIOS E PROCEDIMENTOS NO SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO EM UM CASO PRÁTICO – VIADUTO DE CELORICO GARE

1.5.1. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA

O desnivelamento e os condicionamentos existentes na passagem de nível resultou no perfil do viaduto de Celorico Gare ilustrado nas figuras 1.4 e 1.5. Este viaduto é constituído por dez vãos contínuos, apresentando dois vãos extremos de 18,5 m e oito vãos intermédios de 25 m, comprimentos estes medidos sobre o eixo do restabelecimento. Estas grandezas permitem a obtenção de tramos esbeltos que garantem uma relação equilibrada entre a altura dos pilares e a extensão dos vãos, conforme definido na memória descritiva e justificativa do projeto. As figuras seguintes apresentam o corte transversal do viaduto de Celorico Gare.

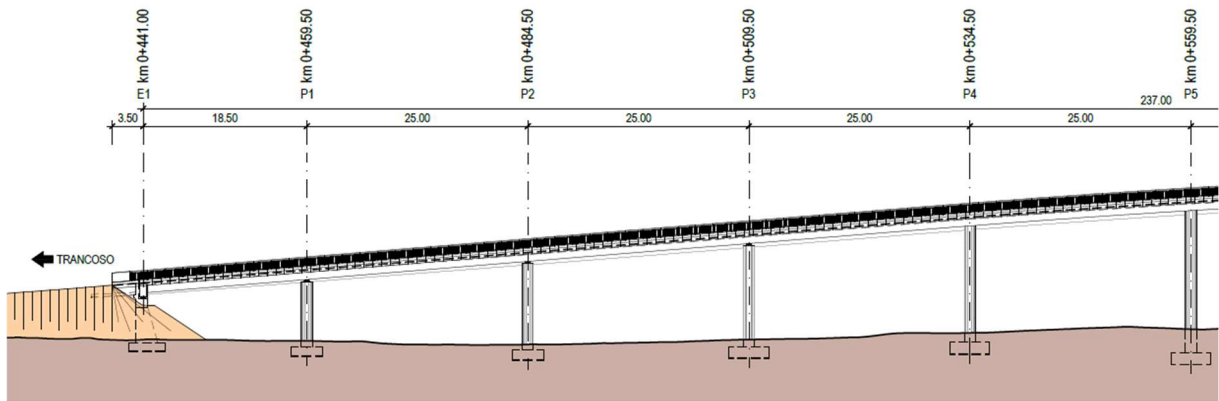


Figura 1.4. – Corte longitudinal 1 do viaduto de Celorico Gare

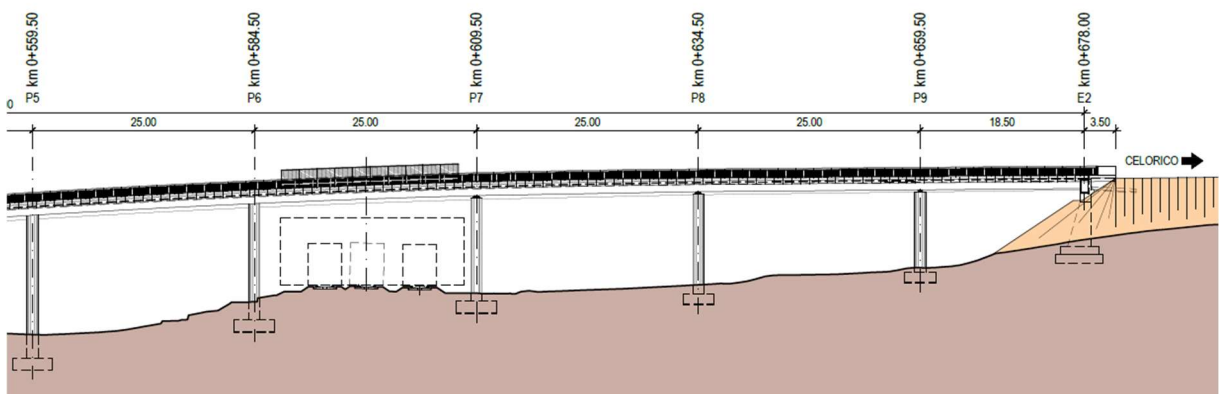


Figura 1.5. – Corte longitudinal 2 do viaduto de Celorico Gare

No faseamento construtivo são definidas três fases de execução do viaduto, conforme a memória descritiva e justifica do projeto. A fase 1 é constituída pelas seguintes tarefas:

- execução das escavações, a partir do terreno natural, até à cota da base das fundações;
- execução do saneamento da terra vegetal sob a fundação e respetivo preenchimento com betão de regularização;
- execução das fundações e elevação dos encontros e pilares, betonados *in situ*;
- instalação dos aparelhos de apoio no topo dos pilares e sobre as vigas de estribo dos encontros.

A fase dois é constituída pelas seguintes tarefas:

- montagem da cofragem da laje do tabuleiro, com recurso a cimbres ao solo e a estrutura porticada sob o tramo que transpõe o canal férreo;
- montagem das armaduras, betonagem do tabuleiro e aplicação do pré-esforço nos vários tramos do tabuleiro, de forma faseada.

A fase três é constituída pelas seguintes tarefas:

- remoção do cimbres;
- execução dos aterros de recobrimento e das lajes de transição;
- execução dos acabamentos e instalação dos equipamentos.

O tabuleiro é em betão armado pré-esforçado na direção longitudinal e transversal, contínuo e constituído por duas nervuras longitudinais, betonadas *in situ*.

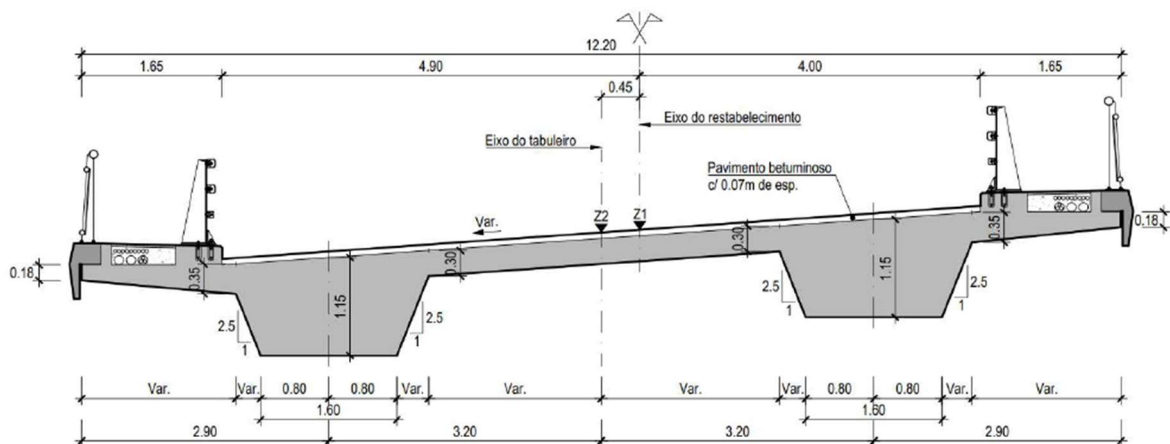


Figura 1.6. – Corte transversal dos tabuleiros

1.5.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA

Conforme definido no projeto de aplicação de pré-esforço longitudinal do Viaduto de Celorico Gare, a solução adotada é constituída por 4 cabos de pré-esforço em cada nervura e um total de 3 fases de construção do Viaduto. Como foi acompanhada a terceira fase de construção durante o desenvolvimento deste trabalho, esta é a fase caracterizada nesta secção. Na terceira fase é definido o uso de 4 cabos de 19 cordões de 15,7mm de diâmetro para a nervura do extradorso e na nervura do intradorso são definidos 4 cabos de 15 cordões de 15,7mm de diâmetro. Cada cordão tem a secção nominal de 1,50cm².

A figura seguinte apresenta o corte transversal das nervuras nas zonas de ancoragem ativas da terceira fase de construção.

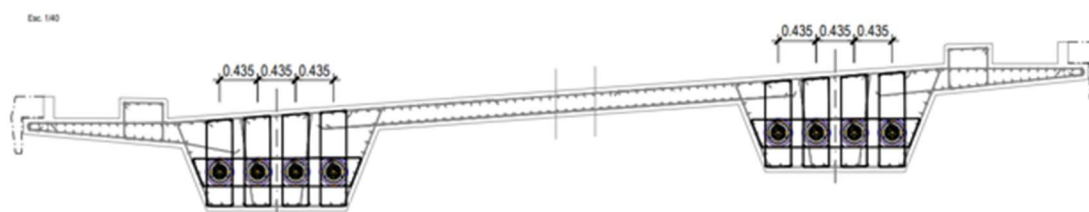


Figura 1.7. – Corte transversal dos tabuleiros com a solução de pré-esforço adotada

A figura seguinte apresenta a nervura do intradorso das zonas de ancoragem ativas antes de se proceder ao tensionamento dos cabos de pré-esforço.

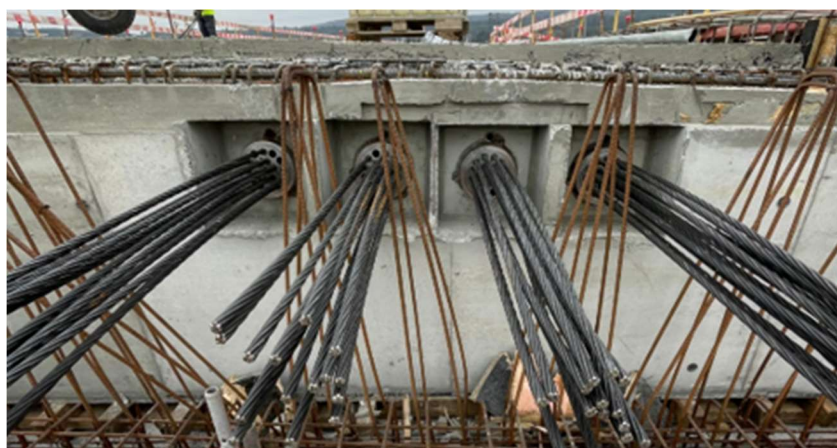


Figura 1.8. – Zonas de ancoragem ativa com os cabos à espera do tensionamento

1.5.3. ARMADURA ATIVA

A armadura ativa é constituída por um aço de alta resistência, que é caracterizado pela capacidade resistente de 3 a 4 vezes mais elevada que o aço de resistência normal e pela ausência de patamar de cedência do aço. A elevada resistência do aço é necessária devido às altas tensões ocasionadas pela aplicação de pré-esforço e por ser a armadura que introduz os esforços à estrutura através do alongamento da mesma (Santos e Martins, 2006).

A figura seguinte apresenta o diagrama de tensão e deformação do aço de alta resistência que demonstra que a rotura ocorre entre 4% a 6% da extensão do aço após cedência. O início de cedência do aço é quase impercetível, devido a isso, introduz-se o conceito de tensão limite de proporcionalidade de 0,1% ($f_{p0,1}$) sendo o ponto na curva que intersesta a tensão por uma linha de inclinação igual ao módulo de elasticidade e para uma extensão residual de 0,1% (Filipe, 2008).

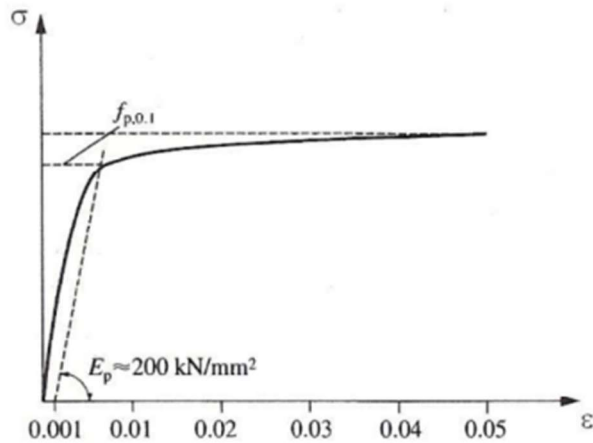


Figura 1.9. – Curva de tensão-extensão de um aço de alta resistência (Filipe, 2008)

A designação para um aço de pré-esforço varia dependendo do formato que pode ser de fios (*wires*), cordões (*strands*) ou barras (*bars*). A figura seguinte é a designação segundo a norma de um cabo de pré-esforço em cordão, como os utilizados no Viaduto de Celorico Gare.

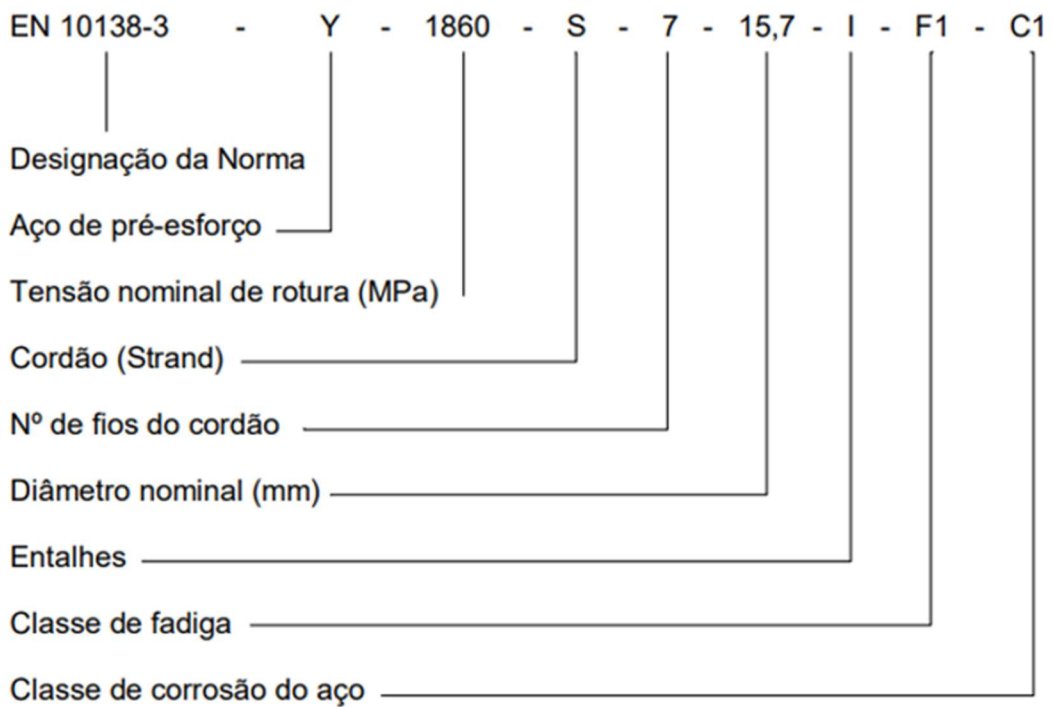


Figura 1.10. – Designação segundo a norma EN 10138-3 de um aço de pré-esforço em cordão (Oliveira, 2012)

Conforme definido no projeto de aplicação de pré-esforço, o aço de alta resistência ou armadura ativa utilizada é constituída por cordão entrançado de 15,7mm de diâmetro nominal. As principais características do aço utilizado são:

- Diâmetro nominal de 15,7mm;
- Área nominal do cordão de 150mm²;

- Tensão de rotura garantida (f_{pk}) de 1860MPa;
- Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{pk0,1k}$) de 1670MPa;
- Módulo de elasticidade (E_p) de 195GPa;
- Relaxação máxima às 1000 horas, a 20°C, para uma tensão inicial de 70% da tensão de rotura (Classe 2 do Eurocódigo 2 definida como baixa relaxação) de 2,5%.

A figura seguinte apresenta o aço de alta resistência à espera do tensionamento com o auxílio do acessório nomeado estrela para facilitar o encaixe ao macaco hidráulico. É constituído de 19 cordões de 7 fios cada, usados num dos cabos da nervura do extradorso do Viaduto.

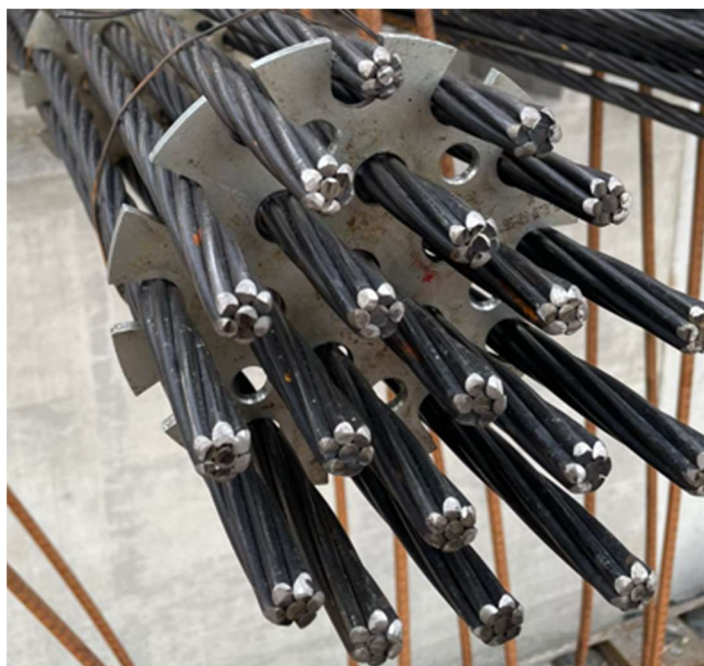


Figura 1.11. – Aço de alta resistência à espera do tensionamento constituído de 19 cordões de 7 fios

1.5.4. ARMADURA PASSIVA

A armadura passiva, ou armadura ordinária, é constituída por aço de resistência normal usualmente utilizado no betão armado. No âmbito do pré-esforço é usado nas zonas de ancoragem para proporcionar confinamento do betão na área carregada, em formato helicoidal ou em estribos, e utilizado para o reforço das zonas intermédias devido as trações transversais nessa região. Na figura seguinte as armaduras das zonas de ancoragem estão expostas esperando a betonagem e é mostrado as armaduras de reforço nesta zona junto a armadura helicoidal para o confinamento do betão.



Figura 1.12. – Armaduras ordinárias nas zonas de ancoragem antes da betonagem do tabuleiro

1.5.5. APOIOS DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

Os apoios dos cabos de pré-esforço para serem fixados à estrutura são constituídas pelas ancoragens, cunhas e elementos de proteção à corrosão. Estes apoios são divididos em (Paulino, 2016):

- Ancoragem ativa é o apoio do lado extremo do cabo de pré-esforço onde é realizado o tensionamento da armadura, que deve ser capaz de permitir o seu esticamento e impedir o deslizamento em sentido contrário;
- Ancoragem passiva é o apoio do lado extremo do cabo de pré-esforço que suporta e segura o cabo para ser tensionado na outra extremidade. Deve evitar o deslizamento do cabo para o interior durante e após aplicação do pré-esforço;
- Os acopladores são utilizados para conectar as armaduras individuais de forma a obter armaduras contínuas. Portanto, um acoplador divide a zona de ancoragem na parte ativa e passiva.

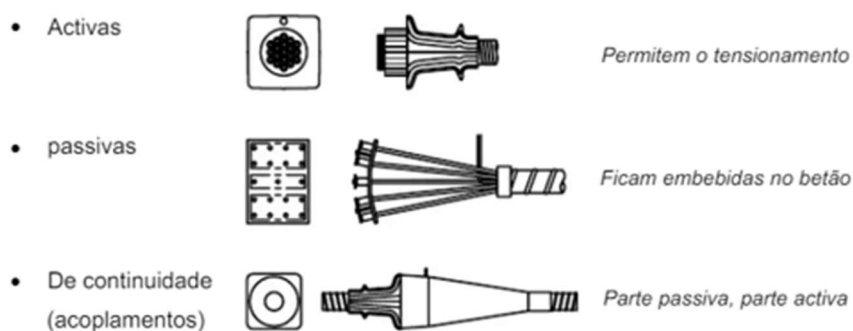


Figura 1.13. – Tipos de apoios para os cabos de pré-esforço (Henriques, 2023)

1.5.5. BAINHAS

As bainhas são elementos que asseguram o impedimento de afastamento dos cabos de pré-esforço ao longo do traçado desejável e o contacto entre os dois diferentes materiais, aço e betão, assim aumentando a durabilidade dos mesmos.

No presente viaduto, as bainhas utilizadas no projeto de aplicação de pré-esforço são todas metálicas, nos cabos constituídos por 15 cordões têm diâmetros interior e exterior respetivamente de 85 e 92 mm e nos cabos de 19 cordões essas dimensões são de 95 e 102 mm.

A figura seguinte apresenta as quatro bainhas metálicas da nervura do extradorso durante a betonagem do tabuleiro na terceira fase de construção.



Figura 1.14. – Quatro bainhas metálicas durante a betonagem do tabuleiro

1.5.6. TUBOS DE PURGA

Os tubos de purga ou respiradores são necessários no pré-esforço de pós-tensionamento devido à necessidade da ligação do interior das bainhas com o exterior com a função de (Paulino, 2016):

- Evacuação de ar em pontos altos do traçado;
- Evacuação de água em pontos baixos do traçado;
- Injeção de calda de cimento.



Figura 1.15. –Tubo de purga após a betonagem da terceira fase do tabuleiro

1.5.7. CALDA DE INJEÇÃO

A principal função da calda de injeção é a proteção do aço de alta resistência contra a corrosão e estabelecer a aderência entre os elementos: bainhas, armadura ativa e o betão para isso é necessária fluidez suficiente para percorrer o comprimento total das bainhas (Moreira, 2003).

Conforme definido no projeto de aplicação de pré-esforço é utilizada a seguinte composição da calda de cimento que corresponde a 55 litros de calda de injeção:

- 80 kg de cimento tipo 1 de classe 42,5 (sacos de 25 kg);
- 27 litros de água;
- 4,8 kg de Adjuvante MASTERROC FLC100.

1.5.8. APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

O processo de aplicação de pré-esforço requer a utilização do macaco hidráulico que realiza o esticamento dos cordões. Deste modo, devido à força que o aço de alta resistência exerce para voltar à sua posição de repouso que é impedida pela ancoragem, é aplicada a força do carregamento concentrado à estrutura gerando uma compressão localizada.

A figura seguinte ilustra o tensionamento de um dos cabos da nervura do intradorso, feito com o auxílio de uma grua para segurar no alto o macaco hidráulico devido ao seu grande peso, além de três homens para encaixar o macaco hidráulico nos 15 cordões do cabo e um homem na central de pressão a controlar a máquina e medir os alongamentos do cabo, para assim controlar a força de pré-esforço a aplicar na estrutura.



Figura 1.16. – Tensionamento de pré-esforço de um dos cabos da nervura do extradorso

2

DIMENSIONAMENTO DE ZONAS ANCORAGEM

2.1. INTRODUÇÃO

A aplicação de pré-esforço é um procedimento de carregamento concentrado que ocasiona uma compressão localizada numa parte específica da estrutura. As zonas de ancoragem são uma das regiões afetadas, na qual se verifica uma distribuição não linear de tensões, situada entre a face de aplicação de pré-esforço e a secção que desenvolve tensões lineares de peças lineares (princípio de Saint Venant), essa região é definida como uma zona de descontinuidade ou zona de transição. O dimensionamento adequado dessa região é de grande importância podendo surgir fendilhação excessiva ou até mesmo ocasionar a ruptura nas zonas de ancoragem. A figura seguinte apresenta o campo de tensões dessa zona de descontinuidade (à esquerda) e as trações transversais que aumentam conforme a profundidade da secção longitudinal (à direita) (Figueiras, 2010).

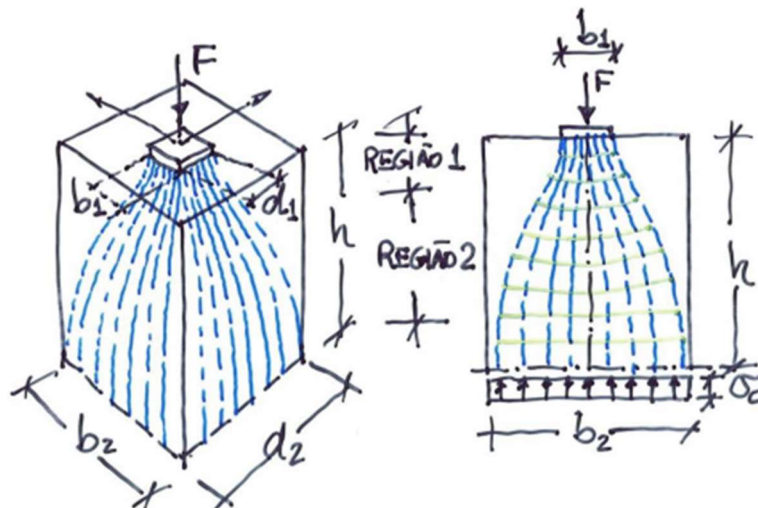
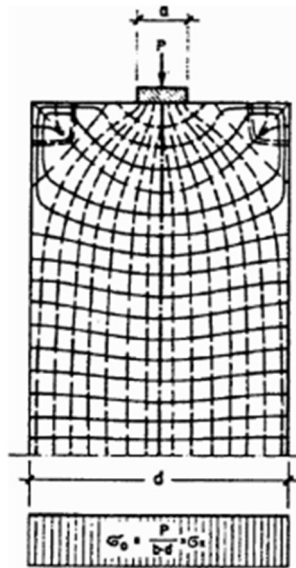


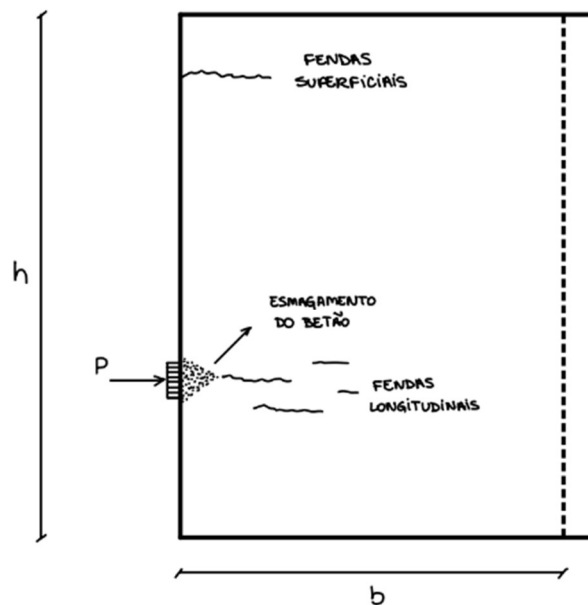
Figura 2.1 – Campo de tensões em uma região de descontinuidade e as trações transversais (Henriques, 2023)

A figura seguinte ilustra as trações transversais geradas devido à aplicação de pré-esforço, destacando as zonas inertes dos cantos da peça de betão, as regiões mais superficiais. Se não controladas adequadamente, essas trações causam fendilhações excessivas superficiais (Figueiras, 2010).



Figuras 2.2. – Trações na zona superficial junto à força concentrada (Figueiras, 2010)

As potenciais avarias que podem surgir devido às compressões localizadas, e às trações transversais presentes na zona de introdução de cargas concentradas estão ilustradas nas seguintes figuras (Figueiras, 2010). Vale a pena salientar que é necessário atender aos casos em que a força pode ser introduzida de forma excêntrica na alma, atendendo à posição das cabeças de ancoragem em altura e, assim dimensionar as armaduras de reforço localizado pelo projetista, atendendo às várias ações que atuam nas zonas de descontinuidade em estudo.



Figuras 2.3. – Potenciais avarias que podem ocorrer nas zonas de ancoragem

Os modos de rotura das zonas de ancoragem sob o efeito do carregamento localizado são os seguintes (Henriques, 2023):

- tração transversal na região 1 da figura 2.1;
- tração transversal na região 2 (intermédia) da figura 2.1;
- compressão (esmagamento) do betão na região próxima da carga.

2.2. ROTURA POR TRAÇÃO TRANSVERSAL NA REGIÃO SUPERIOR

2.2.1. DIMENSIONAMENTO PARA AS TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES

As trações transversais na região superior, que ocorrem junto à superfície carregada das zonas de ancoragem (região 1 da figura 2.5) e decrescem rapidamente para a região intermédia, são originadas pelo carregamento concentrado devido à aplicação do pré-esforço. É necessária uma área suficientemente adequada para garantir o confinamento do betão junto à zona da aplicação da carga, com relações apropriadas entre a área carregada e a área de distribuição para não haver tensões de trações excessivas e conseqüente fendilhação. Na figura seguinte são representadas as forças de expansão do betão na área carregada (A_1) devido à carga concentrada e a área de distribuição (A_2) que necessita suportar essas forças, além de representar as fendilhações transversais devidas às trações (Código-Modelo 90).

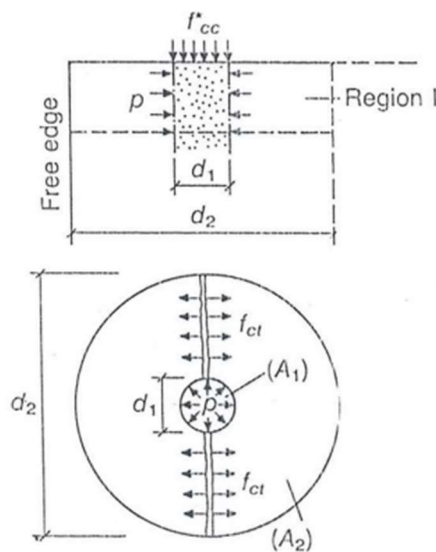


Figura 2.4. – Expansão transversal do betão na região superior perto de uma face final parcialmente comprimida, incluindo fissuras transversais (Código-Modelo 90)

No Eurocódigo 2 a avaliação da segurança para um carregamento concentrado é abordada no capítulo 6.7 em “Áreas sujeitas as forças concentradas” que determina o valor limite da força pela expressão:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (2.1.)$$

em que:

- F_{Rdu} – valor limite da força concentrada;
- A_{c0} – área carregada;
- A_{c1} – maior área de distribuição de cálculo similar de A_{c0} ;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

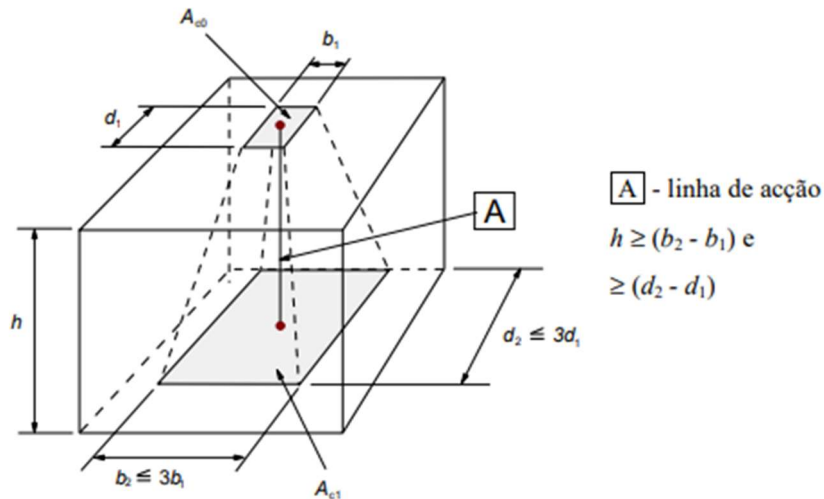


Figura 2.5. – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas (Figura 6.29 do Eurocódigo 2)

O valor de cálculo da força aplicada por cabo de pré-esforço necessita ser menor que o valor limite da força concentrada, devendo ainda considerar-se a influência das hélices de confinamento e a geometria da peça de ancoragem.

$$F_{Ed} \leq F_{Rdu} \quad (2.2.)$$

em que:

- F_{Ed} – valor de cálculo da força aplicada.

2.2.2. DISCUSSÃO SOBRE O DIMENSIONAMENTO PARA AS TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES

É necessário discutir a forma como o Eurocódigo 2 menciona a área A_{c1} definida como “a maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0} ”. É usado o termo da homotetia que significa a ampliação ou a redução de distâncias de áreas a partir de um ponto e que todas as proporções são preservadas. O termo é devido ao matemático francês Michel Hasles (1827).

Na realidade, através de investigação é constatado que não é preciso garantir a homotetia sobre a área A_{c1} , sendo suficiente garantir as seguintes condições (Henriques, 2023):

- ter a mesma linha de ação da área carregada A_{c0} , ou seja, terem os centros das diferentes áreas alinhados;
- respeitar as limitações da área de distribuição (A_{c1}) de no máximo três vezes de uma das dimensões da área carregada (A_{c0});
- não haver sobreposições de áreas de diferentes zonas de ancoragem.

Portanto, as proporções da área A_{c1} não necessitam ser uma ampliação perfeita da área carregada, como significa a palavra de área homotética. A definição deveria ser mencionada como: “a maior área de distribuição de cálculo similar de A_{c0} ”. Além dos ensaios laboratoriais que fundamentam a definição da área A_{c1} , a versão inglesa do Eurocódigo 2 da versão inglesa menciona a área como “*is the maximum design distribution area with a similar shape to A_{c0}* ” que numa tradução literal remete a uma área similar e não homotética como usada na versão portuguesa.

Limitar a área A_{c1} com a definição da homotetia limita o valor limite da força concentrada (F_{Rdu}) que está ao lado da segurança, entretanto é uma limitação que pode criar condicionantes na estrutura e gerar maiores gastos económicos desnecessários.

2.3. ROTURA POR TRAÇÃO TRANSVERSAL NA REGIÃO INTERMÉDIA

As trações transversais na região intermédia ocorrem a alguma distância do ponto de carga das zonas de ancoragem e são devidas ao carregamento concentrado da aplicação de pré-esforço. A figura seguinte apresenta as maiores tensões provocadas pelo carregamento concentrado, a qual são tensões de compressões na região superior (região 1), e na região intermédia (região 2) são tensões de trações (Código-Modelo 90).

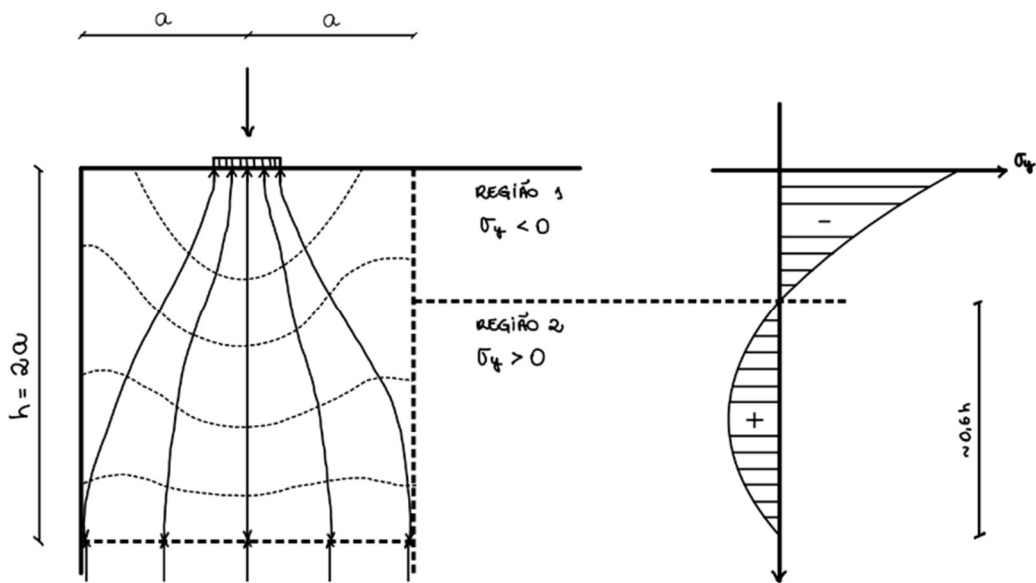


Figura 2.6. – Campo de tensão sob uma carga concentrada

A figura seguinte apresenta o equilíbrio de forças nas zonas de ancoragem através do modelo de escoras e tirantes, para qual a força P , originada pela aplicação do pré-esforço, gera duas forças resultantes, uma de tração com direção perpendicular à força de aplicação (P), que são as trações transversais na região intermédia, nomeadamente os tirantes, demonstrado pelo equilíbrio do nó A . E a outra força resultante é a de compressão na mesma direção da força de aplicação (P), nomeadamente de escoras, demonstrado pelo equilíbrio do nó B (Henriques, 2023).

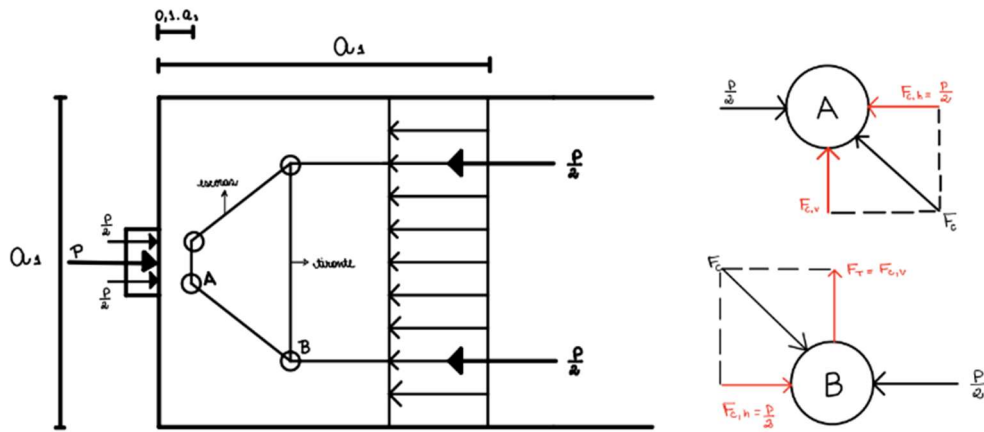


Figura 2.7. – Modelo de escoras e tirantes

Estas trações necessitam ser resistidas pelas alternativas:

- a resistência do betão à tração é suficiente para resistir as trações;
- a resistência do betão não é suficiente e é necessário adicionar armaduras de reforço na zona intermédia para resistir estas trações.

Para fins de dimensionamento as forças de tração são consideradas constantes e distribuídas da seguinte forma para absorver as trações resultantes (Henriques, 2023):

- em profundidade distribuída entre 10% a 100% da dimensão de a ;
- com a resultante das forças à cota de 40% da dimensão de a ;
- com a amarração efetiva na largura de 100% da dimensão de a .

No capítulo 6.2.3 do Eurocódigo 2, designado de “Tirantes”, são definidas as seguintes expressões para a determinação da força de tração exercida no tirante da região intermédia:

- a) no caso de regiões de descontinuidade parcial ($b \leq \frac{H}{2}$)

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (2.3.)$$

- b) No caso de regiões de descontinuidade total ($b > \frac{H}{2}$)

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (2.4.)$$

Em que:

- T – Força de tração exercida no tirante;
- F – Valor da força aplicada por cabo;
- a , b , h e H - Dimensões, segundo a direção considerada, das áreas A_{c0} e A_{c1} , conforme apresentado na figura 2.8.

Entretanto, a segurança ao esmagamento do betão fica controlada com a verificação das trações transversais junto à superfície. Tal se deve ao facto de que para não haver a rotura por esmagamento do betão, definido pela expressão 2.5 que tem em conta a capacidade de carga limite, é limitada a tensão gerada (f_c^*) como sendo menor a quatro vezes a resistência de cálculo a compressão do betão, e para a verificação das trações transversais à superfície limita-se a tensão gerada a três vezes a resistência de cálculo à compressão do betão.

Portanto, a verificação ao esmagamento do betão é assegurada, tendo em vista que as trações transversais à superfície estão controladas. As expressões seguintes demonstram as afirmações:

$$f_c^* = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{cd}}} < 4 \cdot f_{cd} \quad (2.5.)$$

$$F_{Rdu} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \Leftrightarrow \sigma_{Rdu} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \quad (2.6.)$$

em que:

- f_c^* – tensão de compressão no betão confinada pela área A_2 ;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

2.5. CONFINAMENTO DO BETÃO

As tensões de compressões resistidas pelo material betão sob o efeito de confinamento provido por armaduras ordinárias dispõem de uma maior resistência à compressão uniaxial do que sem o efeito de confinamento (f_c), devido à introdução da pressão lateral no betão, apresentado na figura seguinte (Figueiras, 2010).

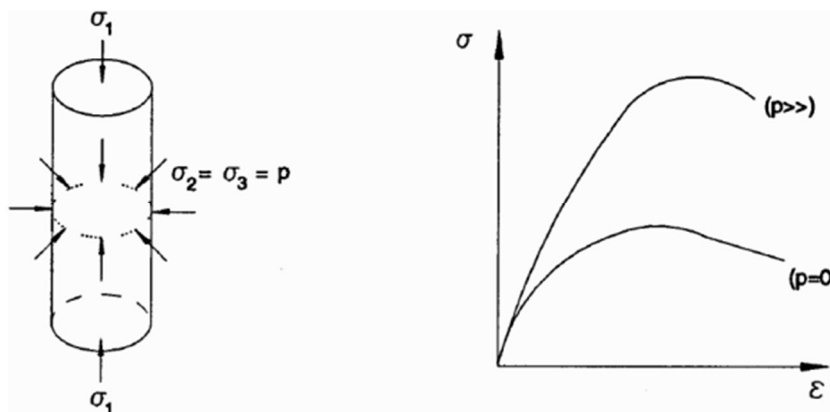


Figura 2.10. – Comportamento do betão confinado à compressão (Figueiras, 2010)

Através de ensaios laboratoriais com o objetivo de caracterizar o grau de confinamento do betão, proporcionado por armaduras nas zonas de ancoragem sob a carga, nomeadamente a região superior, foi

possível constatar que as amaduras em formato de hélice proporcionaram um acréscimo significativo na resistência à compressão do betão, assim como, as armaduras transversais dispostas em estribos. Porém com as armaduras em forma de estribos, foi necessária uma maior taxa de armaduras para prover o mesmo confinamento em relação as armaduras em hélice. Portanto, com o uso das armaduras junto a zona de ancoragem sob a carga, é possível efetuar uma maior força de aplicação de pré-esforço. Por isso, coloca-se a hipótese de aumentar a área carregada. Isto é, ao invés de ser a área da placa de ancoragem é a área de confinamento de betão provida pelas armaduras em hélice que é a área carregada, assim sendo, uma prática recomendável o uso de armaduras em hélice nas zonas de ancoragem (Pires, 2010).

É importante ressaltar que as armaduras sob a carga nas zonas de ancoragem têm a finalidade de confinar o betão e aumentar a área carregada afim de reduzir as tensões. Por isso, o objetivo dessas armaduras não é resistir às trações transversais da região intermédia.

2.6. RESISTÊNCIA DO BETÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2

Para aplicação de pré-esforço é necessário caracterizar a resistência do betão no dia do tensionamento. No Eurocódigo 2 em 3.1.2(6) é definido que para uma temperatura média de 20°C e de cura normal, a resistência média do betão à compressão em provetes cilíndricos pode ser estimada por:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.7.)$$

com,

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (2.8.)$$

em que:

- $f_{cm}(t)$ – tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;
- f_{cm} – tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias;
- $\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão na data de tensionamento t .

2.7. COMPORTAMENTO DO BETÃO SOB A ATUAÇÃO DE CARGAS ELEVADAS DE LONGA DURAÇÃO

O comportamento do betão sob a atuação de cargas elevadas de longa duração com caráter permanente, como são os casos das aplicações de pré-esforço, foi demonstrado por meio de ensaios sobre o desenvolvimento da resistência do betão solicitado pelas tais cargas em diferentes datas de aplicação, representado na figura 2.10 (Rüsch e Grasser, 1968) que são ocasionados simultaneamente por dois principais efeitos no betão. O efeito de um decréscimo na resistência à compressão devido à resistência à tração do betão ser excedida formando microfissuras nos poros do material, e o segundo efeito de ganho de resistência à compressão no betão devido ao pós-endurecimento (*post-hardening*) (Brachmann e Empelmann, 2023).

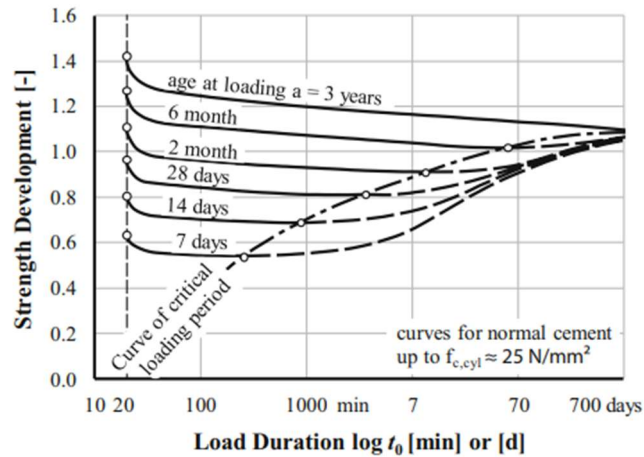


Figura 2.11. – Desenvolvimento da resistência do betão sob cargas elevadas de longa duração (Rüsch e Grasser, 1968)

O período (contado a partir do carregamento) em que o betão atinge o valor mínimo da resistência é designado de período crítico. Um betão carregado aos 28 dias apresenta uma resistência média a compressão considerando as perdas ($f_{cm,sus}$) de aproximadamente 78% da resistência média aos 28 dias. Antes do período crítico, os efeitos do carregamento concentrado na resistência à compressão do betão são de agravamento, voltando a aumentar a resistência após esse período. Portanto, quando a estrutura ultrapassa o período de carregamento crítico, não existe mais o risco devido ao efeito de atuação de cargas elevadas de longa duração. A figura seguinte apresenta o efeito na resistência do betão à compressão devido a atuação de cargas de elevada duração com caráter permanente, além de apresentar os períodos crítico de cada idade de tensionamento (Código-Modelo 90).

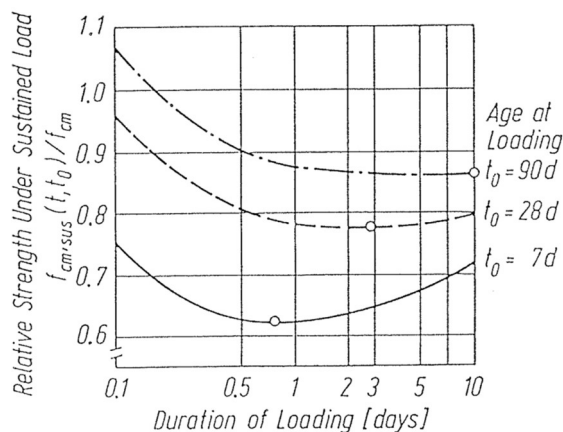


Figura 2.12. – Efeito na resistência do betão à compressão devido a atuação de cargas de elevada duração com caráter permanente (Código-Modelo 90)

No Código-Modelo 90 é definidas as expressões seguintes que consideram a resistência que depende da idade do betão à data de tensionamento, perdas de resistência ocasionadas pelas microfissuras e o ganho

de resistência no pós-endurecimento (*post-hardening*), apenas o nível de carga não é levado em consideração (Brachmann e Empelmann, 2023).

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = f_{cm} \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (2.9.)$$

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12 \{\ln[72(t - t_0)]\}^{1/4} \quad (2.10.)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}} \quad (2.11.)$$

em que,

- $f_{cm,sus}(t, t_0)$ – resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeita a cargas de compressões à idade $t_0 < t$;
- $\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão;
- t – idade do betão em dias;
- s – coeficiente que depende do tipo de cimento;
 - 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N E CEM 52.5 R (classe R);
 - 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (classe N);
 - 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (classe S)
- $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ – coeficiente dependente da duração da carga ($t - t_0$) que descreve a diminuição da resistência com o tempo ($t - t_0 \geq 0.015$ dias);
- t_0 – idade a que o betão é posto em carga.

2.8. ANOMALIAS NO CÁLCULO DA ZONA DE ANCORAGEM

Na técnica de pré-esforço de pós-tensionamento é necessário o uso da bainha para impedir os deslocamentos dos cabos de pré-esforço durante a betonagem e o impedimento do contacto entre os dois diferentes materiais. Desta forma, a técnica requer um espaço vazio no interior do betão conforme o traçado do cabo de pré-esforço. Portanto, nessa região há menos betão para distribuir as tensões e confinar a área carregada A_{c0} (Pires, 2010).

É de importância considerar o espaço vazio deixado pelas bainhas para o devido dimensionamento das zonas de ancoragem e procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço, afim de evitar a fendilhação excessiva na estrutura ou a rotura das zonas de ancoragem (Pires, 2010).

A figura seguinte ilustra o espaço vazio deixado pelas bainhas no interior do betão requerido pelos cabos de pré-esforço na técnica de pós-tensionamento.

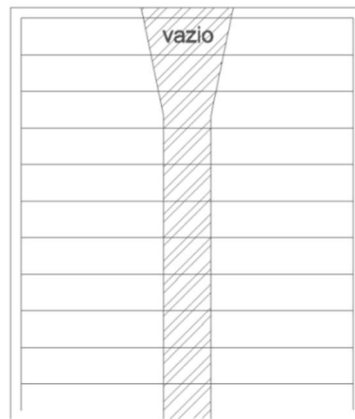


Figura 2.13. – Espaços vazios no betão devido ao uso da bainha (Pires, 2010)

3

DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita a descrição do caso de estudo com ênfase no pré-esforço utilizado. A caracterização é efetuada segundo o projeto de execução da obra, tendo sido disponibilizados 78 desenhos com as mais variadas designações como: índice geral, definição geral do projeto, implantação, geometria das vigas, pormenores das vigas, pré-esforço utilizado, pré-lajes, lajes, pós-tensão do tabuleiro, faseamento construtivo e outros.

Portanto, foi necessário interpretar tais desenhos, para assim, descrever e caracterizar as informações necessárias para proceder ao dimensionamento das zonas de ancoragem e os procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço, conforme os regulamentos e normas vigentes.

Foram identificados os seguintes elementos: as três estruturas envolvidas do projeto e os seus respetivos elementos construtivos, os cortes longitudinais e transversais das secções, os traçados longitudinais dos cabos de pré-esforço, as secções transversais das zonas de ancoragem, os pormenores destinados à realização do tensionamento de pré-esforço, a especificação dos materiais utilizados na estrutura, além das definições e indicações do projeto para a execução do pré-esforço utilizado.

Junto a isto, foram descritas as características gerais do projeto, afim de perceber por inteiro a estrutura que se irá analisar, dimensionar e discutir.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

O caso de estudo é a Ponte sobre o Rio Sado, localizada no Baixo do Alentejo, em Portugal. A obra é constituída por três estruturas que funcionam de forma independentes com comprimentos relativamente equilibrados:

- i) Viaduto Nascente de acesso com o comprimento de 238 metros;
- ii) Ponte Central com o comprimento de 279 metros, constituída por 7 vãos;
- iii) Viaduto Poente de acesso com o comprimento de 382 metros.

São no total aproximadamente 900 metros de extensão em geometria predominantemente retilínea, destinados ao uso rodoviário e em caso de emergência existem bermas laterais para uso pedonal. É importante salientar que a transição entre a Ponte e os Viadutos de acesso é realizada em pilares de encontro.

As três estruturas são constituídas por: elementos pré-fabricados de vigas e lajes, dois tabuleiros, 24 alinhamentos de pilares, tendo cada troço um total de 4 pilares. A estrutura é de classe estrutural 4, com vida útil estabelecida pelas normas de 50 anos.

Foram avaliadas as zonas de ancoragem de pré-esforço, especificamente de um dos vãos do segmento da Ponte Central. Na figura abaixo apresenta-se o corte longitudinal da Ponte Central e de todos os seus 7 vãos:

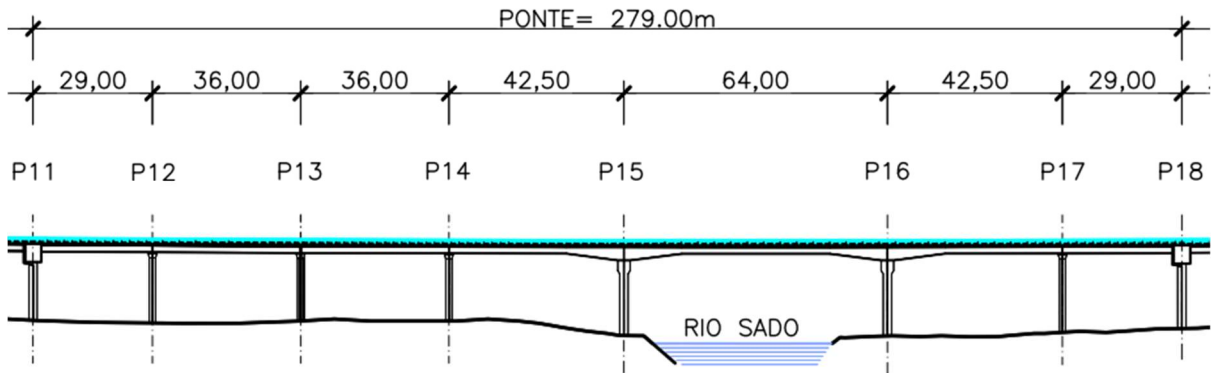


Figura 3.1. – Corte longitudinal da Ponte Central

No projeto de execução foram definidos os materiais utilizados para os elementos construtivos constituintes. O betão utilizado na obra nos diferentes elementos foi especificado para diferentes classes de resistência e de máxima dimensão do agregado, como ilustra o quadro abaixo:

Quadro 3.1. – Classes de resistência dos betões

| Betão | Classe de resistência | D _{máx} Agregado |
|------------------------------------------------------|-----------------------|---------------------------|
| Elementos Pré-Fabricados | C45/55 | 16mm |
| Tabuleiro | C30/37 | 25mm |
| Vigas de Bordadura | C20/25 | 20mm |
| Regularização de Fundação e sob as ajes de transição | C16/20 | -- |

Do mesmo modo, o aço utilizado foi especificado nos elementos constituintes da estrutura:

Quadro 3.2. – Classes de aços utilizados

| Aços | |
|-----------------------------|------------------------------|
| Armaduras Passivas | A500 NR SD |
| Armaduras Activas em cordão | Classe Y 1860 - prEN 10138-3 |
| Armaduras Activas em barra | Classe A 950/1050 |
| Guarda-Corpos | S235 EN 10027.1 |

Além de especificar os recobrimentos mínimos necessários nos respetivos elementos.

Quadro 3.3. – Recobrimentos mínimos

| Recobrimento Mínimo | |
|--------------------------|------|
| Elementos não enterrados | 40mm |
| Elementos pré-fabricados | 40mm |
| Pré-lajes | 35mm |

3.3. VÃO PRINCIPAL DA PONTE

É analisado, dimensionado e discutido especificamente alguns dos cabos de pré-esforço, a armadura ativa em cordão, presentes no vão de maior expressão da estrutura com o comprimento de 64 metros, o pré-esforço em barra mencionado no quadro 3.2. é utilizado juntos aos pilares, mas estas não são objetos de estudo, designado no projeto por Vão Principal da Ponte Central, com as seguintes especificidades:

- localizado entre os alinhamentos dos pilares 15 e 16;
- forma reta em planta e alçado;
- forma inclinada em secção transversal;
- constituído por 4 pilares e 6 vigas;
- dois tabuleiros nomeados de norte e sul.

Na figura abaixo apresentam o corte da secção transversal do Vão Principal da Ponte Central com as lajes, vigas, vigas de bordadura, pilares e outros aspetos:

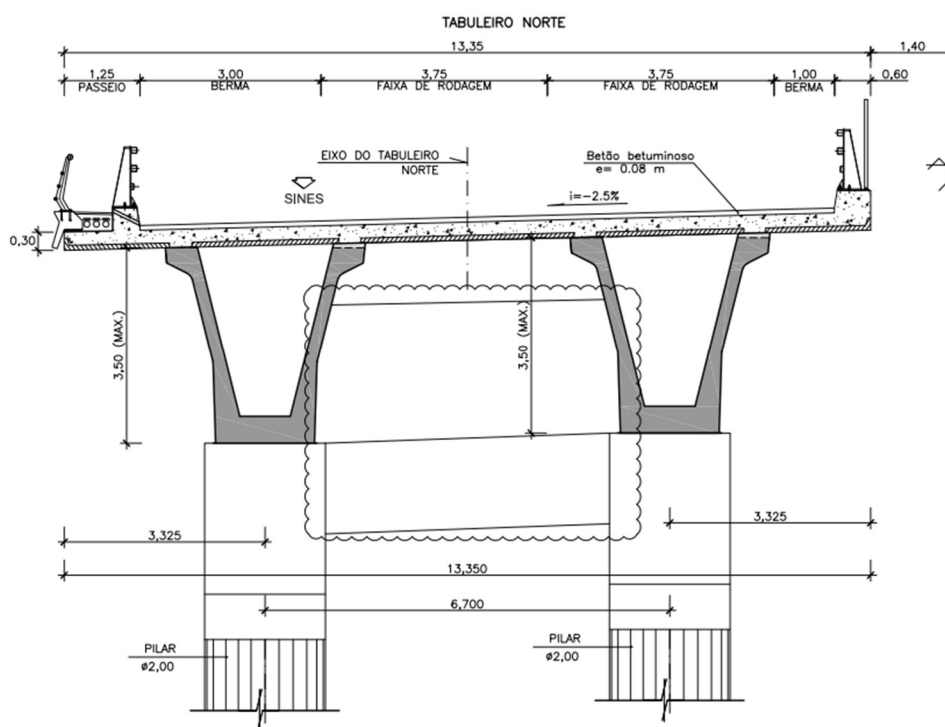


Figura 3.2. – Corte transversal do tabuleiro dos pilares 15 e 16

A figura abaixo faz referência ao corte longitudinal do Vão Principal que permite a caracterização das vigas presentes na estrutura de forma precisa, além de ser possível observar um dos tipos de pré-esforço utilizados, o de continuidade. As vigas dos segmentos do vão são:

- Viga Martelo que apoia no pilar P15 com o comprimento de 28 metros;
- Viga Central que interliga as vigas martelos com o comprimento de 36 metros;
- Viga Martelo que apoia no pilar P16 com o comprimento de 28 metros.

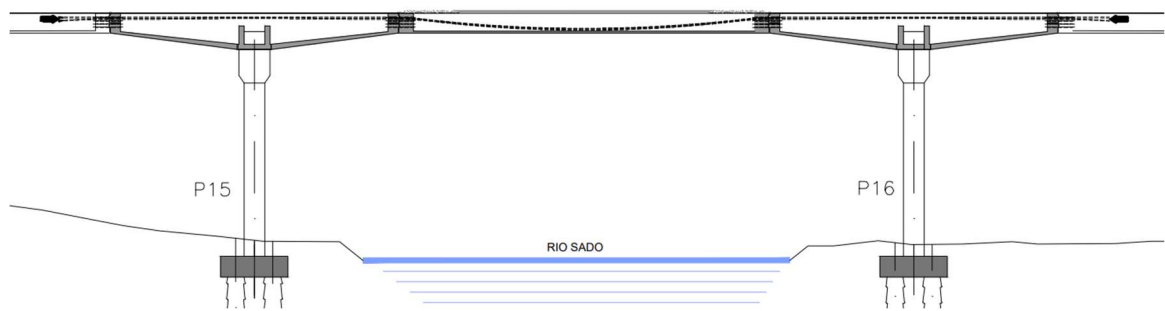


Figura 3.3. – Alçado do Vão Principal

3.4. PRÉ-ESFORÇO DO VÃO PRINCIPAL

No Vão Principal há diversos tipos de cabos de pré-esforços utilizados, são descritos e analisados 2 tipos de pré-esforço com o total de 4 cabos por tipologia. Estes cabos foram designados com a nomenclatura iniciada pela letra C e o seu respetivo número no projeto de execução. Deste modo, foram avaliados os cabos C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7 e C8 que se dividem nas seguintes categorias:

- Os cabos C1, C2, C3 e C4 é o pré-esforço das Vigas Martelo localizados no interior dessas duas vigas que se suportam nos pilares P15 e P16;
- Os cabos C5, C6, C7 e C8 é o pré-esforço de continuidade com o traçado que se estende ao longo das 3 vigas do vão.

3.4.1. PRÉ-ESFORÇO DAS VIGAS MARTELO

O pré-esforço das Vigas Martelo foi aplicado nos cabos localizados no interior das duas vigas referidas, com a secção das zonas de ancoragem ativas e passivas presentes também no interior dessas vigas, ou seja, os cabos iniciam-se e terminam no interior destes elementos.

No Vão Principal apresentam duas dessas vigas, uma apoiada no pilar P15 e outra no pilar P16. Elas são idênticas quanto à geometria e ao pré-esforço utilizado, portanto, apenas se avaliou as zonas de ancoragem de uma das vigas.

Dentro das vigas, há o conjunto de dois pares de cabos, os ímpares dos segmentos designados por cabos C1 e C3 que são constituídos por um idêntico traçado longitudinal e de extremidades opostas de zonas de ancoragem na secção transversal. Portanto na vista em planta, identifica-se posições paralelas e oposta dos cabos, e na vista em alçado identifica-se apenas um dos cabos por possuírem o mesmo traçado longitudinal. Do mesmo modo, nos cabos pares C2 e C4 repete-se o padrão.

Entretanto, ao comparar o conjunto dos cabos ímpares e pares, entre si, eles são constituídos de diferentes traçados longitudinais e de localizações das zonas de ancoragem tanto ativa como passiva. A seguinte imagem ilustra uma vista em planta do segmento.

As figuras abaixo 3.4. e 3.5. ilustram a vista em planta dos cabos referidos, apontando as posições das diferentes zonas de ancoragem de pré-esforço, designando se é uma zona ativa ou passiva.

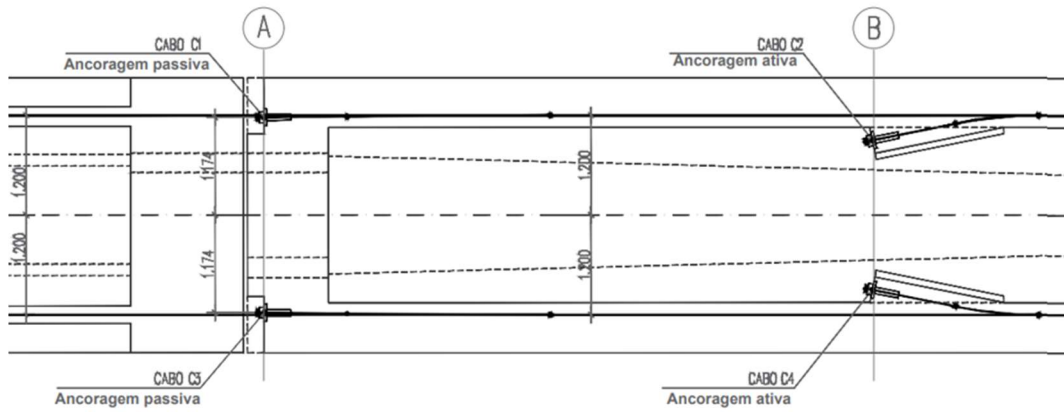


Figura 3.4. – Posição das zonas de ancoragem passivas dos cabos ímpares e das zonas de ancoragem ativas dos cabos pares

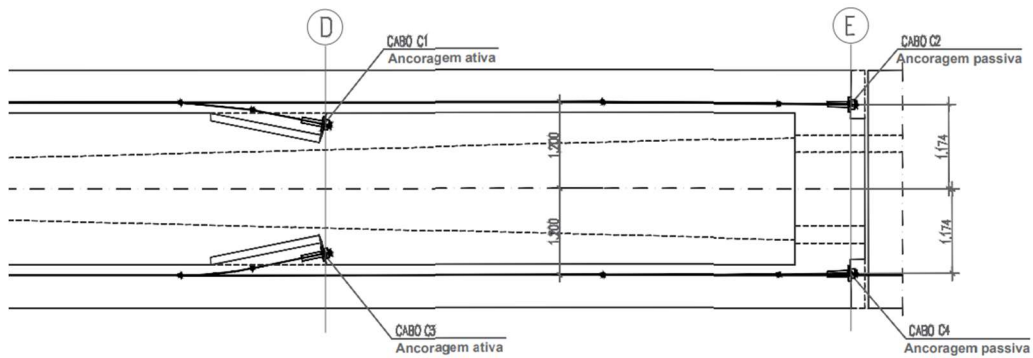


Figura 3.5. – Posição das zonas de ancoragem ativas dos cabos ímpares e das zonas de ancoragem passivas dos cabos pares

Na figura 3.6. é representado um corte da vista em alçado do interior da Viga Martelo que se apoia no pilar P15, e é possível identificar o traçado longitudinal dos cabos, predominantemente retilíneo, e as suas devidas sobreposições.

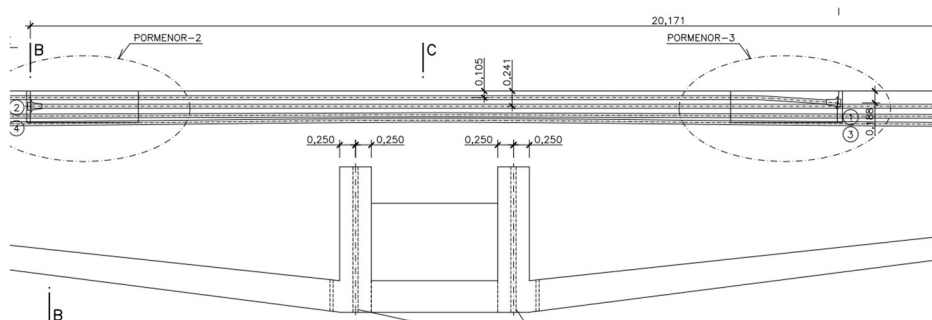


Figura 3.6. – Interior da viga martelo com o traçado longitudinal dos cabos de pré-esforço C1 à C4

Na figura seguinte é apresentada a geometria da secção transversal nas vigas martelo dos alinhamentos B e D, identificados nas figuras 3.4. e 3.5. Estes alinhamentos são das zonas de ancoragem ativas dos cabos presentes no interior das tais vigas, região definida para se efetuar o tensionamento dos cabos de pré-esforço das Vigas Martelo, realizado com o auxílio do macaco hidráulico. Apesar do conjunto de cabos possuírem traçados e localizações diferentes das zonas de ancoragem ativas e passivas, os cabos

ímpares e pares possuem a mesma secção transversal das zonas de ancoragem ativa. Portanto, para o dimensionamento efetuado no próximo capítulo foi necessário proceder aos cálculos de apenas uma secção transversal das zonas de ancoragem ativas e a replicar para as outras zonas.

Na figura são ainda apresentadas todas as dimensões geométricas da secção e das placas de ancoragem utilizadas no projeto de execução, representadas por dois retângulos, um no canto superior esquerdo e o outro no direito. Estas dimensões são necessárias para se proceder ao dimensionamento dessas zonas. Também são apresentados 8 círculos, quatro em cada extremidade da secção, que são as bainhas de cabos pré-esforço da parte pré-fabricada da viga, sendo um *design* próprio de fabricação.

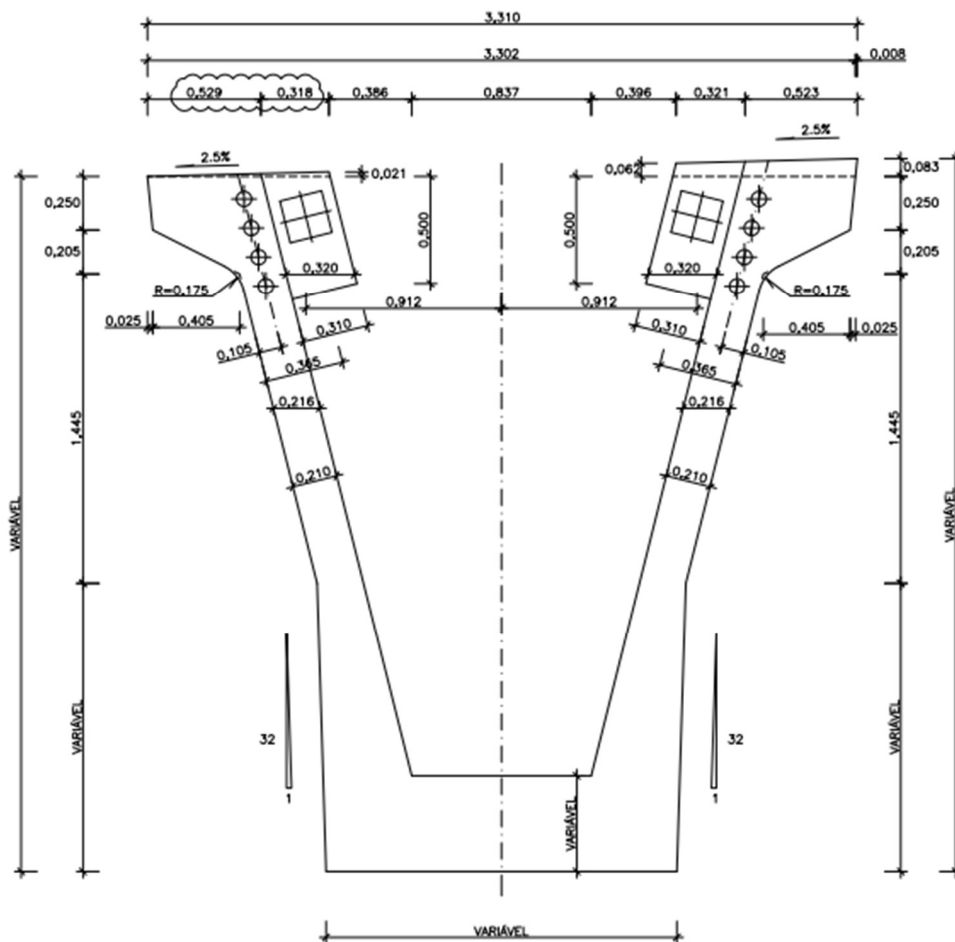


Figura 3.7. – Secção transversal das zonas de ancoragem ativa dos cabos do interior das Vigas Martelo

Nas figuras abaixo, são apresentados os pormenores da vista em planta dos alinhamentos B e D, respetivamente, identificados nas figuras 3.4. e 3.5., afim de auxiliar a realização do tensionamento dos cabos de pré-esforço durante a fase de obra, além da elaboração do projeto de aplicação de pré-esforço.

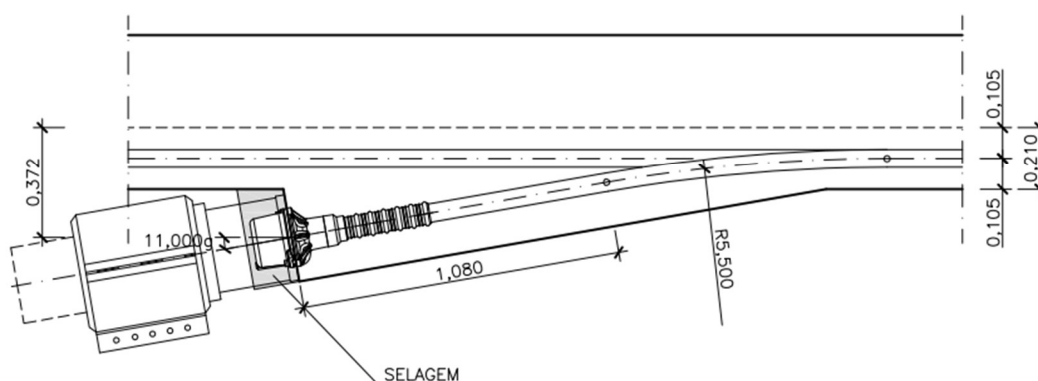


Figura 3.8. – Pormenor do alinhamento B, o tensionamento dos cabos pares de pré-esforço C2 e C4

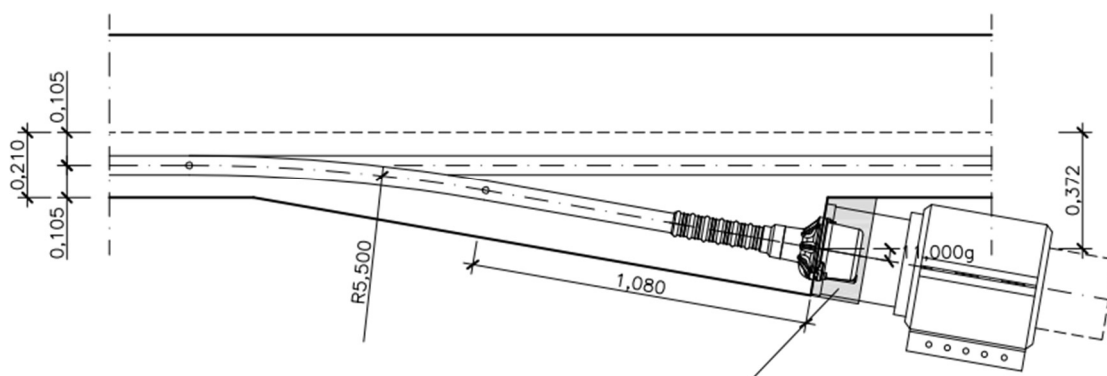


Figura 3.9. – Pormenor do alinhamento D, o tensionamento dos cabos ímpares de pré-esforço C2 e C4

De seguida, são definidas as características e recomendações de pré-esforço dos cabos do interior das vigas martelo no projeto de execução que são pressupostos assumidos numa fase em que não se sabe ainda qual será o sistema de pré-esforço empregue na estrutura. Tais recomendações e valores serão discutidos com mais profundidade no próximo capítulo sobre o dimensionamento detalhado das zonas de ancoragem.

As recomendações e definições para os cabos de pré-esforço C1 à C4 são:

- a) Designação dos aços:
 - para o pré-esforço Y 1860 S7 prEN 10138-3 ϕ 16mm.
- b) Características da armadura ativa:
 - cabos de 6 cordões de diâmetros de 0.6 polegadas;
 - bainhas com diâmetro de 70mm;
 - placas de ancoragem de 200x200mm;
 - todos os cordões se esforçarão por um extremo;
 - força de tensionamento em cada ancoragem igual a 1256 kN;
 - força de rotura em cada cabo igual a 1674 kN;
 - área em cada cabo igual a 900mm².
- c) Ordem do tensionamento:
 - cabos C1-C3-C4-C2;
- d) Valores previsto no projeto
 - penetração de cunhas igual a 5mm;
 - coeficiente de atrito por metro linear (k) igual a 0.001;
 - coeficiente de atrito em curva (μ) igual a 0.21;
 - módulo de elasticidade da armadura ativa igual a 190 GPa;
 - alongamento antes da penetração de cunhas igual a 13cm;
 - aplicação de pré-esforço realiza-se quando a resistência mínima do betão seja 28 MPa;
 - uma vez tensionados os cabos, as bainhas devem receber injeção de cimento.

A Conduril S.A. atuou nesta obra como o empreiteiro, portanto no âmbito de pré-esforço, teve a necessidade de elaborar o projeto de aplicação de pré-esforço consoante aos sistemas disponíveis e de suas preferências, seguindo as indicações do projeto de execução.

Por se tratar de um sistema-tipo usado no projeto de execução, é possível que no projeto de aplicação de pré-esforço a empresa não tenha a condição de usar tal sistema por diversas razões como:

- não ter disponível em armazém um sistema semelhante;
- a empresa fornecedora dos sistemas não ter uma opção semelhante a indicada no projeto de execução;
- não ser um sistema viável economicamente e optar por outros sistemas de pré-esforço;
- outros...

Portanto, pode ser necessário em alguns casos realizar mudanças na estrutura final definida pelo projeto de aplicação de pré-esforço.

3.4.2. PRÉ-ESFORÇO DE CONTINUIDADE

O segundo tipo de cabos de pré-esforço a serem avaliados, presentes no Vão Principal da Ponte Central, é o pré-esforço de continuidade, designado desta forma por percorrer as três vigas do segmento com uma extensão total de 102 metros.

O traçado longitudinal desses cabos é da forma parabólica na Viga Central e da forma quase retilínea nas Vigas Martelo, sendo posicionados nos pontos superiores da secção na zona dos apoios da estrutura, especificamente dos pilares P15 e P16 e, localizados na parte inferior a meio vão do segmento, especificamente na Viga Central que faz a junção das Vigas Martelo, para assim contrariar as deformações da estrutura ocasionada pelas cargas permanentes e variáveis. Conforme mostram as seguintes figuras 3.10. e 3.11.

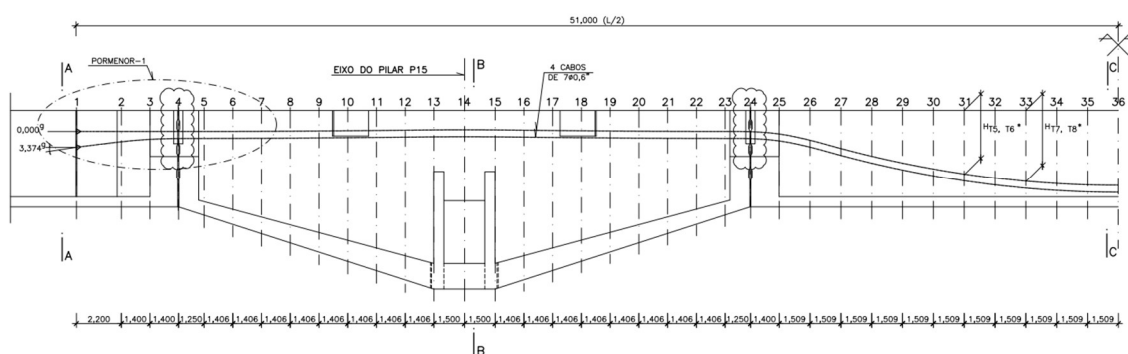


Figura 3.10. – Traçado longitudinal do pré-esforço de continuidade do alinhamento 15

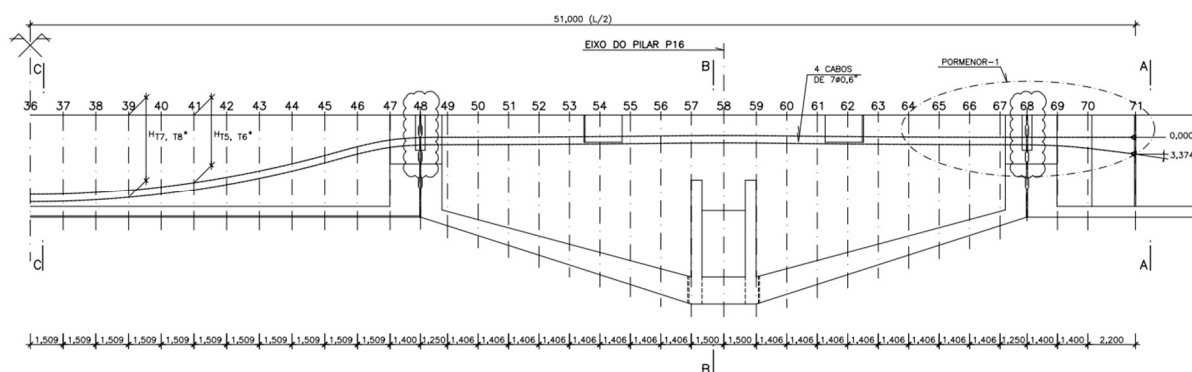


Figura 3.11. – Traçado longitudinal do pré-esforço de continuidade do alinhamento 16

Este pré-esforço de continuidade é caracterizado por duas extremidades de zonas de ancoragem ativas, designados de acopladores, as quais, nos dois lados destas zonas realizam o tensionamento dos cabos. As secções transversais dessas zonas nas duas extremidades são idênticas e com a localização no alinhamento A nas duas extremidades do Vão Principal, como apresentada nos cortes longitudinais apresentados nas figuras 3.10. e 3.11.

A figura abaixo, representa a geometria da secção transversal das zonas de ancoragem ativas dos cabos de continuidade, C5 a C8, com todas as dimensões geométricas necessárias para se proceder ao dimensionamento dessas zonas afim de elaborar o projeto de aplicação de pré-esforço.

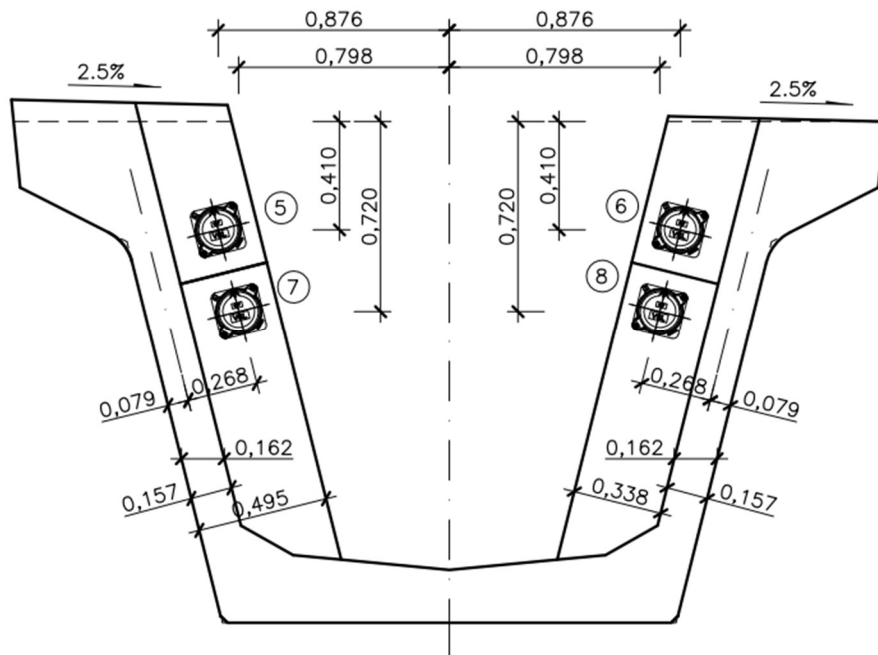


Figura 3.12. – Secção transversal das zonas de ancoragem ativa dos cabos de continuidade

A figura abaixo, ilustra a secção transversal dos cabos de pré-esforço de continuidade quando estão localizados a meio vão, os quais estão posicionados na parte inferior da secção para contrariar a deformação para baixo ocasionada pelas cargas aplicadas na estrutura:

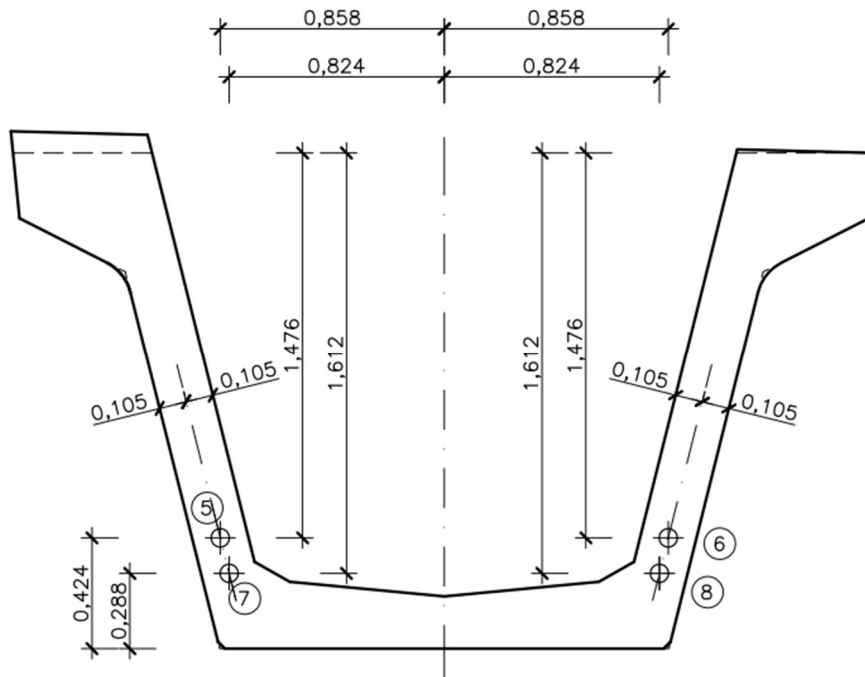


Figura 3.13. – Secção transversal dos cabos de continuidades a meio vão dos cabos

Na secção transversal do alinhamento B, representada nas figuras 3.10. e 3.11, são mostradas as zonas de ancoragem dos cabos de continuidade quando passam pelo ponto de maior altura da viga, exatamente no eixo dos pilares 15 e 16. Os cabos de continuidade estão na posição superior devido as cargas gravíticas originarem, nesta secção, trações nas fibras superiores e na mesma secção transversal é possível perceber a sobreposição dos cabos de continuidade com os cabos do interior da viga martelo ao passar na mesma localização:

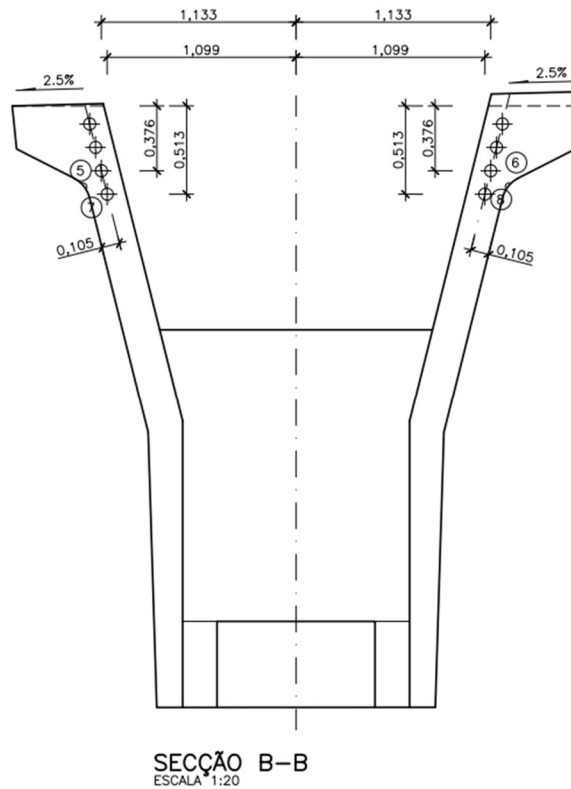


Figura 3.14. – Secção transversal da zona de apoio com os cabos de pré-esforço analisados

Na figura seguinte, é apresentado o pormenor do alinhamento A, referido nas figuras 3.10. e 3.11, numa vista em planta, relativo à zona de tensionamento dos cabos de continuidade.

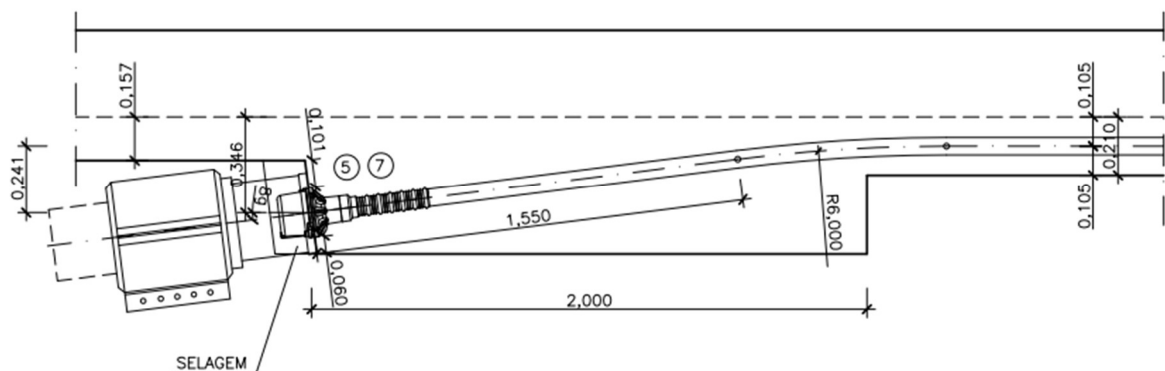


Figura 3.15. – Pormenor para o tensionamento dos cabos de continuidade nas zonas de ancoragem ativa

Apresenta-se o pormenor dos cabos de pré-esforço de continuidade, em alçado, do mesmo alinhamento, ilustrando a sobreposição dos dois cabos no mesmo extremo da secção que condicionará o dimensionamento das zonas de ancoragem, explicado detalhadamente no próximo capítulo:

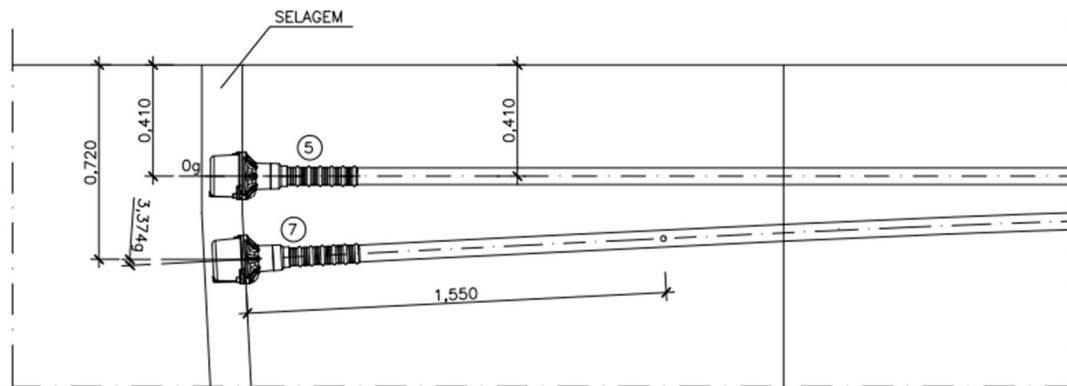


Figura 3.16. – Alçado dos cabos de continuidade na zona de ancoragem ativa

No projeto de execução foram definidas e recomendadas as seguintes características dos cabos de pré-esforço de continuidade:

- a) Designação dos aços:
 - para o pré-esforço Y 1860 S7 prEN 10138-3 ϕ 16mm.
- b) Características da armadura ativa:
 - cabos de 7 cordões com diâmetro 0.6 polegadas;
 - placas de ancoragem de 200x200mm;
 - todos os cordões se esforçarão pelos dois extremos;
 - força de tensão em cada ancoragem igual a 1465 kN;
 - força de rotura em cada cabo igual a 1953 kN;
 - área em cada cabo igual a 1050mm².
- c) Ordem do tensionamento:
 - cabos C5-C6-C7-C8.
- d) Valores previsto no projeto
 - penetração de cunhas igual a 5mm;
 - coeficiente de atrito remanente por metro linear (k) igual a 0.001;
 - coeficiente de atrito em curva (μ) igual a 0.21;
 - módulo de elasticidade da armadura ativa igual a 200 GPa;
 - a aplicação de pré-esforço realiza-se quando a resistência mínima do betão da laje seja de 28 MPa;
 - uma vez tensionados os cabos, as bainhas devem receber injeção de cimento.

Discute-se a seguir as recomendações e as definições do projeto de execução adotadas para os dois tipos de cabos com ênfase na resistência do betão para a realização do tensionamento de pré-esforço e o reforço das zonas de ancoragem. Aprofunda-se a análise sobre as condições impostas do projeto de execução, como a distância entre as placas de ancoragem e que a resistência do betão seja 28MPa para a realização do tensionamento.

4

DIMENSIONAMENTO DAS ZONAS DE ANCORAGENS DE PRÉ-ESFORÇO DO CASO PRÁTICO

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo aborda-se o dimensionamento detalhado das zonas de ancoragem e os procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço, dos cabos presentes no Vão Principal da Ponte Central, especificamente o pré-esforço dos cabos do interior das Vigas Martelo e dos cabos de Continuidade, referidos e descritos no capítulo 3.

Deste modo, é preciso satisfazer a segurança aos três modos de roturas possíveis de ocorrer nas zonas de ancoragem, de acordo com as normas e regulamentos vigentes.

4.2. MODOS DE ROTURA DAS TRAÇÕES TRANSVERSAIS SUPERIORES E DE ESMAGAMENTO DO BETÃO

Como abordado no capítulo 2 para se garantir a segurança aos modos de rotura das trações transversais superiores e de esmagamento do betão, é necessário satisfazer a expressão 2.1.

Como no projeto de execução é especificado o valor da força concentrada de pré-esforço (F_{Rdu}), será avaliado o dia em que o betão terá a resistência necessária para se efetuar o tensionamento de pré-esforço (f_{cd}) dada pela expressão abaixo:

$$f_{cd} \geq \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} \quad (4.2.)$$

4.2.1. DETERMINAÇÃO DAS OPÇÕES DE TENSIONAMENTO

Foram definidas duas hipóteses para avaliação da determinação do dia de tensionamento de pré-esforço. A primeira hipótese é baseada num procedimento prático corrente utilizado pela empresa Conduiril consoante as imposições de dois regulamentos, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-

Esforçado (REBAP) e o Eurocódigo 2. A segunda hipótese é definida para um dia que o betão se encontra no seu final de processo de cura, quase com sua resistência total teórica.

A 1ª hipótese é definida de acordo com a condição imposta no REBAP, em que à data da aplicação de pré-esforço a tensão no betão não deverá ser inferior a 70% da tensão característica da tensão de rotura do betão à compressão com base em provetes cúbicos (f_{ck}).

Como as zonas de ancoragem se localizam nos elementos pré-fabricados da estrutura, o betão definido é da classe de resistência C45/55 com o f_{ck} dos provetes cúbicos é igual a 55MPa.

Portanto, foi necessário determinar a tensão não inferior a 70% de rotura do betão à compressão para os provetes cúbicos ($f_{ck,0,7}$):

$$f_{ck,0,7} \geq f_{ck} \times 0,7 = 55 \times 0,7 = 38,5 \text{ MPa} \quad (4.3.)$$

O Eurocódigo 2 define que para uma temperatura média de 20°C e de cura normal, a resistência média do betão à compressão para os provetes cilíndricos pode ser definida por:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (4.4.)$$

Com,

$$\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (4.5.)$$

Logo, com a resistência necessária para se efetuar a aplicação de pré-esforço determinada pela condição citada no REBAP, é determinado o dia para realização do tensionamento, de modo que a resistência necessária para aplicação de pré-esforço seja satisfeita através da expressão do Eurocódigo 2.

Entretanto, a expressão do Eurocódigo 2 é para provetes cilíndricos e a condição citada no REBAP é para provetes cúbicos, então é necessário converter a resistência necessária para aplicação em provetes cilíndricos.

A relação entre as resistências dos provetes cúbicos e cilíndricos do betão de classe de resistência C45/55 pode ser obtida por:

$$\text{Relação entre as resistências dos provetes} = \frac{f_{ck,cilindrico}}{f_{ck,cúbico}} = \frac{45}{55} = 0,818 \quad (4.6.)$$

Deste modo, 70% da tensão característica da tensão de rotura do betão à compressão para provetes cilíndricos do betão utilizado é:

$$f_{ck,0,7} = 0,818 \times 38,5 = 31,5 \text{ MPa} \quad (4.7.)$$

É preciso converter a resistência característica em resistência média da tensão de rotura do betão à compressão:

$$f_{cm}(t) = f_{ck} + 8 = 31,50 + 8 = 39,5MPa \quad (4.8.)$$

Assim, conforme as expressões do Eurocódigo 2 e a condição estabelecida no REBAP, é determinado o dia de aplicação de pré-esforço. Considerou-se o uso de cimento de endurecimento rápido, ao qual corresponde (s) igual a 0,2. De seguida apresenta-se os cálculos da definição do dia de tensionamento de pré-esforço da 1ª hipótese:

$$\beta_{cc}(t) = \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} = \frac{39,50}{53} = 0,745283 \quad (4.9.)$$

$$\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,745283 \quad (4.10.)$$

$$\exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,745283 \Leftrightarrow t = 4,6 \text{ dias} \quad (4.11.)$$

Por se tratar de um procedimento prático corrente da empresa Conduril, com origem na junção de dois regulamentos, é assumido uma abordagem conservadora em que a primeira hipótese é estabelecida para a avaliação ao fim da semana no 7º dia e não no 5º dia conforme as expressões referidas.

A segunda hipótese é a aplicação de pré-esforço no 28º dia, por ser a data em que o betão possui a sua resistência teórica à compressão teórica em 95% da sua capacidade de resistência total.

Portanto, as duas hipóteses de estudo para a possível aplicação de pré-esforço avaliadas e dimensionadas são:

- O 7º dia devido as expressões e condições do REBAP e do Eurocódigo 2;
- O 28º dia devido o betão ter 95% da sua resistência total.

4.2.2 CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO

São abordadas as caracterizações das resistências presente no betão à compressão em determinado dia por três diferentes abordagens:

- Eurocódigo 2;
- Código-Modelo 90;
- Procedimento prático corrente.

Os parâmetros definidos para se proceder a avaliação da resistência pelas abordagens foram:

- Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm});
- Coeficiente que depende do tipo de cimento utilizado (s);
- Dia de tensionamento (t_0);
- Horas e/ou dias de avaliação depois da aplicação de pré-esforço (t).

É definido o uso de cimento de endurecimento rápido, para o qual o coeficiente s é igual a 0,2, conforme o Eurocódigo 2. Além da definição de duas opções de tensionamento (t_0) no 7º dia e a outra no 28º dia, também é definido os dias de avaliação da resistência do betão após a aplicação de pré-esforço (t) de 20 intervalos espaçados de 2,4 horas com um total de 2 dias avaliados.

4.2.2.1. ABORDAGEM DO EUROCÓDIGO 2

Conforme as expressões 4.4 e 4.5 é determinada a resistência de cálculo do betão à compressão para os provetes cilíndricos na data de aplicação de pré-esforço no 7º dia, pelos seguintes cálculos:

$$\beta_{cc}(t = 7) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,818731 \quad (4.12.)$$

$$f_{cm}(t = 7) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = 0,818731 \times 53 = 43,4\text{MPa} \quad (4.13.)$$

$$f_{ck}(t = 7) = f_{cm} - 8 = 43,3927 - 8 = 35,4\text{MPa} \quad (4.14.)$$

$$f_{cd}(t = 7) = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{35,3927}{1,5} = 23,6\text{MPa} \quad (4.15.)$$

Portanto, de acordo com a abordagem do Eurocódigo 2, a resistência de cálculo do betão à compressão para os provetes cilíndricos no 7º dia é de 23,6MPa.

A determinação da resistência de cálculo do betão à compressão dos provetes cilíndricos no 28º dia é definida pelos seguintes cálculos:

$$\beta_{cc}(t = 28) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{28} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 1,00 \quad (4.16.)$$

$$f_{cm}(t = 28) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = 1,0 \times 53 = 53,0\text{MPa} \quad (4.17.)$$

$$f_{ck}(t = 28) = f_{cm} - 8 = 53 - 8 = 45,0\text{MPa} \quad (4.18.)$$

$$f_{cd}(t = 28) = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{45}{1,5} = 30,0\text{MPa} \quad (4.19.)$$

Nota-se que a redução ocasionada pelo coeficiente que depende da idade do betão (β_{cc}) é nulo no 28º dia, portanto a resistência do betão à compressão no 28º dia é igual o valor de cálculo da resistência característica do betão C45/55 (f_{cd}) com nenhum agravamento aplicado igual a 30MPa.

4.2.2.2. ABORDAGEM DO CÓDIGO-MODELO 90

Na abordagem do Código-Modelo 90 além de considerar a redução ocasionada pelo coeficiente que depende da idade do betão na aplicação de pré-esforço (β_{cc}), é considerado a redução da resistência do betão ocasionada pela compressão localizada de caráter permanente originada pela aplicação de pré-esforço que gera um decréscimo na resistência do betão nas próximas horas ou dias após a aplicação definido pelo coeficiente de redução ($\beta_{c,sus}$). Tal proposta foi discutida no âmbito do capítulo 2.

É definida pelas seguintes expressões:

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = f_{cm} \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (4.20.)$$

A parcela do $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ trata-se de uma função logarítmica que varia conforme o tempo após a aplicação de pré-esforço. Deste modo, foi avaliado num período posterior de 2 dias ao tensionamento, com uma divisão de 20 intervalos com 2,4 horas cada totalizando as 48 horas avaliadas.

A expressão do coeficiente é:

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12 \left\{ \ln \left[72 \left(\frac{t-t_0}{t_1} \right) \right] \right\} \quad (4.21.)$$

O coeficiente $\beta_{cc}(t)$ é definido na expressão 4.5.

São calculadas todas as resistências $f_{cm,sus}$ para cada um dos intervalos definidos, sendo considerado na análise de segurança a menor resistência $f_{cm,sus}$ avaliada no período.

O quadro seguinte apresenta os cálculos para o $f_{cm,sus}$, considerando para a aplicação de pré-esforço realizada no 7º dia:

Quadro 4.1 – Cálculos da resistência do betão para aplicação de pré-esforço no 7º dia

| t [Dia] | $\beta_{cc}(t)$ | $\beta_{c,sus}(t)$ | $f_{cm,sus}(t,t_0)$ [MPa] | $f_{cm,sus}(t,t_0)$ [MPa] | f_{ck} [MPa] | f_{cd} [MPa] |
|------------|-----------------|--------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|----------------|
| 7.1 | 0.8210 | 0.8178 | 35.5853 | | | |
| 7.2 | 0.8233 | 0.8066 | 35.1989 | | | |
| 7.3 | 0.8256 | 0.8011 | 35.0528 | | | |
| 7.4 | 0.8278 | 0.7975 | 34.9883 | | | |
| 7.5 | 0.8299 | 0.7949 | 34.9637 | | | |
| 7.6 | 0.8320 | 0.7928 | 34.9621 | | | |
| 7.7 | 0.8341 | 0.7911 | 34.9752 | | | |
| 7.8 | 0.8362 | 0.7897 | 34.9981 | | | |
| 7.9 | 0.8382 | 0.7885 | 35.0281 | | | |
| 8 | 0.8402 | 0.7874 | 35.0631 | 34.9621 | 26.9621 | 17.9747 |
| 8.1 | 0.8421 | 0.7865 | 35.1019 | | | |
| 8.2 | 0.8440 | 0.7856 | 35.1435 | | | |
| 8.3 | 0.8459 | 0.7848 | 35.1872 | | | |
| 8.4 | 0.8478 | 0.7841 | 35.2325 | | | |
| 8.5 | 0.8496 | 0.7835 | 35.2790 | | | |
| 8.6 | 0.8514 | 0.7829 | 35.3265 | | | |
| 8.7 | 0.8532 | 0.7823 | 35.3746 | | | |
| 8.8 | 0.8549 | 0.7818 | 35.4232 | | | |
| 8.9 | 0.8566 | 0.7813 | 35.4720 | | | |
| 9 | 1.0000 | 0.7808 | 41.3840 | | | |

Portanto, de acordo com a proposta do Código-Modelo 90, o valor de cálculo da resistência do betão à compressão com a aplicação de pré-esforço realizado no 7º dia é de 18,0MPa.

Do mesmo modo, é feita a análise para aplicação de pré-esforço realizado no 28º dia, apresentando no quadro seguinte:

Quadro 4.2 – Cálculos da resistência do betão para aplicação de pré-esforço no 28º dia

| t [Dia] | $\beta_{cc}(t)$ | $\beta_{c,sus}(t)$ | $f_{cm,sus}(t,t_0)$ [MPa] | $f_{cm,sus}$ [MPa] | f_{ck} [MPa] | f_{cd} [MPa] |
|-----------|-----------------|--------------------|---------------------------|--------------------|----------------|----------------|
| 28.1 | 1.00 | 0.8178 | 43.3567 | | | |
| 28.2 | 1.00 | 0.8066 | 42.7826 | | | |
| 28.3 | 1.00 | 0.8011 | 42.5047 | | | |
| 28.4 | 1.00 | 0.7975 | 42.3288 | | | |
| 28.5 | 1.00 | 0.7949 | 42.2038 | | | |
| 28.6 | 1.00 | 0.7928 | 42.1089 | | | |
| 28.7 | 1.00 | 0.7911 | 42.0339 | | | |
| 28.8 | 1.00 | 0.7897 | 41.9729 | | | |
| 28.9 | 1.00 | 0.7885 | 41.9222 | | | |
| 29 | 1.00 | 0.7874 | 41.8794 | 41.6656 | 33.6656 | 22.4437 |
| 29.1 | 1.00 | 0.7865 | 41.8428 | | | |
| 29.2 | 1.00 | 0.7856 | 41.8113 | | | |
| 29.3 | 1.00 | 0.7848 | 41.7839 | | | |
| 29.4 | 1.00 | 0.7841 | 41.7599 | | | |
| 29.5 | 1.01 | 0.7835 | 41.7389 | | | |
| 29.6 | 1.01 | 0.7829 | 41.7204 | | | |
| 29.7 | 1.01 | 0.7823 | 41.7041 | | | |
| 29.8 | 1.01 | 0.7818 | 41.6897 | | | |
| 29.9 | 1.01 | 0.7813 | 41.6769 | | | |
| 30 | 1.01 | 0.7808 | 41.6656 | | | |

Portanto, de acordo com a proposta do Código-Modelo 90, o valor de cálculo da resistência do betão à compressão com a aplicação de pré-esforço realizado no 28º dia é de 22,5MPa.

4.2.2.3. ABORDAGEM DO PROCEDIMENTO PRÁTICO CORRENTE

A abordagem do procedimento prático corrente utilizada pela empresa Conduril é a aplicação das mesmas expressões do Eurocódigo 2 mas considerando um agravamento de 5% na resistência do betão referente a uma diminuição na resistência do betão quando está sob a atuação de cargas de longa duração com carácter permanente.

É uma referência clara ao que estabelece o Código-Modelo 90 entretanto não é calculado de forma analítica a resistência do betão $f_{cm,sus}$, além de não calcular o coeficiente $\beta_{c,sus}$ que trata-se de uma função logarítmica com um mínimo definido conforme o período avaliado. Será discutido ao longo do trabalho se é uma forma segura de se tratar a aplicação de pré-esforço.

Para aplicação de pré-esforço realizada no 7º dia, de acordo, com a abordagem do Eurocódigo 2, a resistência do betão é igual a 23,6MPa e com o agravamento de 5% é de ($f_{cd,agravado}$):

$$f_{cd,agravado} = 0.95 \cdot f_{cd} = 0,95 \times 23,6 = 22,4\text{MPa} \quad (4.22.)$$

Portanto, para abordagem do procedimento Prático Corrente a resistência presente no betão para aplicação de pré-esforço no 7º dia com o agravamento é de 22,4MPa.

Para aplicação de pré-esforço realizada no 28º dia, de acordo, com a abordagem do Eurocódigo 2, a resistência do betão é igual a 30MPa e com o agravamento de 5% é de ($f_{cd,agravado}$):

$$f_{cd,agravado} = 0.95 \cdot f_{cd} = 0,95 \times 30 = 28,5\text{MPa} \quad (4.23.)$$

Portanto, para abordagem do procedimento Prático Corrente, o valor de cálculo da resistência presente no betão para aplicação de pré-esforço no 7º dia com o agravamento é de 28,5MPa.

4.2.2.4. SÍNTESE DAS ABORDAGENS SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO

Os quadros seguintes representam a síntese das diferentes abordagens avaliadas da resistência presente no betão para a aplicação de pré-esforço ao 7º e ao 28º dia.

Quadro 4.3 – Resistência do betão no 7º dia nas diferentes abordagens avaliadas

| Resistência do Betão no 7º Dia - f_{cd} (MPa) | | |
|-------------------------------------------------------------------|------------------|------------------|
| Abordagem Utilizada | | |
| Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| 23.6 | 22.4 | 18 |

Quadro 4.4 – Resistência do betão no 28º dia nas diferentes abordagens avaliadas

| Resistência do Betão no 28º Dia - f_{cd} [MPa] | | |
|--------------------------------------------------------------------|------------------|------------------|
| Abordagem Utilizada | | |
| Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| 30 | 28.5 | 22.5 |

Conclui-se que a abordagem mais gravosa é a do Código-Modelo 90, a situação menos gravosa é do Eurocódigo 2, e a situação intermédia é o procedimento Prático Corrente.

4.2.3. PRÉ-ESFORÇO DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO

No projeto de execução é definido para os cabos de pré-esforço presentes no interior das Vigas Martelo, nomeadamente os cabos C1 à C4, a tensão de tensionamento na origem (P_{max}) igual a 1256kN, a qual necessita ser majorada por um coeficiente de segurança, por tratar-se de uma verificação dos efeitos localizados ($\gamma_{p,unfav}$) igual a 1,2 especificado no EC2 – 2.4.2.2.(3). Portanto, é definido o valor limite da força concentrada (F_{Rdu}) para que em seguida seja possível determinar a resistência do betão necessária para a realização do tensionamento. O valor da força concentrada limite majorada pelo coeficiente é de:

$$F_{Rdu} = P_{max} \cdot \gamma_{p,unfav} = 1256 \times 1,2 = 1507,2 \text{ kN/Cabo} \quad (4.24.)$$

Na secção transversal das zonas de ancoragem ativas do pré-esforço do interior das Vigas Martelo, a parte da esquerda possui uma menor área envolvente de betão em relação à direita, deste modo, o lado mais condicionante e avaliado é o esquerdo.

4.2.3.1. CASO 1.1.

No caso 1.1. são determinadas as seguintes hipóteses: a utilização do Sistema-Tipo de pré-esforço proposto no projeto de execução, e com o tensionamento realizado no 7º dia.

As placas de ancoragem do sistema são de dimensões quadradas de 200x200mm². Deste modo, é avaliado apenas a hipótese da área A_{c0} ser igual a área da placa de ancoragem, e sem a possibilidade de avaliar a hipótese da área A_{c0} ser igual à área de confinamento do betão proporcionado pela armadura helicoidal de reforço do sistema de pré-esforço.

A figura seguinte representa a secção transversal das zonas de ancoragem ativas dos cabos no interior das Vigas Martelo com a utilização do sistema-tipo.

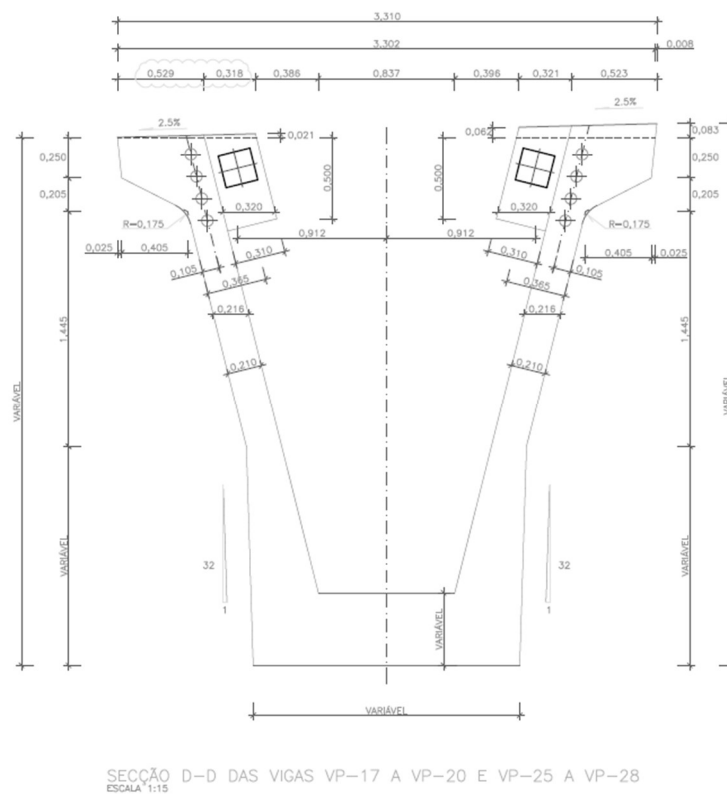


Figura 4.1 – Secção transversal das zonas de ancoragem ativas com o uso do Sistema -Tipo

Na seguinte figura está representado a maior área admissível de distribuição de cálculo similar da área carregada (A_{c1}) para a secção transversal analisada, definido no regulamento do Eurocódigo 2. Observa-se que a área é condicionada pela dimensão superior da área da secção transversal que envolve a zona de ancoragem, a qual limita o retângulo a desenvolver apenas 0,36m em altura com o máximo previsto no regulamentado de 0,60m.

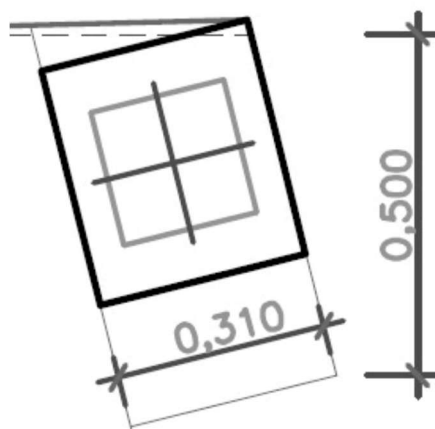


Figura 4.2 – Maior área de distribuição de cálculo similar A_{c1} do Sistema-Tipo

Os cálculos da resistência de betão necessária para aplicação de pré-esforço nas condições impostas do caso 1.1 estão apresentados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.25)$$

$$A_{c1} = 0,310 \times 0,360 = 0,1116\text{m}^2 \quad (4.26)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,67 \leq 3,0 \quad (4.27)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para se proceder o tensionamento de pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,04 \times 1,67} = 22562,9\text{kPa} = 22,6\text{MPa} \quad (4.28)$$

Conforme as diferentes abordagens avaliadas da resistência do betão à compressão para a realização do tensionamento de pré-esforço no 7º dia, é analisado a possibilidade de efetuar o procedimento.

O quadro abaixo especifica a resistência do betão necessária para realização do tensionamento no dia, definido como $f_{cd,necessária}$, e a compara com a resistência presente no betão no mesmo dia para as diferentes abordagens estudadas, definido como $f_{cd,resistente}$.

Caso cumpra a expressão abaixo, a qual compara as resistências necessárias e as resistentes com uma margem de 0,5MPa, a coluna de verificação do quadro indica “OK!” significando que é satisfeita a aplicação de pré-esforço para abordagem avaliada no determinado dia. Caso não cumpra, a coluna indica “KO!”, significando o contrário que não é satisfeita a aplicação de pré-esforço nas condições estabelecidas.

$$f_{cd,resistente} \geq f_{cd,necessário} \pm 0,5 \text{ MPa} \quad (4.29)$$

No caso 1.1, é verificado a abordagem do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente para a realização do tensionamento de pré-esforço nas condições. No entanto, a abordagem do Código-Modelo 90 não é satisfeita.

Quadro 4.5 – Verificação das abordagens para o caso 1.1

| Caso 1.1. | | |
|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 22.6\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Uma possível solução para tentar verificar a aplicação de pré-esforço no 7º dia para todas as abordagens, é a centralização das placas de ancoragem na secção que envolve as zonas de ancoragem, para assim aumentar a área de distribuição das tensões, como ilustra a seguinte figura com o rearranjo das placas na secção transversal:

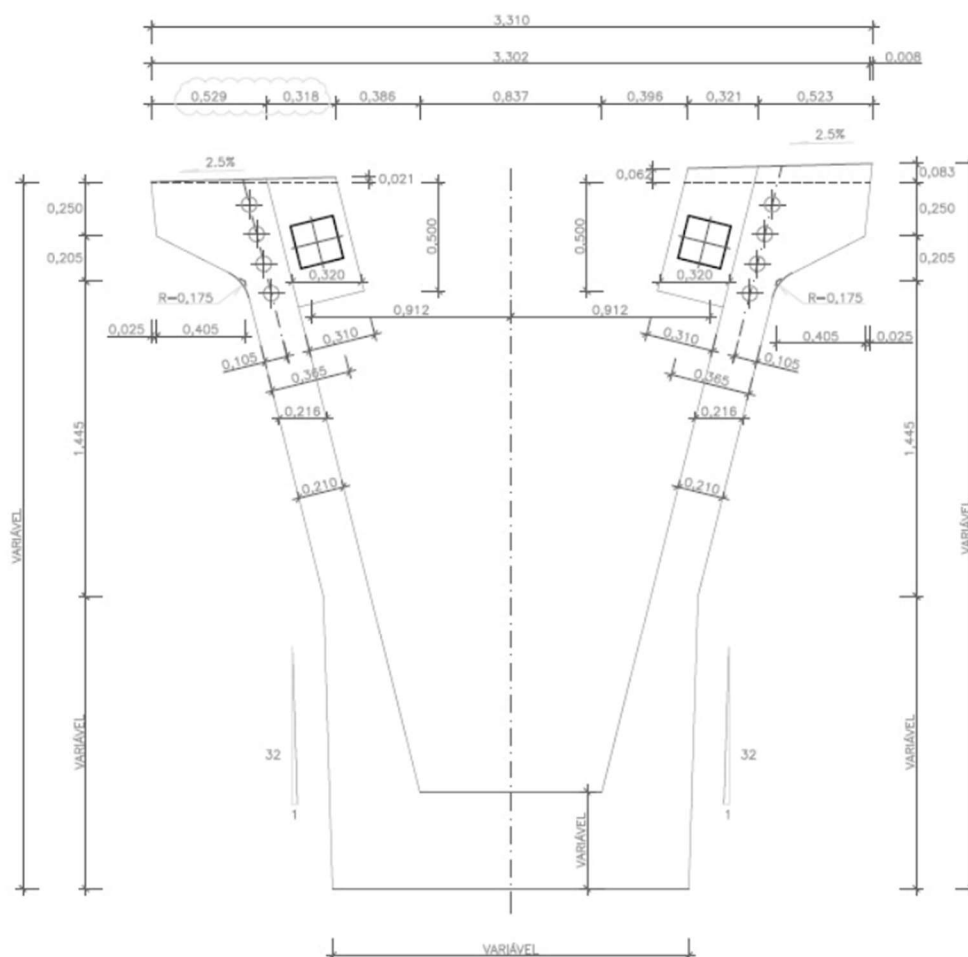


Figura 4.3 – Secção transversal com o uso do Sistema-Tipo com o rearranjo das placas de ancoragem

A figura seguinte ilustra a área A_{c1} com a centralização das placas de ancoragem do Sistema-Tipo, deste modo é aumentada o desenvolvimento em altura do retângulo em 0,18m, diminuindo a resistência necessária ($f_{cd,necessária}$) para se proceder o tensionamento.

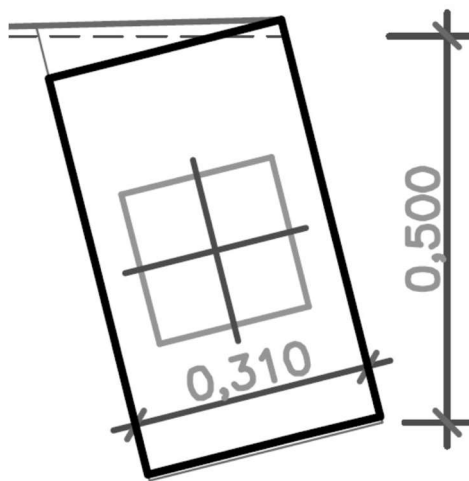


Figura 4.4 – Área A_{c1} com o rearranjo das placas de ancoragem

Os cálculos da possível solução com as placas centralizadas estão representados abaixo:

$$A_{c1} = 0,310 \times 0,540 = 0,1674\text{m}^2 \quad (4.30)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,05 \leq 3,0 \quad (4.31)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para se proceder o tensionamento do pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,04 \times 2,05} = 18380,5\text{kPa} = 18,4\text{MPa} \quad (4.32)$$

Nessas condições, com as placas de ancoragem centralizadas na secção envolvente a zona de ancoragem, todas as abordagens são satisfeitas, como mostra o quadro abaixo:

Quadro 4.6 – Possível solução do caso 1.1. com as placas centralizadas

| Caso 1.1. - Possível solução com as placas centralizadas | | |
|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 18.4\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0,5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | OK! |

4.2.3.2. CASO 1.2

O caso 1.2. corresponde também à hipótese da utilização do Sistema-Tipo de pré-esforço proposto no projeto de execução, mas com aplicação de pré-esforço no 28º dia.

Nos dois casos as resistências necessárias para realização do tensionamento são as mesmas, devido as mesmas áreas A_{c0} e A_{c1} , a diferença neste caso é resistência resistida pelo betão pelas diferentes abordagens avaliadas.

Nas condições estabelecidas, para as três abordagens estudadas são satisfeitas a aplicação de pré-esforço no 28º dia, sem a necessidade da centralização das placas na secção transversal.

Quadro 4.7 – Verificação das abordagens para o caso 1.2

| Caso 1.2. | | |
|----------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 22.6\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 30 | OK! |
| Prática Corrente | 28.5 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 22.5 | OK! |

4.2.3.3. CASO 2.1

O caso 2.1 corresponde às seguintes hipóteses: o sistema de aplicação de pré-esforço utilizado é o Dywidag MA6807, com a aplicação de pré-esforço no 7º dia, e considerando a área A_{c0} igual ao diâmetro da placa de ancoragem do sistema de 170mm (ver os detalhes do sistema no Anexo A).

Como no portfolio dos sistemas comercializados da Dywidag só existem opções de placas de ancoragem para o uso de 5 ou 7 cordões, é escolhido a solução constituída de 7 cordões, apesar de estarmos a dimensionar um cabo de 6 cordões, a qual não tem impactos significativos apenas não usa-se uma das 7 aberturas da placa de ancoragem.

A seguinte figura ilustra a secção transversal das zonas de ancoragem ativas dos cabos do interior das vigas martelo com a utilização do sistema Dywidag MA6807:

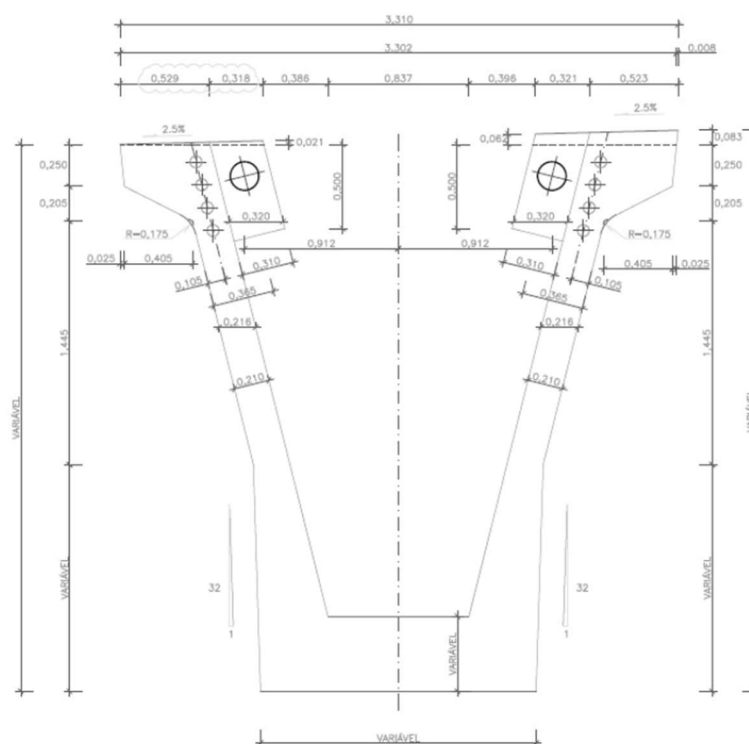


Figura 4.5 – Secção transversal das zonas de ancoragem ativas com o uso do sistema Dywidag MA6807

A área A_{c1} deste caso é em forma de elipse, devido a geometria circular da placa utilizada no sistema e das imposições do Eurocódigo 2 que a área deve ser uma área similar e centrada de A_{c0} . Os diâmetros desenvolvidos pela elipse são de 0,31m e 0,34m.

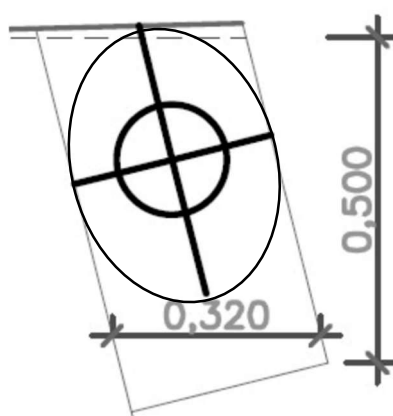


Figura 4.6 – Maior área de distribuição de cálculo similar A_{c1} do sistema Dywidag MA6807

Os cálculos do seguinte caso estão representados abaixo:

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,170^2}{4} = 0,022698\text{m}^2 \quad (4.33)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,310}{2} \times \frac{0,430}{2} = 0,104694\text{m}^2 \quad (4.34)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,15 \leq 3,0 \quad (4.35)$$

Portanto a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,0227 \times 2,15} = 30882,1\text{kPa} = 30,9\text{MPa} \quad (4.36)$$

Conforme as resistências caracterizadas pelas diferentes abordagens procedeu-se à verificação do caso 2.1 para aplicação de pré-esforço no 7º dia, representada no quadro seguinte:

Quadro 4.8 – Verificação das abordagens para o caso 2.1

| Caso 2.1. | | |
|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 30,9\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0,5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | KO! |
| Prática Corrente | 22.4 | KO! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Conforme o quadro, nenhuma das abordagens satisfaz a aplicação de pré-esforço no 7º dia com o Sistema Dywidag MA6807, além que neste caso a resistência necessária ($f_{cd,necessária}$) para a realização do tensionamento é maior que a resistência de cálculo para o betão de classe de resistente C45/55 como demonstra a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{45}{1,5} = 30\text{MPa} < 30,9\text{MPa} \quad (4.37)$$

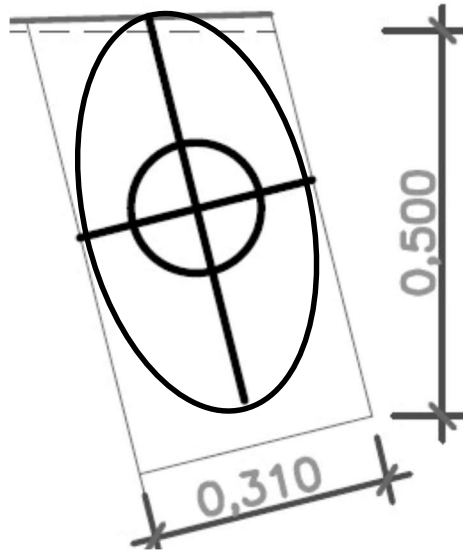


Figura 4.8 – Área A_{c1} com o rearranjo das placas de ancoragem

Os cálculos com o rearranjo das placas de ancoragem apresentam-se de seguida:

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,310}{2} \times \frac{0,17 \times 3}{2} = 0,124171\text{m}^2 \quad (4.38)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,44 \leq 3,0 \quad (4.39)$$

Portanto a resistência necessária do betão é:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,0227 \times 2,44} = 27211,7\text{kPa} = 27,21\text{MPa} \quad (4.40)$$

Com o rearranjo das placas de ancoragem não é satisfeita a aplicação de pré-esforço para nenhuma das abordagens estudadas. A solução é mudar o sistema utilizado ou adiar o dia de tensionamento de pré-esforço para o betão ganhar mais resistência.

Quadro 4.9 – Possível solução do caso 2.1 com as placas centralizadas

| Caso 2.1. - Possível solução com as placas centralizadas | | |
|-----------------------------------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 27.2\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | KO! |
| Prática Corrente | 22.4 | KO! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

4.2.3.4. CASO 2.2

O caso 2.2 corresponde também à hipótese da utilização do Sistema Dywidag MA6807, mas com aplicação de pré-esforço no 28º dia.

Nos dois casos as resistências necessárias para realização do tensionamento são as mesmas, devido as mesmas áreas A_{c0} e A_{c1} , a diferença neste caso é resistência resistida pelo betão nas diferentes abordagens avaliadas.

Deste modo, como a resistência necessária é maior que a resistência de cálculo do betão, não é possível satisfazer a verificação da aplicação de pré-esforço para nenhuma das abordagens. Portanto, o caso 2.2 é a avaliação com placas de ancoragem centralizadas na secção que envolve as zonas de ancoragem.

Nas condições estabelecidas, é satisfeita a aplicação de pré-esforço no 28º dia para as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas a proposta do Código-Modelo 90 não é satisfeita, conforme demonstra o quadro abaixo:

Quadro 4.10 – Verificação das abordagens para o caso 2.2

| Caso 2.2. | | |
|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 27.2\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 30 | OK! |
| Prática Corrente | 28.5 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 22.5 | KO! |

4.2.3.5. CASO 3.1.

O caso 3.1. corresponde as hipóteses da utilização do sistema de pré-esforço Dywidag MA6807, com o tensionamento realizado no 7º dia, e considerando a área A_{c0} como a armadura em hélice de reforço especificada no sistema de pré-esforço.

O diâmetro da armadura em hélice é de 240mm, a qual confina o betão envolvente das zonas de ancoragem, e deste modo é considerada a hipótese de que a área envolvida pela hélice é a área carregada (A_{c0}).

Os cálculos do seguinte caso estão apresentados de seguida:

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,240^2}{4} = 0,045239\text{m}^2 \quad (4.41)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,310}{2} \times \frac{0,430}{2} = 0,104694\text{m}^2 \quad (4.42)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,52 \leq 3,0 \quad (4.43)$$

Portanto a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,045 \times 1,52} = 21900,5\text{kPa} = 21,9\text{MPa} \quad (4.44)$$

Nestas condições é verificado a aplicação de pré-esforço para as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas não é satisfeita a abordagem mais gravosa do Código-Modelo 90, conforme se mostra no quadro seguinte.

Quadro 4.11 – Verificação das abordagens para o caso 3.1

| Caso 3.1. | | |
|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 21.9\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Uma possível solução para tentar satisfazer todas as abordagens, é o rearranjo das placas de ancoragem centralizando-as na secção transversal que envolve as zonas de ancoragem. Os cálculos da referida tentativa de solução estão apresentados abaixo.

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,240^2}{4} = 0,045239\text{m}^2 \quad (4.45)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,310}{2} \times \frac{0,17 \times 3}{2} = 0,124171\text{m}^2 \quad (4.46)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,66 \leq 3,0 \quad (4.47)$$

Portanto a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1507,2}{0,045 \times 1,66} = 20109,6kPa = 20,1MPa \quad (4.48)$$

Entretanto, o decréscimo na resistência necessária para proceder o tensionamento no 7º dia não é suficiente para a verificação da abordagem do Código-Modelo 90, conforme demonstra o quadro abaixo.

Quadro 4.12 – Possível solução do caso 3.1 com as placas centralizadas.

| Caso 3.1. - Possível solução com as placas de ancoragem centralizadas | | |
|------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 20.1MPa$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

É necessário adiar a aplicação de pré-esforço para que o betão ganhe resistência ou mudar o sistema de pré-esforço, e nas duas situações reavaliar a verificação do procedimento.

4.2.3.6. CASO 3.2

O caso 3.2. corresponde também às hipóteses do uso do sistema Dywidag MA6807, considerando a área A_{c0} como a armadura em hélice de reforço especificada no sistema de pré-esforço, mas com a aplicação realizada no 28º dia.

Nos dois casos as resistências necessárias para a realização do tensionamento são as mesmas, devido as mesmas áreas A_{c0} e A_{c1} , o que diferencia neste caso é resistência resistida pelo betão nas diferentes abordagens.

Conforme demonstra o quadro abaixo é satisfeito a verificação da aplicação de pré-esforço no 28º dia em todas as abordagens avaliadas, e sem a necessidade de centralizar a placa de ancoragem na secção transversal.

Quadro 4.13 – Verificação das abordagens para o caso 3.2

| Caso 3.2. | | |
|-------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 21.9MPa$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0,5$ |
| Eurocódigo 2 | 30 | OK! |
| Prática Corrente | 28.5 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 22.4 | OK! |

4.2.3.7. SÍNTESE DOS CASOS DO PRÉ-ESFORÇO DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO

Como são avaliados diversos casos e soluções, é elaborado uma síntese dos resultados do pré-esforço utilizado do interior das Vigas Martelo, nomeadamente os cabos C1 a C4.

O caso 1.1 corresponde às hipóteses da utilização do Sistema-Tipo de pré-esforço, com o tensionamento realizado no 7º dia, e considerando a área carregada A_{c0} igual a placa de ancoragem. São satisfeitas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas não verifica a proposta do Código-Modelo 90. Deste modo, centralizou as placas de ancoragens na secção transversal, a qual resultou na verificação da aplicação de pré-esforço no 7º dia para todas as abordagens analisadas. Conforme demonstra o quadro abaixo da síntese dos resultados do caso 1.1.

Quadro 4.14 – Síntese dos resultados do Caso 1.1.

| Caso 1.1. | Tensionamento realizado no 7º dia | | |
|-----------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Tipo | Sim | Sim | Não |
| Sistema - Tipo Centralizado | Sim | Sim | Sim |

Para o caso 1.2 também foram as hipóteses da utilização do Sistema-Tipo, considerando a área carregada A_{c0} igual a placa de ancoragem, mas com o tensionamento realizado no 28º dia, a qual foi verificado a realização do tensionamento para todas as abordagens analisadas sem a necessidade da centralização das placas de ancoragem na secção transversal.

Quadro 4.15 – Síntese dos resultados do Caso 1.2.

| Caso 1.2. | Tensionamento realizado no 28º dia | | |
|--------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Tipo | Sim | Sim | Sim |

Para o caso 2.1 são as hipóteses: a utilização do sistema Dywidag MA6807, o tensionamento realizado no 7º dia, e sem considerar o efeito da armadura helicoidal do sistema solutivo considerando a área A_{c0} igual a placa de ancoragem. Com essas condições não é satisfeita nenhuma das abordagens, mesmo com a centralização das placas de ancoragem.

Dos casos estudados, este é o caso mais desfavorável, por ter a menor área de placa de ancoragem e não foi considerado o efeito da armadura helicoidal do sistema de pré-esforço.

Quadro 4.16 – Síntese dos resultados do Caso 2.1.

| Caso 2.1. | Tensionamento realizado no 7º dia | | |
|------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag sem Armadura Héicoidal | Não | Não | Não |
| Sistema-Dywidag Centralizado sem Armadura Héicoidal | Não | Não | Não |

Para o caso 2.2. são as mesmas hipóteses do caso 2.1, mas com o tensionamento realizado no 28º dia. Nestas condições não é satisfeita a aplicação de pré-esforço para nenhuma das abordagens, mas com a centralização das placas de ancoragem na secção transversal é satisfeita as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente mas não se verifica a abordagem mais gravosa do Código-Modelo 90.

Quadro 4.17 – Síntese dos resultados do Caso 2.2.

| Caso 2.2. | Tensionamento realizado no 28º dia | | |
|------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag sem Armadura Héicoidal | Não | Não | Não |
| Sistema-Dywidag Centralizado sem Armadura Héicoidal | Sim | Sim | Não |

As hipóteses do caso 3.1 são: a utilização do sistema Dywidag MA6807, o tensionamento realizado no 28º dia e considerando o efeito da armadura helicoidal no confinamento do betão. Com essas condições apenas não foi verificado o procedimento para a abordagem do Código-Modelo 90 e as restantes propostas satisfeitas, e com os mesmos resultados com a centralização das placas de ancoragem.

Quadro 4.18. – Síntese dos resultados do Caso 3.1.

| Caso 3.1. | Tensionamento realizado no 7º dia | | |
|------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag com Armadura Héicoidal | Sim | Sim | Não |
| Sistema-Dywidag Centralizado sem Armadura Héicoidal | Sim | Sim | Não |

As hipóteses do caso 3.2 são: a utilização do sistema Dywidag MA6807, o tensionamento realizado no 28º dia e considerando o efeito da armadura helicoidal no confinamento do betão, a qual foi satisfeita a aplicação de pré-esforço para todas as abordagens, sem a necessidade do rearranjo das placas de ancoragens.

Quadro 4.19 – Síntese dos resultados do Caso 3.2.

| Caso 3.2. | Tensionamento realizado no 28º dia | | |
|----------------------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag com Armadura Héicoidal | Sim | Sim | Sim |

As diferenças entre os casos 2 e 3, é o uso do reforço da armadura helicoidal, este caso foi avaliado para analisar o grau que o confinamento na parte mais próxima do betão junto as zonas de ancoragem, que diferencia a resistência necessária para aplicação de pré-esforço. Esta hipótese é confirmada no caso 3.2, onde se verifica a segurança em todas as abordagens avaliadas sem ser necessário efetuar o rearranjo das placas de ancoragens.

Portanto, com a síntese dos resultados, conclui-se que os casos que são satisfeitas todas as imposições das abordagens, são o caso 1.2 e 3.2, ambos realizando o tensionamento no 28º dia e sem a necessidade de realizar mudanças na localização das placas de ancoragem.

4.2.4. PRÉ-ESFORÇO DE CONTINUIDADE

No projeto de execução foi definido para os cabos de pré-esforço de continuidade com o traçado que atravessa as três vigas do Vão Principal, os referidos cabos C5 à C8, a tensão de tensionamento na origem (P_{max}) igual a 1465kN, a qual necessita ser majorada por um coeficiente de segurança, por tratar-se de uma verificação dos efeitos localizados de pré-esforço ($\gamma_{p,unfav}$) igual a 1,2 especificado no EC2 – 2.4.2.2.(3). Portanto, é definido o valor limite da força concentrada (F_{Rdu}) para que em seguida seja possível determinar a resistência do betão necessária para a realização do tensionamento com segurança. O valor da força concentrada limite majorada pelo coeficiente é de:

$$F_{Rdu} = P_{max} \cdot \gamma_{p,unfav} = 1465 \times 1,2 = 1758 \text{ kN/Cabo} \quad (4.49)$$

Na secção transversal das zonas de ancoragem ativas do pré-esforço de continuidade, a parte direita possui uma menor área envolvente de betão em relação à esquerda, deste modo, o lado mais condicionante e avaliado é o direito.

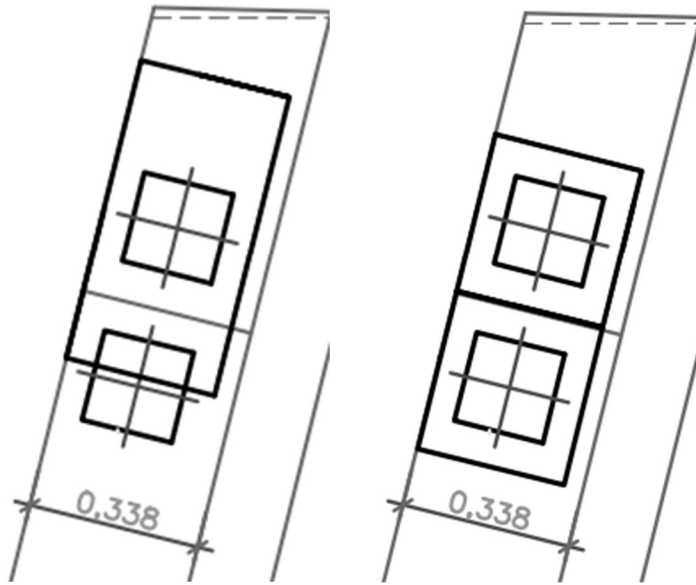


Figura 4.10 – Áreas A_{c1} das fases de tensionamento 1 e 2 1º dos cabos C6 e C8.

Os cálculos para o caso menos gravoso da primeira fase de tensionamento, nomeadamente o cabo C6, estão representados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.50)$$

$$A_{c1} = 0,298 \times 0,600 = 0,1788\text{m}^2 \quad (4.51)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,11 \leq 3,0 \quad (4.52)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço da primeira fase de tensionamento é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 2,11} = 20829,4\text{kPa} = 20,9\text{MPa} \quad (4.53)$$

Neste caso, é verificado o tensionamento para as abordagens do Eurocódigo 2 e a da Prática corrente, mas não é satisfeita para a abordagem mais gravosa do Código-Modelo 90, conforme demonstra o quadro seguinte.

Quadro 4.20 – Verificação das abordagens para o caso 1.1 da primeira fase de tensionamento

| Caso 1.1 - 1º fase de tensionamento | | |
|--------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 20.9\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Os cálculos para a segunda fase de tensionamento estão representados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.54)$$

$$A_{c1} = 0,298 \times 0,320 = 0,09536\text{m}^2 \quad (4.55)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,55 \leq 3,0 \quad (4.56)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para a aplicação de pré-esforço na segunda fase da aplicação de pré-esforço é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 1,55} = 28354,8\text{kPa} = 28,4\text{MPa} \quad (4.57)$$

Neste caso, para a fase de tensionamento mais condicionante não é verificado nenhuma das abordagens estudadas, conforme se mostra no quadro seguinte.

Quadro 4.21 – Verificação das abordagens para o caso 1.1 da segunda fase de tensionamento

| Caso 1.1 - 2º fase de tensionamento | | |
|--------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 28.4\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | KO! |
| Prática Corrente | 22.4 | KO! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Desta forma, não é satisfeita a abordagem do Código-Modelo 90 para a primeira fase de tensionamento e para a segunda fase não é verificado nenhuma das abordagens.

Uma possível solução é o rearranjo das placas de ancoragem com a centralização na secção transversal, conforme ilustra a figura abaixo:

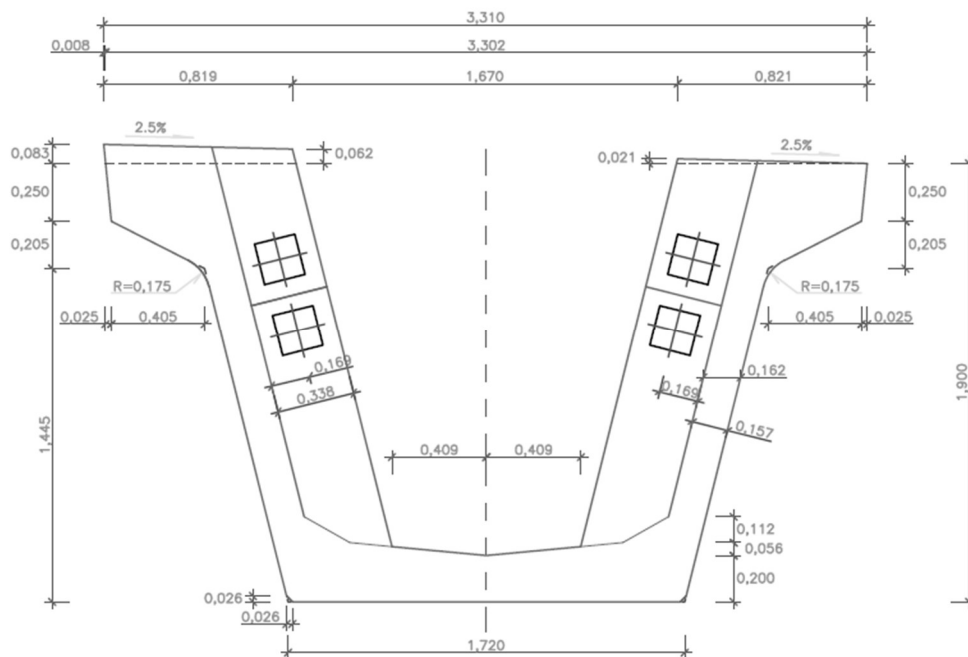


Figura 4.11 - Secção transversal das zonas de ancoragem dos cabos de continuidade com as placas centralizadas

As seguintes figuras ilustram as áreas A_{c1} com a centralização das placas de ancoragem do Sistema-Tipo. Aumenta o desenvolvimento em largura do retângulo com a centralização, assim diminuindo a resistência necessária ($f_{cd,necessária}$) para a aplicação de pré-esforço:



Figuras 4.12 – Áreas A_{c1} das fases de tensionamento 1 e 2^o dos cabos C6 e C8 com a centralização das placas de ancoragem

Para essa possível solução para a primeira fase de tensionamento, os cálculos estão representados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.58)$$

$$A_{c1} = 0,338 \times 0,600 = 0,2028\text{m}^2 \quad (4.59)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,25 \leq 3,0 \quad (4.60)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço da primeira fase de tensionamento é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 2,25} = 19533,3\text{kPa} = 19,6\text{MPa} \quad (4.61)$$

Deste modo, com a centralização das placas de ancoragem diminuiu a resistência necessária para aplicação de pré-esforço, mas manteve-se as mesmas abordagens satisfeitas e não verificada a do Código-Modelo 90.

$$f_{cd, \text{necessária}} = 18\text{MPa} < 19,6\text{MPa} \quad (4.62)$$

Para essa possível solução o caso da segunda fase de tensionamento, os cálculos estão representados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.63)$$

$$A_{c1} = 0,338 \times 0,320 = 0,10816\text{m}^2 \quad (4.64)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,65 \leq 3,0 \quad (4.65)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para aplicação de pré-esforço da segunda fase de tensionamento é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{co} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 2,25} = 26636,4 \text{ kPa} = 26,7 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

Desta forma, mesmo com a centralização das placas de ancoragem não foi verificado para nenhuma das abordagens a aplicação de pré-esforço no 7º dia.

Uma outra solução gravosa na secção, é a centralização junto com o afastamento das placas de ancoragem, conforme ilustra a seguinte figura da secção transversal:

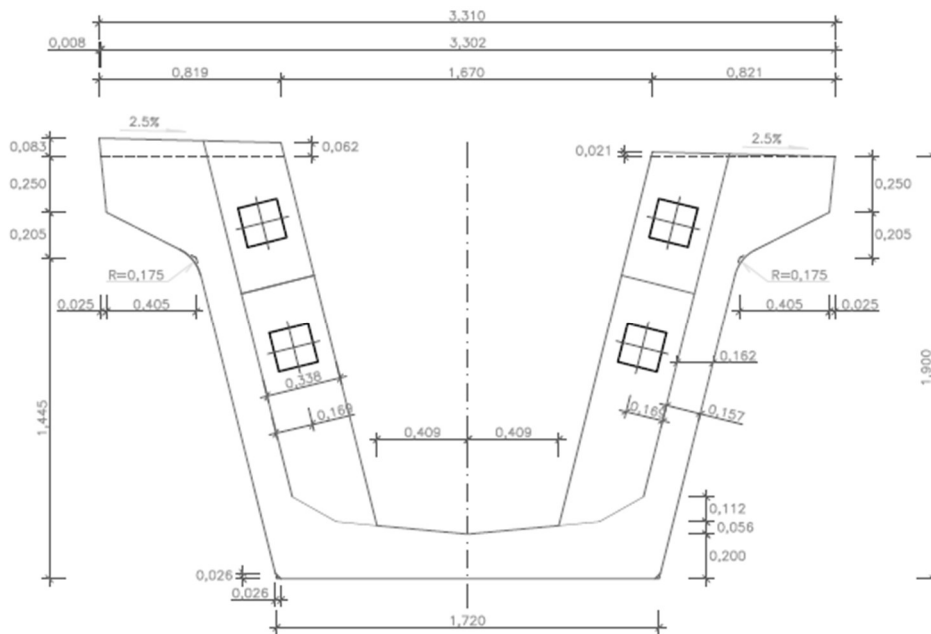
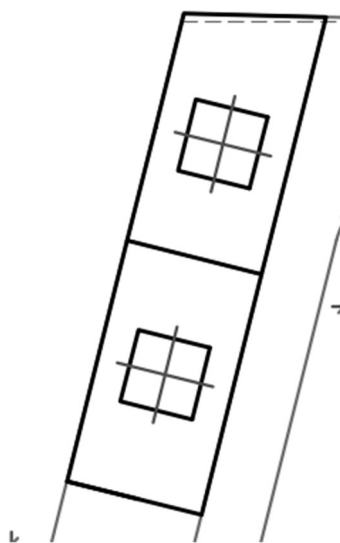


Figura 4.13 - Secção transversal das zonas de ancoragem dos cabos de continuidade com as placas centralizadas e afastadas

A seguinte figura ilustra as áreas A_{c1} com a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem do Sistema-Tipo, e deste modo aumentou o desenvolvimento em largura e altura do retângulo, respeitando os limites impostos no Eurocódigo 2, assim diminuindo a resistência necessária ($f_{cd,necessária}$) a aplicação de pré-esforço.

Neste caso as áreas A_{c1} são iguais na primeira e o segunda fase de tensionamento das zonas de ancoragem, por conta de não haver sobreposições de áreas de diferentes ancoragens, isso devido ao afastamento das placas.



Figuras 4.14 – Áreas A_{c1} das fases 1 e 2 de tensionamento dos cabos C6 e C8 com a centralização e o afastamento das placas de ancoragem

Os cálculos para ambas as fases são iguais representados abaixo:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.67)$$

$$A_{c1} = 0,338 \times 0,600 = 0,2028\text{m}^2 \quad (4.68)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2,25 \leq 3,0 \quad (4.69)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para se proceder o tensionamento de pré-esforço de ambos os cabos é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 2,25} = 19533,3\text{kPa} = 19,6\text{MPa} \quad (4.70)$$

Nesta possível solução são verificadas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas a abordagem mais gravosa do Código-Modelo 90 continuou não sendo satisfeita, conforme se mostra no quadro seguinte.

Quadro 4.22 – Verificação para o uso do Sistema-Tipo e com o tensionamento realizado no 7º dia com a centralização e afastamento das placas de ancoragem

| Caso 1.1 - Centralização e Afastamento das Placas de Ancoragem | | |
|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 19.6\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

Neste caso, a indicação é adiar o dia de aplicação de pré-esforço para o betão ganhar mais resistência conforme os dias ou mudar o sistema de pré-esforço utilizado, nas duas alternativas é necessário reavaliar a situação.

4.2.4.2. CASO 1.2

No caso 1.2 também são as hipóteses da utilização do Sistema-Tipo de pré-esforço, considerando a área A_{c0} igual a área da placa de ancoragem, mas com o tensionamento realizado no 28º dia.

Nos casos 1.1 e 1.2 a resistência necessária para a realização do tensionamento de pré-esforço são as mesmas devido as áreas A_{c1} A_{c0} serem iguais, o que diferencia é resistência do betão nas diferentes abordagens avaliadas. Conclui-se com as soluções estudadas do caso 1.1 que não realizando mudanças na posição das placas das zonas de ancoragem, satisfazem apenas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, e mesmo com a centralização das placas são satisfeitas as mesmas abordagens e não é verificado a abordagem do Código-Modelo 90.

Portanto, a solução mais adequada para a aplicação de pré-esforço no 28º dia para satisfazer todas as abordagens estudadas é a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem, respeitando os limites impostos dos regulamentos. No caso foi distanciando até atingir o desenvolvimento de 0,46m em altura do retângulo da área A_{c1} que no regulamento estabelece o máximo de 0,60m com o uso da placa do sistema-tipo.

Os cálculos abaixo são da segunda fase de tensionamento:

$$A_{c0} = 0,200 \times 0,200 = 0,04\text{m}^2 \quad (4.71)$$

$$A_{c1} = 0,338 \times 0,460 = 0,15548\text{m}^2 \quad (4.72)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,97 \leq 3,0 \quad (4.73)$$

Portanto, a resistência necessária do betão para se proceder o tensionamento de pré-esforço da segunda fase é de:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,04 \times 2,10} = 22309,6kPa = 22,3MPa \quad (4.74)$$

Com esta solução são satisfeitas todas as abordagens para aplicação adequada de pré-esforço no 28º dia.

Quadro 4.23 – Verificação da abordagem do caso 1.2

| Caso 1.2 - Centralização e Afastamento das Placas de Ancoragem | | |
|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 22.3MPa$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 30 | OK! |
| Prática Corrente | 28.5 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 22.4 | OK! |

4.2.1.3. CASO 2.1.

O caso 2.1 são as seguintes hipóteses: a utilização do sistema solutivo de pré-esforço MA6807 da empresa Dywidag, com a aplicação de pré-esforço no 7º dia, considerando a área A_{c0} como a área confinada de betão pela a armadura de reforço helicoidal que envolve as zonas de ancoragem (ver os detalhes do sistema no Anexo A).

A secção transversal das zonas de ancoragem ativa dos cabos de continuidade com o sistema Dywidag MA6807 é ilustrada na imagem seguinte.

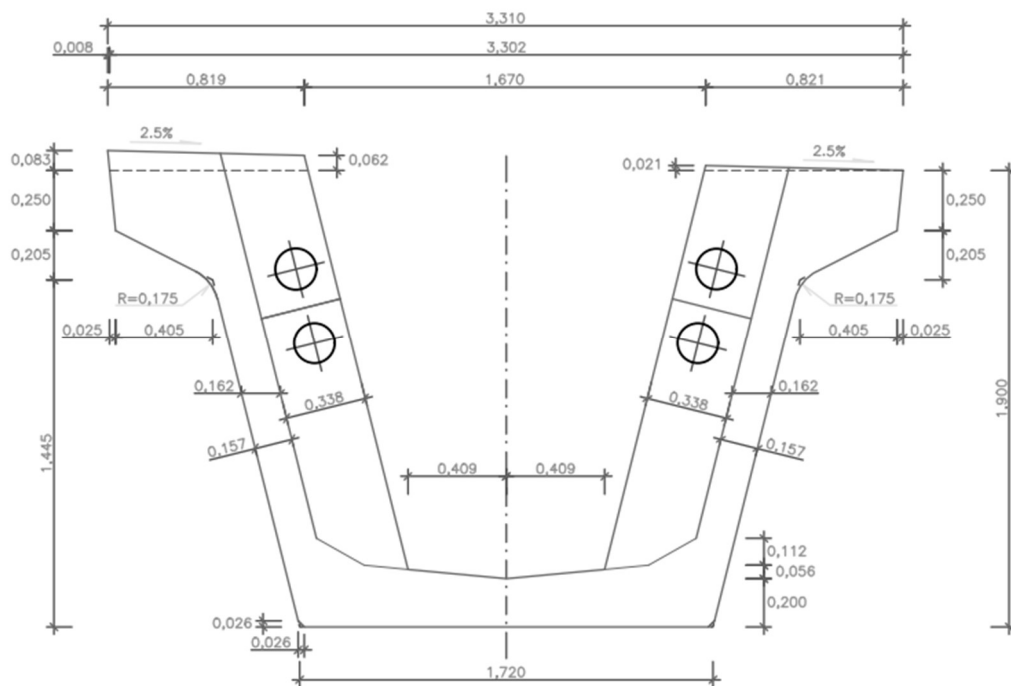
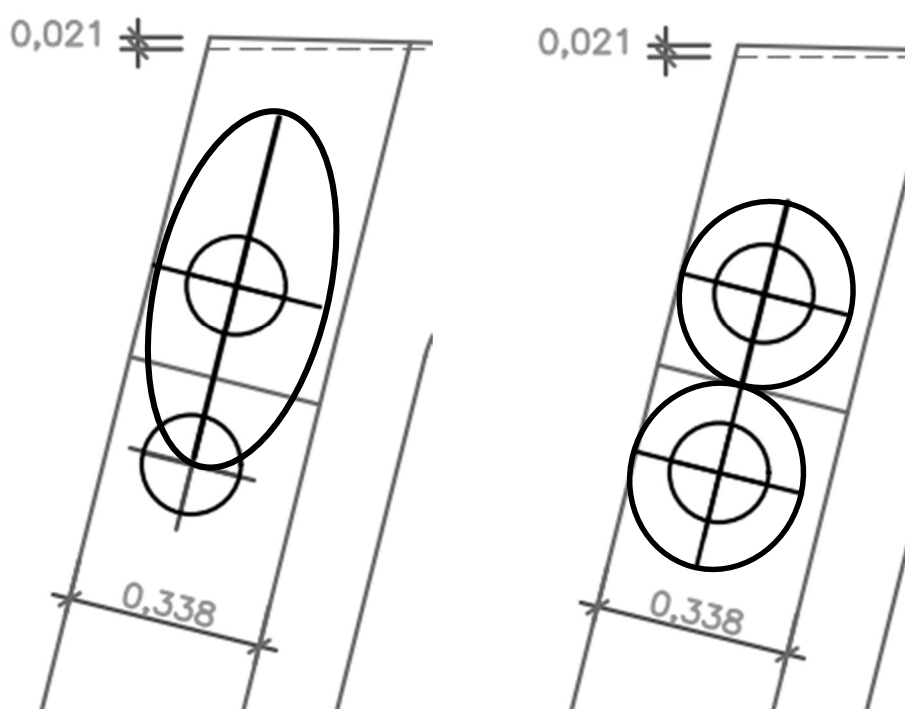


Figura 4.15 – Secção transversal dos cabos de continuidade com o sistema Dywidag MA6807

Nas seguintes figuras estão representadas as áreas A_{c1} , a da esquerda é a área da primeira fase de tensionamento, a zona de ancoragem superior, nomeadamente o cabo C6. A direita é a figura da segunda fase tensionamento das áreas A_{c1} quando estão as duas forças da aplicação de pré-esforço na secção, nomeadamente dos cabos C6 e C8, para a qual a área é condicionada pela imposição da não sobreposição das áreas de diferentes zonas de ancoragem e manter a centralização com a área A_{c0} . Como a placa de ancoragem é em formato circular nesta secção transversal as áreas desenvolvidas A_{c1} são em formato de elipse.



Figuras 4.16 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA 6807

Avaliou-se apenas para o caso mais condicionante, nomeadamente o cabo C8, de modo que verificando este cabo, automaticamente satisfaz as condições do cabo C6.

Os cálculos para a segunda fase de tensionamento, a mais condicionante, estão apresentados abaixo.

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,240^2}{4} = 0,045239\text{m}^2 \quad (4.75)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,296}{2} \times \frac{0,320}{2} = 0,074393\text{m}^2 \quad (4.76)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,29 \leq 3,0 \quad (4.77)$$

Portanto a resistência necessária do betão é:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,045 \times 1,29} = 30303,7\text{kPa} = 30,3\text{MPa} \quad (4.78)$$

Como a resistência necessária para realização do tensionamento é maior que a resistência de cálculo do betão C45/55 (f_{cd}), não é satisfeita nenhuma das abordagens.

Uma possível solução é a centralização das placas de ancoragem na secção transversal como ilustra a seguinte figura.

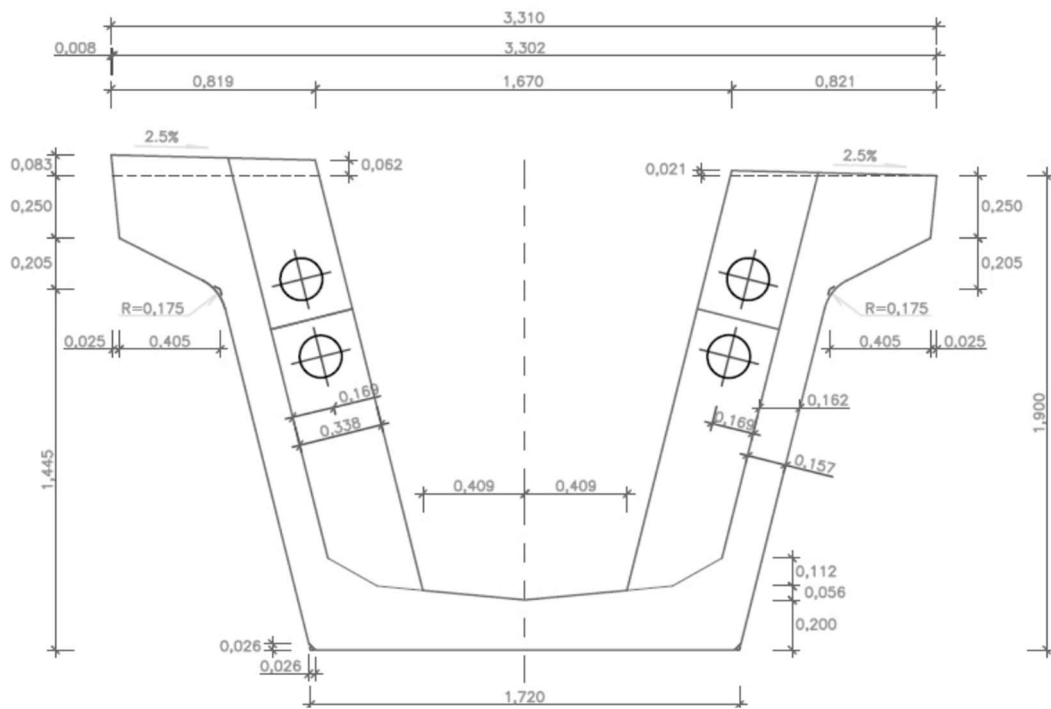


Figura 4.17 – Secção transversal dos cabos de continuidade com a centralização das placas

A seguinte figura representa as áreas A_{c1} com a centralização das placas de ancoragem do caso mais condicionante, a segunda fase de tensionamento de pré-esforço, para a qual as áreas são condicionadas pelas condições de não sobreposição de áreas de diferentes ancoragens e ter o mesmo centro da área A_{c0} .

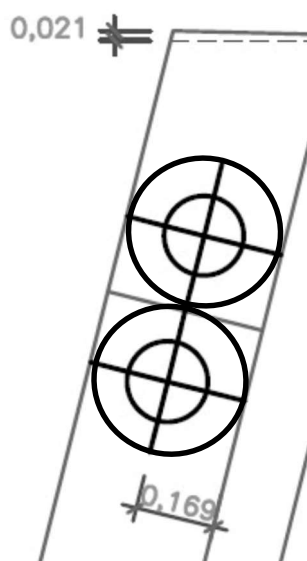


Figura 4.18 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA6807 com a centralização das placas

Os cálculos com as placas centralizadas estão representados abaixo.

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,240^2}{4} = 0,045239\text{m}^2 \quad (4.79)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,338}{2} \times \frac{0,320}{2} = 0,084949\text{m}^2 \quad (4.80)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,37 \leq 3,0 \quad (4.81)$$

Portanto a resistência necessária do betão para se proceder o tensionamento é:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,045 \times 1,37} = 28365,2\text{kPa} = 28,4\text{MPa} \quad (4.82)$$

Com a centralização das placas mantém-se a não satisfação de nenhuma das abordagens para aplicação de pré-esforço no 7º dia.

Uma outra tentativa para solucionar o problema é a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem, conforme representa a secção transversal seguinte.

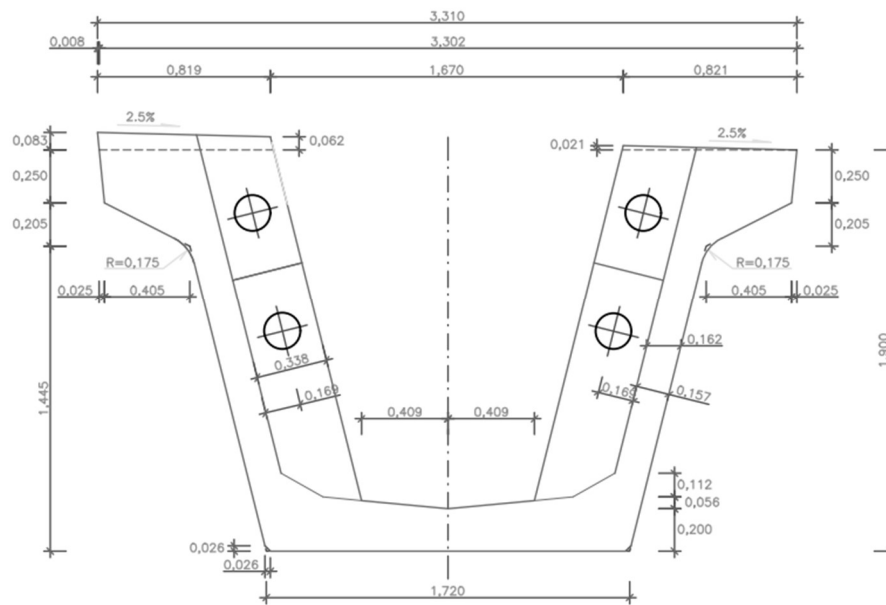


Figura 4.19 – Secção transversal com as placas centralizadas e afastadas com o sistema Dywidag MA6807

Na seguinte figura estão representadas as áreas A_{c1} com as placas de ancoragem centralizadas e afastadas para atingir o desenvolvimento máximo permitido no regulamento de 0,51m. Neste caso os tensionamentos da primeira e segunda fase possuem as mesmas áreas A_{c1} devido a não sobreposições de área entre as zonas de ancoragens, ocasionado pelo afastamento das placas. Conforme mostra a figura seguinte.

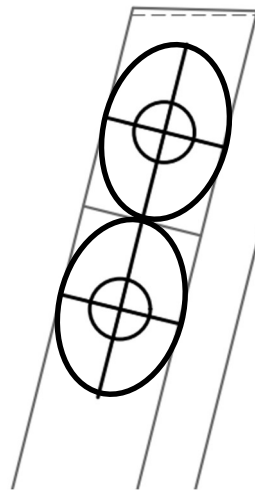


Figura 4.20 – Áreas A_{c1} do sistema solutivo Dywidag MA 6807 com as placas centralizadas e afastadas

Os cálculos para a alternativa estão representados abaixo.

$$A_{c0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,240^2}{4} = 0,045239\text{m}^2 \quad (4.83)$$

$$A_{c1} = \pi \cdot \frac{\phi_a}{2} \cdot \frac{\phi_b}{2} = \pi \times \frac{0,338}{2} \times \frac{0,17 \times 3}{2} = 0,135387\text{m}^2 \quad (4.84)$$

Verifica-se a condição:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,73 \leq 3,0 \quad (4.85)$$

Portanto a resistência necessária do betão é:

$$f_{cd} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}} = \frac{1758}{0,045 \times 1,73} = 22462,6\text{kPa} = 22,4\text{MPa} \quad (4.86)$$

Com a centralização junto ao afastamento das placas são verificadas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas a mais gravosa do Código-Modelo 90 não é satisfeita.

Quadro 4.24 – Possível solução com as placas centralizadas e afastadas

| Caso 2.1. | | |
|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------|
| $f_{cd,necessário} = 22.4\text{MPa}$ | | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 23.6 | OK! |
| Prática Corrente | 22.4 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 18 | KO! |

4.2.1.4. CASO 2.2.

O caso 2.2. são as mesmas hipóteses do caso 2.1. mas com o tensionamento realizado no 28º dia.

Nos dois casos as resistências necessárias para a realização do tensionamento são as mesmas, devido as mesmas áreas A_{c0} e A_{c1} , o que diferencia neste caso é resistência obtida para o material betão nas diferentes abordagens.

Conclui-se que sem realizar mudanças na posição original da zona de ancoragem, não são satisfeitas nenhuma das abordagens. Com a centralização das placas são verificadas as propostas do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas não a do Código-Modelo 90. Com a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem é o caso que são satisfeitas o procedimento de pré-esforço para todas as abordagens estudadas, conforme mostra o quadro seguinte.

Quadro 4.25 – Verificação das abordagens com centralização e afastamento das placas

| Caso 2.2 - Sistema Dywidag e Tensionamento no 28º dia - Com a Centralização e Afastamento das Placas | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | $f_{cd,necessário} = 22,4\text{MPa}$ | |
| Abordagem Utilizada: | $f_{cd,resistente}$ (MPa) | $f_{cd,resistente} > f_{cd,necessária} - 0.5$ |
| Eurocódigo 2 | 30 | OK! |
| Prática Corrente | 28.5 | OK! |
| Código-Modelo 90 | 22.4 | OK! |

4.2.4.5. SÍNTESE DOS CASOS E SOLUÇÕES DOS CABOS DE CONTINUIDADE

Como são avaliados variados casos e soluções, é elaborar a síntese dos resultados da aplicação de pré-esforço dos cabos de continuidade da fase de tensionamento mais condicionante, a segunda fase.

O caso 1.1 são as hipóteses da utilização do Sistema-Tipo de pré-esforço, considerando a área de distribuição A_{c1} igual a placa de ancoragem, e o tensionamento realizado no 7º dia. Para a secção transversal com as posições originais não são verificadas nenhuma das abordagens, com a centralização das placas de ancoragem se mantém não satisfazendo nenhuma das propostas, com a centralização junto ao afastamento das placas são verificadas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas não satisfeita a proposta do Código-Modelo 90.

Quadro 4.26 – Síntese dos resultados do Caso 1.1

| Caso 1.1. Cabo C8 | Tensionamento realizado no 7º dia | | |
|-----------------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Tipo | Não | Não | Não |
| Sistema - Tipo Centralizado | Não | Não | Não |
| Sistema - Tipo Centralizado e Afastado | Sim | Sim | Não |

Para o caso 1.2 também são consideradas as hipóteses do caso 1.1, mas com a aplicação de pré-esforço no 28º dia. Para a secção transversal com as posições originais das placas de ancoragem, são verificadas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, com a centralização das placas se mantém satisfazendo as mesmas abordagens, mas não verificando a segurança na proposta do Código-Modelo 90. Com a centralização junto ao afastamento das placas são satisfeitas todas as abordagens de aplicação de pré-esforço. Portanto, a solução ideal para aplicação de pré-esforço no 7º dia com a utilização do sistema Dywidag MA6807 para os cabos de continuidade, é a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem, assim satisfazendo todas as abordagens que caracterizam a resistência do betão à compressão sujeita a um carregamento concentrado.

Quadro 4.27 – Síntese dos resultados do Caso 1.2

| Caso 1.2. Cabo C8 | Tensionamento realizado no 28º dia | | |
|----------------------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Tipo | Sim | Sim | Não |
| Sistema - Tipo Centralizado | Sim | Sim | Não |
| Sistema - Tipo Centralizado e Afastado | Sim | Sim | Sim |

As hipóteses do caso 2.1 são a utilização do sistema Dywidag MA6807, o tensionamento realizado no 7º dia e considerando o efeito da armadura helicoidal no confinamento do betão na área carregada A_{c0} . Para a secção transversal com as placas de ancoragem nas posições originais, não são satisfeitas nenhuma das abordagens avaliadas, do mesmo modo com a centralização das placas na secção, e com a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragem são verificadas as abordagens do Eurocódigo 2 e da Prática Corrente, mas não é satisfeita a proposta do Código-Modelo 90. Portanto, deve postergar o dia da aplicação de pré-esforço ou mudar o sistema utilizado, reavaliando o caso.

Quadro 4.28 – Síntese dos resultados do Caso 2.1

| Caso 2.1. Cabo C8 | Tensionamento realizado no 7º dia | | |
|-------------------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag | Não | Não | Não |
| Sistema - Dywidag Centralizado | Não | Não | Não |
| Sistema - Dywidag Centralizado e Afastado | Sim | Sim | Não |

O caso 2.2. também foram as mesmas hipóteses do caso 2.1, mas com o tensionamento realizado no 28º dia. Para a secção transversal com as posições originais das placas de ancoragem, é satisfeita apenas a abordagem do Eurocódigo 2. Com a centralização verifica-se em adicional a abordagem da Prática Corrente, e com a centralização junto ao afastamento das placas de ancoragens são satisfeitas todas as abordagens.

Quadro 4.29 – Síntese dos resultados do Caso 2.2

| Caso 2.2. Cabo C8 | Tensionamento realizado no 28º dia | | |
|-------------------------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| | Eurocódigo 2 | Prática Corrente | Código-Modelo 90 |
| Sistema-Dywidag | Sim | Não | Não |
| Sistema - Dywidag Centralizado | Sim | Sim | Não |
| Sistema - Dywidag Centralizado e Afastado | Sim | Sim | Sim |

4.3. MODO DE ROTURA DAS TRAÇÕES TRANSVERSAIS INTERMÉDIAS

Conforme abordado no capítulo 2 desta dissertação, para a verificação ao modo de rotura das trações transversais intermédias, é necessário que o betão resista às forças de trações exercidas pelos tirantes (T) ou adicionar armaduras de reforço nas zonas de ancoragem para resistir as tais trações.

No regulamento do Eurocódigo 2 na secção 6.2.3 nomeada de “Tirantes”, é definido as seguintes expressões para a determinação da força de tração exercida no tirante:

- a) no caso de regiões de descontinuidade parcial ($b \leq \frac{H}{2}$)

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (4.87.)$$

- b) No caso de regiões de descontinuidade total ($b > \frac{H}{2}$)

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (4.88.)$$

4.3.1. DIMENSIONAMENTO PARA OS CABOS DO INTERIOR DAS VIGAS MARTELO C1 A C4

No projeto de execução é definido para os cabos de pré-esforço presentes no interior das vigas martelo, nomeadamente C1 a C4, a tensão de tensionamento na origem (P_{max}) igual a 1256kN, a qual necessita ser majorada por um coeficiente de segurança, por se tratar de uma verificação dos efeitos localizados ($\gamma_{p,unfav}$) igual a 1,2 especificado no EC2 – 2.4.2.2.(3).

$$F_{Rdu} = P_{max} \cdot \gamma_{p,unfav} = 1256 \times 1,2 = 1507,2 \text{ kN/Cabo} \quad (4.89.)$$

4.3.1.1 CASO 1

No caso 1 são consideradas as seguintes hipóteses: a utilização do Sistema-Tipo proposto no projeto de execução, considerando o caso avaliado no subcapítulo 4.2. com a maior abertura das tensões de trações transversais intermédias, devido a maior área de distribuições de tensões, ou seja, a maior área A_{c1} . Este

é o caso com as placas centralizadas na secção transversal envolvente as zonas de ancoragem com a área A_{c1} de $0,54 \times 0,31$ como representa a figura seguinte.

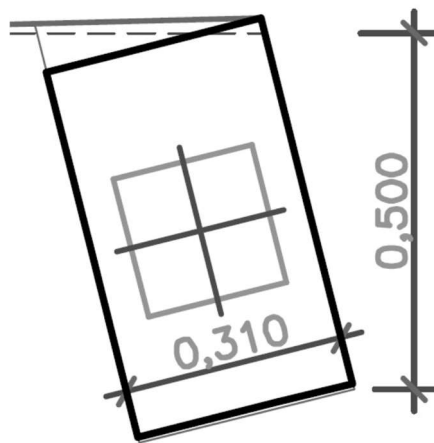


Figura 4.21 – Área A_{c1} considerando o caso com a maior abertura das tensões de trações transversais intermédias

Os cálculos da tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção vertical e a respetiva resistência de tração do betão nesta direção estão representados abaixo:

$$T_{v,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,54-0,20}{0,54} \times 1507,2 = 237,3 \text{ kN} \quad (4.90.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,6 \times 0,6 \times 0,2 = 0,1296 \text{ MN} = 129,6 \text{ kN} \quad (4.91.)$$

Como:

$$F_{Rd,cr} < T_{v,Ed} \quad (4.92.)$$

É necessário dimensionar as armaduras de reforço para as zonas de ancoragem, devido o betão não resistir as trações exercida pelos tirantes ($F_{Rd,cr} < T_{v,Ed}$). De forma a garantir o controle da fendilhação e uma boa amarração tendo em conta a dificuldade nas zonas de ancoragem para garantir o processo, foi atribuído um valor de cálculo para a tensão no aço de $f_{syd} = 300 \text{ MPa}$.

Os cálculos para a área de aço necessária para resistir às trações estão representados abaixo.

$$A_s = \frac{T_{v,Ed}}{f_{syd}} = \frac{237,3}{300 \times 1000} = 0,000791 \text{ m}^2 = 7,91 \text{ cm}^2 \quad (4.93.)$$

$$n^{\circ} \text{ de varões } \phi_{10} = \frac{A_s}{A_{\phi_{10}}} = \frac{7,91}{0,78} = 10,2 \text{ varões} \quad (4.94.)$$

Portanto, consideram-se 6 planos de estribos de $\Phi 10$ de 2 ramos espaçados de 9cm. Com a área total de aço de:

$$A_s = 12 \times \frac{\pi \times 0,01^2}{4} = 0,000942m^2 = 9,42cm^2 \quad (4.95.)$$

Com a força de resistência de:

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 0,000942 \times 300 \times 1000 = 282,7kN \quad (4.96.)$$

Os cálculos da tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção horizontal e a respetiva resistência de tração do betão nesta direção estão representados abaixo:

$$T_{h,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,31-0,20}{0,31} \times 1507,2 = 133,7kPa \quad (4.97.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,6 \times 0,31 \times 0,20 = 0,06696MPa = 67,0kPa \quad (4.98.)$$

Como:

$$F_{Rd,cr} < T_{v,Ed} \quad (4.99.)$$

É necessário dimensionar as armaduras de reforço:

$$A_s = \frac{T_{v,Ed}}{f_{syd}} = \frac{133,7}{300 \times 1000} = 0,000446m^2 = 4,46cm^2 \quad (4.100.)$$

$$n^{\circ} \text{ de varões } \Phi_{10} = \frac{A_s}{A_{\Phi 10}} = \frac{4,46}{0,78} = 5,7 \text{ varões} \quad (4.101.)$$

Portanto, é consideram-se 3 planos de estribos de $\Phi 10$ de 2 ramos espaçados de 9cm. Com a área total de aço de:

$$A_s = 6 \times \frac{\pi \times 0,01^2}{4} = 0,000471m^2 = 4,71cm^2 \quad (4.102.)$$

Com a força de resistência total de:

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 0,000471 \times 300 \times 1000 = 141,3kN \quad (4.103.)$$

Com a utilização das armaduras de reforço dimensionadas, é verificada a segurança para o modo de rotura das trações intermédias na direção vertical e horizontal ($F_s > T_{Ed}$). A figura seguinte apresenta as armaduras dimensionadas.

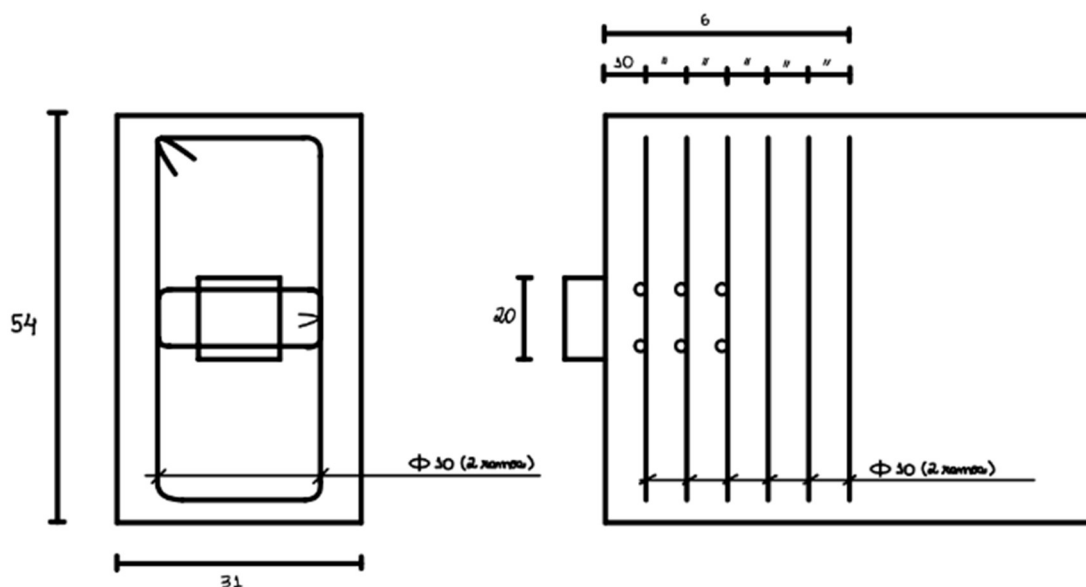


Figura 4.22 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias do caso 1

4.3.1.2. CASO 2

O caso 2 é a utilização do sistema Dywidag MA6807 considerando o caso com a maior abertura das tensões de trações transversais intermédias, devido a maior área A_{c1} na direção vertical e horizontal. Este é o caso com as placas centralizadas na secção transversal envolvente as zonas de ancoragem com a área A_{c1} de $0,51 \times 0,31 \text{ m}^2$.

Os cálculos para a tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção vertical e a respetiva resistência de tração do betão para essa direção estão representados abaixo:

$$T_{v,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,51-0,17}{0,51} \times 1507,2 = 251,2 \text{ kPa} \quad (4.104.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,60 \times 0,51 \times 0,17 = 0,0936 \text{ MPa} = 93,64 \text{ kPa} \quad (4.105.)$$

Os cálculos da tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção horizontal e a respetiva resistência de tração do betão para essa direção estão representados abaixo:

$$T_{h,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,31-0,17}{0,31} \times 1507,2 = 119,4 \text{ kPa} \quad (4.106.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,60 \times 0,31 \times 0,17 = 0,0569MPa = 56,9kPa \quad (4.107.)$$

É definido pelo sistema Dywidag MA6807, o reforço que deve ser usado nas zonas de ancoragem para resistir as trações intermédias respeitando as ETAss da Dywidag com as seguintes características (Catálogo Dywidag).

- mínimos números de camadas igual a 6;
- diâmetro mínimo de 12mm;
- máxima distância de 40mm;
- máximo espaçamento de 55mm;
- dimensões externas de 300mm.

Portanto, a força resistente com o uso da armadura de reforço proposta pelo sistema nas duas direções é:

$$A_s = 6 \text{ camadas} \times 2\emptyset 12 = 12\emptyset 12 = 12 \times \frac{\pi \times 0,012^2}{4} = 0,001357m^2 = 13,57cm^2 \quad (4.108.)$$

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 0,001357 \times 300000 = 407,2kN \quad (4.109.)$$

A armadura dimensionada resiste as trações exercidas pelos tirantes nas duas direções ($F_s > T_{Ed}$).

4.3.2. DIMENSIONAMENTO PARA OS CABOS DE CONTINUIDADE C5 A C8

No projeto de execução é definido para o pré-esforço de continuidade, os referidos cabos C5 a C8, a tensão de tensionamento na origem (P_{max}) igual a 1465kN, a qual necessita ser majorada por um coeficiente de segurança, por tratar-se de uma verificação dos efeitos localizados de pré-esforço ($\gamma_{p,unfav}$) igual a 1,2 especificado no EC2 – 2.4.2.2.(3).

$$F_{Rdu} = P_{max} \cdot \gamma_{p,unfav} = 1465 \times 1,2 = 1758 \text{ kN/Cabo} \quad (4.110.)$$

4.3.2.1 CASO 1

No caso 1 são consideradas as seguintes hipóteses: a utilização do Sistema-Tipo proposto no projeto de execução, considerando o caso avaliado no subcapítulo 4.2. com a maior abertura das tensões de trações transversais intermédias, devido a maior área de distribuições de tensões, ou seja, a maior área A_{c1} . Este é o caso com a área A_{c1} de $0,600 \times 0,338m^2$ como representa a figura seguinte.

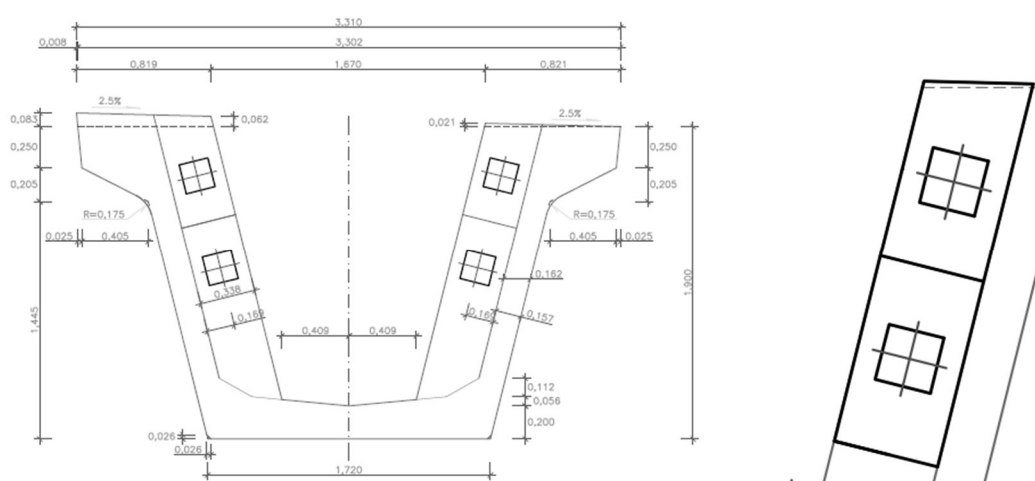


Figura 4.23 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias

Os cálculos para a tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção vertical e a respetiva resistência de tração do betão para essa direção estão apresentados abaixo:

$$T_{v,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,60-0,20}{0,60} \times 1758 = 293\text{kPa} \quad (4.111.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,6 \times 0,6 \times 0,2 = 0,1296\text{MPa} = 129,6\text{kPa} \quad (4.112.)$$

Como:

$$F_{Rd,cr} < T_{v,Ed} \quad (4.113.)$$

É necessário dimensionar as armaduras de reforço para a direção vertical:

$$A_s = \frac{T_{v,Ed}}{f_{syd}} = \frac{293}{300 \times 1000} = 0,000997\text{m}^2 = 9,77\text{cm}^2 \quad (4.114.)$$

$$n^\circ \text{ de varões } \phi_8 = \frac{A_s}{A_{\phi_8}} = \frac{9,77}{0,50} = 19,5 \text{ varões} \quad (4.115.)$$

Portanto, consideram-se 5 planos de estribos de 4 ramos espaçados de 12cm com a área total de aço:

$$A_s = 20 \times \frac{\pi \times 0,008^2}{4} = 0,001178\text{m}^2 = 10,05\text{cm}^2 \quad (4.116.)$$

Com a força total de resistência da armadura dimensionada de:

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 0,001005 \times 300 \times 1000 = 301,6\text{kN} \quad (4.117.)$$

Os cálculos para a tensão de tração intermédia exercida pelo tirante na direção horizontal e a respetiva resistência de tração do betão para essa direção estão representados abaixo:

$$T_{h,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,338-0,200}{0,338} \times 1758 = 179,5\text{kPa} \quad (4.118.)$$

$$F_{Rd,cr} = f_{ctd} 0,6 b_1 b_2 = \frac{2,7}{1,5} \times 0,6 \times 0,6 \times 0,2 = 0,1296\text{MPa} = 129,6\text{kPa} \quad (4.119.)$$

Como:

$$F_{Rd,cr} < T_{v,Ed} \quad (4.120.)$$

É necessário dimensionar as armaduras de reforço para a direção horizontal:

$$A_s = \frac{T_{v,Ed}}{f_{syd}} = \frac{179,5}{300 \times 1000} = 0,000598\text{m}^2 = 5,98\text{cm}^2 \quad (4.121.)$$

$$n^\circ \text{ de varões } \emptyset_8 = \frac{A_s}{A_{\emptyset_8}} = \frac{5,98}{0,5} = 11,9 \text{ varões} \quad (4.122.)$$

Portanto, consideram-se 3 planos de estribos de 4 ramos espaços de 12cm com a área total de aço:

$$A_s = 12 \times \frac{\pi \times 0,008^2}{4} = 0,000603\text{m}^2 = 6,03\text{cm}^2 \quad (4.123.)$$

Com a força de resistência total da armadura dimensionada de:

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 0,000603 \times 300 \times 1000 = 180,9\text{kN} \quad (4.124.)$$

Com a utilização das armaduras de reforço dimensionadas, é verificado a segurança para o modo de rotura das trações intermédias na direção vertical e horizontal ($F_s > T_{Ed}$). A figura seguinte apresenta as armaduras dimensionadas.

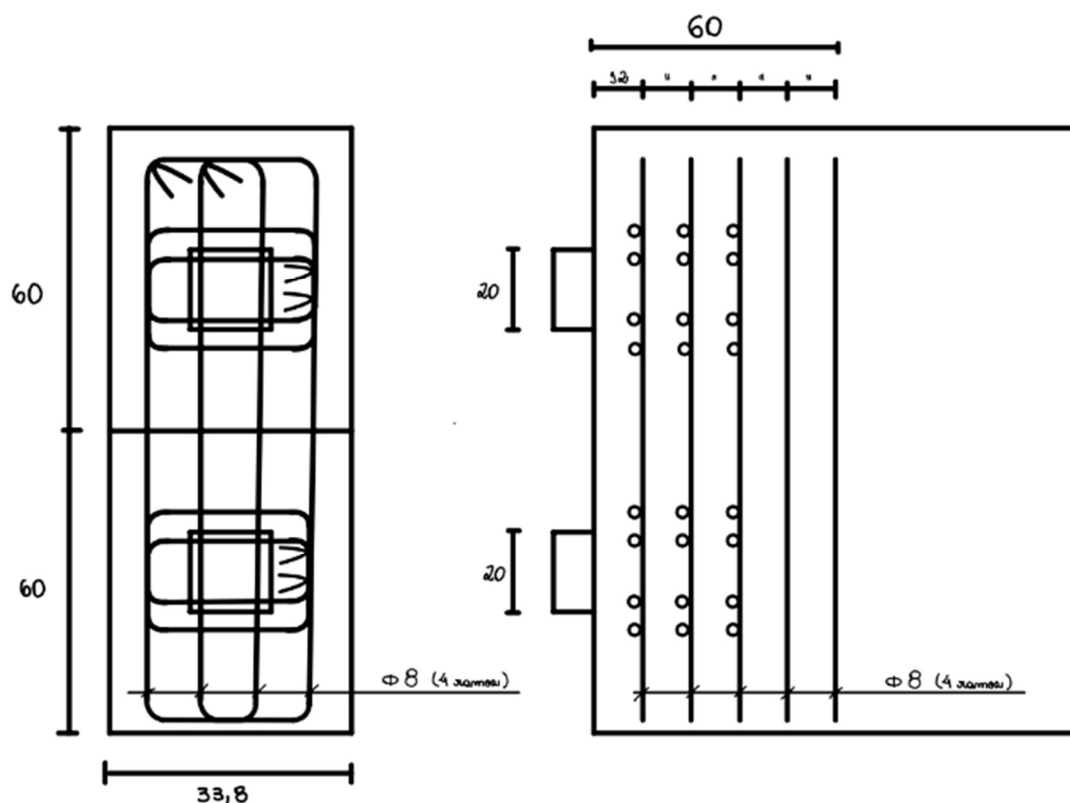


Figura 4.24 – Área A_{c1} considerando o caso de maior abertura de tensões das trações transversais intermédias do caso 2

4.3.2.1 CASO 2

O reforço das armaduras devido as trações intermédias são definidas pelo sistema Dywidag MA6807, com a força resistente nas duas direções de:

$$A_s = 6 \text{ camadas} \times 2\emptyset 12 = 12\emptyset 12 = 12 \times \frac{\pi \times 0,012^2}{4} = 0,001357 \text{ m}^2 = 13,57 \text{ cm}^2 \quad (4.125.)$$

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 0,001357 \times 300000 = 407,2 \text{ kN} \quad (4.126.)$$

Com a força exercida pelo tirante na direção vertical:

$$T_{v,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,51 - 0,17}{0,51} \times 1758 = 293 \text{ kPa} \quad (4.127.)$$

e na direção horizontal:

$$T_{h,Ed} = \frac{1}{4} \times \frac{0,338 - 0,17}{0,338} \times 1758 = 218,5 \text{ kPa} \quad (4.128.)$$

Portanto, a armadura dimensionada proposta pelo sistema resiste as trações exercidas pelo tirante nas duas direções ($F_s > T_{Ed}$).

5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTO FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

No decorrer do presente trabalho, é possível constatar as diferentes abordagens existentes da caracterização da resistência à compressão do betão sujeito por um carregamento concentrado, nomeadamente as propostas:

- No Eurocódigo 2 é considerado apenas o coeficiente de agravamento na resistência do betão que depende da idade do mesmo quando se aplica o pré-esforço;
- No Procedimento Prático Corrente são considerados dois tipos de agravamentos, na resistência à compressão do betão para aplicação de pré-esforço, o coeficiente que depende da idade do betão à data de tensionamento e o coeficiente devido a atuação de cargas elevadas de longa duração com caráter permanente igual a uma taxa de 5% de agravamento na resistência à compressão do betão;
- No Código-Modelo 90 são considerados dois tipos de agravamentos na resistência à compressão do betão para aplicação de pré-esforço, o coeficiente que depende da idade do betão à data de tensionamento e o coeficiente devido a atuação de cargas elevadas de longa duração com caráter permanente, definido de forma analítica variando conforme a data de aplicação de pré-esforço com um determinado período crítico, definido como a resistência mínima do betão à compressão após o tensionamento.

Assim, constata-se que no Eurocódigo 2 não é definido um agravamento devido a aplicação de pré-esforço ser caracterizada como uma atuação de cargas de elevadas duração com carácter permanente, a qual ocasiona microfissuras nos poros do betão reduzindo a sua resistência à compressão no período imediatamente após o tensionamento. O decréscimo na resistência não considerado pode ocasionar fendilhação excessiva na estrutura ou a rotura das zonas de ancoragem durante as horas ou dias após a aplicação do pré-esforço.

O Procedimento Prático Corrente deriva da experiência das empresas com as obras que requerem a técnica de betão pré-esforçado e há a sensibilidade da necessidade de considerar uma taxa de redução na resistência do betão para aplicação de pré-esforço, afim de reduzir riscos e aumentar a segurança do procedimento. A avaliação do problema é realizada arbitrando um coeficiente de agravamento com o valor de 5% na resistência do betão.

A figura 2.12, mencionada no capítulo 2 apresenta o decréscimo da resistência média à compressão do betão ($f_{cm,sus}$) considerando o efeito da atuação de cargas elevadas de longa duração com caráter permanente em diferentes datas de tensionamento. É constatado que o agravamento na resistência do betão, a depender da data de aplicação de pré-esforço, tem a sua resistência à compressão agravada em mais de 20% do que a resistência definida no Eurocódigo 2.

Portanto, atualmente a forma mais adequada de tratar o procedimento, é conforme a proposta do Código-Modelo 90, considerar os dois tipos de agravamento da resistência à compressão do betão. Deste modo, a aplicação de pré-esforço é feita de forma adequada e segura.

É importante mencionar a crítica ao Eurocódigo 2, por não citar de nenhuma forma a redução ocasionada por cargas de elevada duração de caráter permanente. O que pode justificar incidentes de roturas nas zonas de ancoragem citadas pelas empresas de construção civil.

Apesar de avaliadas as hipóteses da aplicação de pré-esforço no 7º e 28º dia, na realidade na obra do caso de estudo, as vigas pré-fabricadas, encontravam-se em dias de curas do betão superiores ao 28º no dia de tensionamento. As hipóteses foram para elaboração teórica de uma possível aplicação de pré-esforço em datas mais antecipadas.

5.2. SUGESTÕES DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Conforme foi elaborado no quarto capítulo deste trabalho, a verificação da segurança das zonas de ancoragem e considerado os procedimentos adequados para aplicação de pré-esforço dos cabos do Vão Principal da Ponte Central, foi necessário, em alguns casos, alterar as posições originais das placas de ancoragem propostas no projeto de execução, afim de satisfazer a avaliação de todas as abordagens da caracterização de resistência à compressão do betão. Estas mudanças têm impacto no traçado de pré-esforço porque seria necessário ajustá-lo, ocasionando diferentes perdas e forças de pré-esforço geradas na estrutura. É conveniente estudar estes impactos na estrutura, avaliando a necessidade de reavaliar a data de aplicação do pré-esforço.

Por fim, no Código-Modelo 90 as expressões definidas da caracterização de resistência do betão à compressão são consideradas, o coeficiente que depende da idade do betão à data de aplicação, as perdas de resistência ocasionada pelas microfissuras e o ganho de resistência devido o pós-endurecimento (*post-hardening*), apenas o nível de carga não é levado em consideração (Brachmann e Empelmann, 2023). É conveniente estudar o efeito que causa o nível de carga na resistência do betão à compressão devido a atuação de cargas elevadas de longa duração com caráter permanente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Figueiras, J. A., (2010). *Dimensionamento de Zonas de Elementos sujeitas a Forças Concentradas – Zona de Amarração do Cabo*. FEUP, Porto.
- Brachmann, G. E Empelmann., (2018). *Design Compressive Straight Values of Concrete Under Sustained Loads*. Brunswick, Germany.
- Abel Henriques, A., (2023). *Modelos de comportamento e de dimensionamento do betão estrutural*. FEUP, Porto.
- EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- Santos, Á. E Guerra Martins, J., (2006). *Betão armado e Pré-esforçado, Fundamentos de betão pré-esforçado*. 1ª edição, Lisboa.
- Emanuel Patrício Filipe, V., *Dimensionamento e pormenorização de elementos estruturais tipo parede com pré-esforço*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, IST-UTL, 2008
- Mário Vasconcelos Tavares Moreira, A. *Estudo sobre Caldas de Injeção das Bainhas de Pré-Esforço – Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil*, FEUP, 2003.
- Tomás Paulino, A. *O pré-esforço em lajes. As suas principais aplicações e vantagens*. Dissertação de Licenciatura em Engenharia Civil, ISEL, 2016.
- Amaral Pires, M. *Dimensionamento de Zonas de Ancoragem de Cabos de Pré-Esforço*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2010.
- Fib Structural concrete. *Textbook on behaviour, design and performance*. Update Knowledge of the CEB/FIP 1990. Committee Euro-International du Beton. v.1. 1999
- R.E.B.A.P. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. (1983).
- <https://imozeto.pt/quais-sao-as-suas-responsabilidades-dono-obra/>. Último acesso em 06/2023
- <https://afontedeinformacao.com/biblioteca/artigo/read/74414-o-que-e-uma-homotetia>. Último acesso em 06/2023

Anexos

Anexo A: Sistema Dywidag para cabos em cordões de pré-esforço

Multi-plane anchor body MA with additional reinforcement and with helix and with minimum centre distances, prestressing steel strand Y1770S7 15.3, Y1770S7 15.7, Y1860S7 15.3, and Y1860S7 15.7

| Tendon | | 6805 | 6807 | 6809 | 6812 | 6815 | 6819 | 6822 |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Number of strands | | 5 | 7 | 9 | 12 | 15 | 19 | 22 |
| Strand arrangement | | | | | | | | |
| Wedge plate | $\varnothing N$ | 117 | 130 | 145 | 170 | 190 | 210 | 220 |
| | $\varnothing N^*$ | 88 | 96 | 112 | 128 | 148 | 159 | 176 |
| thickness | P | 55 | 60 | 60 | 65 | 70 | 80 | 85 |
| depth | P^* | 47 | 52 | 52 | 55 | 60 | 68 | 73 |
| Anchor body MA | $\varnothing a$ | 150 | 170 | 190 | 220 | 250 | 280 | 305 |
| | $\varnothing b$ | 90 | 98 | 114 | 130 | 150 | 162 | 179 |
| | $\varnothing b^*$ | 80 | 90 | 100 | 120 | 130 | 145 | 161 |
| height | j | 90 | 100 | 125 | 180 | 200 | 220 | 220 |
| thickness | s | 18 | 18 | 15 | 17 | 19 | 23 | 26.5 |
| Trumpet length | m | 240 | 210 | 280 | 350 | 390 | 430 | 550 |
| Minimum concrete compressive strength at time of stressing | | | | | | | | |
| $f_{cm, 0, cube}$ N/mm ² | | 25 34 45 | 25 34 45 | 25 34 45 | 25 34 45 | 25 34 45 | 25 34 45 | 25 34 45 |
| $f_{cm, 0, cyl}$ N/mm ² | | 20 28 36 | 20 28 36 | 20 28 36 | 20 28 36 | 20 28 36 | 20 28 36 | 20 28 36 |
| Centre distance | a_x, a_y | 270 235 220 | 320 280 245 | 345 305 270 | 400 350 310 | 445 390 345 | 500 435 380 | 540 470 410 |
| Edge distance (plus c) ¹⁾ | r_x, r_y | 125 110 100 | 150 130 115 | 165 145 125 | 190 165 145 | 215 185 165 | 240 210 180 | 260 225 195 |
| Helix | | | | | | | | |
| Minimum number of turns | n^* | 5.5 5 5 | 5 5 5 | 6.5 6 6 | 6 7 7 | 8 8 7 | 8.5 8 7.5 | 9 8.5 8 |
| Minimum wire diameter | $\varnothing d_s^*$ | 12 12 12 | 14 14 14 | 14 14 14 | 14 14 14 | 16 14 14 | 16 16 16 | 16 16 16 |
| Maximum distance | z^* | 40 40 40 | 40 40 40 | 40 40 40 | 45 45 45 | 50 50 50 | 50 50 50 | 55 55 55 |
| Min. external diameter | $\varnothing d_a^*$ | 205 185 180 | 240 220 200 | 270 250 220 | 320 265 255 | 345 310 285 | 420 375 310 | 465 370 340 |
| | max. i^* | 45 40 50 | 50 50 50 | 50 50 50 | 50 50 50 | 50 50 50 | 50 50 50 | 50 50 50 |
| | min. i^* | 235 195 235 | 240 240 240 | 315 290 290 | 290 340 340 | 395 390 340 | 420 395 370 | 445 420 395 |
| Additional reinforcement, ribbed reinforcing steel $R_s \geq 500$ N/mm² | | | | | | | | |
| Minimum numbers of layers | n | 5 5 5 | 6 6 6 | 7 7 7 | 7 8 8 | 8 8 8 | 8 8 8 | 8 8 8 |
| Minimum bar diameter | $\varnothing d_s$ | 12 12 12 | 12 12 12 | 14 14 14 | 14 14 14 | 16 16 16 | 16 16 16 | 16 16 16 |
| Maximum distance | z | 40 40 40 | 40 40 40 | 40 40 40 | 45 45 45 | 50 50 50 | 50 50 50 | 55 55 55 |
| Maximum spacing | i | 50 45 50 | 55 50 50 | 55 55 55 | 55 50 55 | 65 60 60 | 65 65 65 | 60 55 55 |
| External dimensions | x, y | 250 215 200 | 300 260 225 | 325 285 250 | 380 330 290 | 425 370 325 | 480 415 360 | 520 450 390 |

¹⁾ c ... concrete cover

Dimensions in mm

