

MODELAÇÃO E ACOMPANHAMENTO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGA PRÉ-ESFORÇADA CONSIDERANDO OS EFEITOS DIFERIDOS E O FASEAMENTO CONSTRUTIVO

PEDRO MIGUEL MOREIRA PINTO

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

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

Co-Orientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

Julho de 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ mec@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 - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

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

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

Aos meus pais,

O caminho faz-se caminhando

Antonio Machado Ruiz

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho apenas foi possível com o apoio e colaboração de várias pessoas e instituições, às quais expresso o meu sincero agradecimento.

À minha família com principal enfoque a minha mãe, o meu pai, o meu irmão Rui e a Raquel que me apoiaram e ajudaram em todos os momentos de necessidade e angústia. Vocês foram peças chave no sucesso do meu curso e guardarei com carinho todo o suporte que me deram. Sois muito especiais para mim.

À minha Lara que foi o pilar central nesta bonita jornada. Sem ti esta caminhada não teria sido tão colorida. Foste foco nos momentos onde o discernimento era nulo, calma nos momentos de aperto e companhia nos momentos de maior solidão. A ti agradeço-te de forma bem vincada pelo engenheiro que me tornei e por me teres apoiado veemente a querer alcançar sempre mais e por me fazeres acreditar que era possível voar ainda mais alto.

À AdF, por todo o apoio que me deram para que esta dissertação se desenvolvesse com a tranquilidade e calma que precisava. Agradeço pelo facto de terem aberto as vossas portas e me terem acolhido de forma tão positiva. Em particular, um cumprimento especial a dois excelentes engenheiros pela qual tenho grande estima e admiração. Renato e Marcelo, a vós endereço um muito obrigado por todo o apoio e pela total disponibilidade ao longo de todas as etapas para que em momento algum houvesse dúvidas e opiniões. Sem vós este trabalho não teria sido possível de se concretizar.

Ao Professor Mário Pimentel, que me inspirou a olhar para a parte estrutural da Engenharia Civil, nomeadamente ao nível do Betão Estrutural, com um carinho redobrado. A si, tenho a agradecer-lhe por me ter ajudado em todos os momentos em que o procurei por motivos de diversos fins.

Aos meus colegas Alexandre, Ana, Carlota, Diogo, Joana, Tomás pela partilha destes cinco imensos anos repletos de boas memórias e confraternização. Além da partilha de todas as experiências vividas dentro das especializações de cada um de vós que me enriqueceram na compreensão da necessidade de um sentido de união entre todas.

Um cumprimento de igual modo especial ao Francisco Alves, Guilherme, João Bernardo, João Pinto, Lino e Nuno, pela amizade e estima que tenho por vós. Acrescido de todos os momentos de partilha de ideias e conhecimento em momentos de inquietação.

E a todos os colegas e professores que se cruzaram comigo nesta bonita jornada. Guardarei comigo todas as memórias que vivi na nossa casa que foi, é e será a tão amada FEUP.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo desenvolver um modelo numérico capaz de simular, com elevado grau de realismo, o comportamento de vigas pré-esforçadas integradas no complexo residencial *The Reserve*, localizado em Gibraltar. Estas vigas desempenham a função de elementos de transferência estrutural para os pisos superiores da superestrutura, permitindo vencer vãos com cerca de 47 metros, em resposta a constrangimentos de natureza geográfica que inviabilizam soluções convencionais.

O modelo proposto procura representar com rigor o faseamento construtivo, tendo sido desenvolvido com recurso ao *software* comercial *DIANA FEA*. Atendendo à complexidade do programa e à ausência de experiência prévia, foi inicialmente necessário construir modelos simplificados, cuja função foi validar os resultados e garantir a fiabilidade do processo de simulação.

Após esta etapa preparatória, procedeu-se à modelação do caso de estudo, com especial enfoque na análise das deformações e tensões, de modo a interpretar o comportamento estrutural ao longo do tempo e compará-lo com os dados recolhidos em obra. Esta comparação centrou-se, sobretudo, na evolução temporal dos deslocamentos e na análise das configurações de deformada.

O documento estrutura-se em seis capítulos, começando com uma contextualização teórica sobre estruturas de transferência, enquadrando a estrutura em estudo. Segue-se a apresentação do programa de cálculo, bem como os modelos de validação utilizados. Posteriormente, é abordado o caso de estudo principal, cuja análise conduz à comparação entre os resultados numéricos e os dados obtidos em obra.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas Pré-Esforçadas, Modelos Numéricos, Faseamento Construtivo, Efeitos Diferidos, Medições

ABSTRACT

The present dissertation aims to develop a numerical model capable of realistically simulating the behaviour of prestressed concrete beams integrated into the residential complex *The Reserve*, located in Gibraltar. These beams function as structural transfer elements for the upper floors of the superstructure, allowing spans of approximately 47 metres to be achieved, in response to geographical constraints that prevent the use of conventional solutions.

The proposed model seeks to accurately represent the construction phasing and was developed using the commercial software *DIANA FEA*. Given the complexity of the software and the initial lack of prior experience, it was first necessary to build simplified models, whose purpose was to validate the results and ensure the reliability of the simulation process.

After this preparatory stage, the case study model was developed, with a particular focus on the analysis of deformations and stresses, to interpret the structural behaviour over time and compare it with data collected on site. This comparison focused mainly on the time-dependent evolution of displacements and on the analysis of deformed configurations.

The document is structured in six chapters, beginning with a theoretical overview of transfer structures, framing the case study structure. This is followed by the presentation of the numerical software and the validation models used. The main case study is then addressed, leading to the comparison between the numerical results and the on-site measurements.

KEYWORDS: Prestressed Beams, Numerical Models, Construction Staging, Time-dependent Effects, Measurements

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1.Introdução.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2.Estruturas de transferência	5
2.1. ZONAS DE TRANSFERÊNCIA	5
2.1.1. REABILITAÇÃO DE UM COMPLEXO HABITACIONAL EM LISBOA	7
2.1.2. CONSTRUÇÃO DA TORRE DE SÃO GABRIEL	8
2.1.3. CENTRO ART'S BUSINESS & HOTEL.....	10
2.1.4. FPM 41	12
2.2. CASO DE ESTUDO- THE RESERVE	14
2.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DAS VIGAS	18
2.2.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO	19
3.Análise Numérica	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. DESCRIÇÃO DO SOFTWARE	22
3.2.1. TIPOS DE ANÁLISES	23
3.2.2. GEOMETRIAS E MATERIAIS	23
3.2.3. APOIOS	24
3.2.4. CARGAS	24
3.3. INFLUÊNCIA DA IDADE DE CARREGAMENTO, CONSIDERANDO A REOLOGIA DO EC2	25
3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO QUANTO À REOLOGIA	25
3.3.1.1. Evolução da resistência no tempo	25
3.3.1.2. Módulo de elasticidade do betão	25
3.3.2. FLUÊNCIA E RETRAÇÃO	26
3.3.2.1. Fluência	26
3.3.2.2. Retração	28
3.4. PRÉ-ESFORÇO, CONCEITO DE PERDAS INSTANTÂNEAS	30

3.4.1. PERDAS INSTANTÂNEAS.....	30
3.4.1.1. Perdas por atrito	30
3.4.1.2. Perdas por reentrância de cunhas	31
3.5. DESCRIÇÃO DOS EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO	31
3.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	34
3.6.1. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA IDADES DE CARREGAMENTO DISTINTAS	34
3.6.1.1. Cálculo analítico das flechas	34
3.6.1.2. Comparação de resultados	35
3.6.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS RELACIONADOS COM O PRÉ-ESFORÇO	35
4. Modelação do caso de estudo	39
4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO	40
4.3. MODELO NUMÉRICO.....	43
4.3.1. GEOMETRIA	43
4.3.1.1. Elementos de volume	43
4.3.1.2. Elementos de barra	44
4.3.2. APOIOS.....	48
4.3.3. CARGAS E COMBINAÇÕES.....	49
4.3.3.1. Cargas	49
4.3.3.2. Combinações.....	52
4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	53
4.4.1. DEFORMAÇÃO DA VIGA	53
4.4.2. ANÁLISE DE TENSÕES	59
4.4.3. ANÁLISE DE TENSÕES E ESFORÇOS NO PILAR.....	65
4.4.4. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO A “TEMPO INFINITO”	70
5. Comparação de resultados	73
5.1. INTRODUÇÃO	73
5.2. ESTABELECIMENTO DAS CONTRAFLECHAS	74
5.3. DADOS E CONTROLO DE GEOMETRIA EM OBRA	75
5.3.1. EVOLUÇÃO DAS DEFORMADAS PARA O CENÁRIO “CONTRAFLECHA MEDIDA”	78
5.3.2. EVOLUÇÃO DAS DEFORMADAS PARA O CENÁRIO “CONTRAFLECHA PARABÓLICA”	79
5.4. COMPARAÇÃO	80
5.4.1. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DEFORMADAS PARA AS DIFERENTES FASES.....	81

5.4.2. ANÁLISE DAS DEFORMADAS DESPISTANDO OS EFEITOS DAS CONTRAFLECHAS	86
5.4.3. ANÁLISE COMPARATIVA DA EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS EM CADA PONTO AO LONGO DO TEMPO.	89
6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	93
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	93
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	94
Bibliografia.....	97
Anexos	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Estruturas de transferência, (Ribeiro ,2020).....	6
Figura 2.2- Alçado do complexo, (Almeida, 2018)	7
Figura 2.3- Corte da laje dos pisos elevados, (Almeida, 2018)	8
Figura 2.4- Planta da laje dos pisos elevados, (Almeida, 2018).....	8
Figura 2.5- Torres de São Gabriel e São Rafael.....	9
Figura 2.6- Planta e corte da laje de transição, (Appleton et al., 2000).....	10
Figura 2.7- Centro <i>Art's Business & Hotel</i> , JSJ	10
Figura 2.8-Pormenor das treliças, (Ribeiro, 2020)	11
Figura 2.9- Esquema de transferência de cargas (Ribeiro, 2020)	11
Figura 2.10- FPM 41, <i>Rockbuilding</i>	12
Figura 2.11- Vista Este do edifício (Ribeiro, 2020)	13
Figura 2.12- Vista Sul do edifício (Ribeiro, 2020)	13
Figura 2.13- Empreendimento- <i>The Reserve</i>	14
Figura 2.14- Modelo <i>Revit</i> do Bloco Sul.....	15
Figura 2.15- Alçado do edifício <i>The Reserve</i>	15
Figura 2.16- Corte transversal do Bloco Sul	16
Figura 2.17- Planta estrutural das vigas pré-esforçadas	17
Figura 2.18- Alçado da viga PT-E	18
Figura 2.19- Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona do apoio	19
Figura 2.20- Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona de meio-vão	19
Figura 2.21- Faseamento construtivo das vigas	20
Figura 3.1- Representação dos modelos criados: a) Tirante b) Viga simplesmente apoiada	32
Figura 3.2- Evolução das curvas de fluência para idades de carregamento distintas.....	34
Figura 3.3- Evolução dos deslocamentos ao longo do tempo, para diferentes idades de carregamento	35
Figura 3.4- Evolução das perdas instantâneas na viga	37
Figura 4.1- Corte do edifício, referente ao alinhamento da viga PT-E, retirado do <i>Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)</i>	41
Figura 4.2- Secção final da viga.....	43
Figura 4.3- Representação dos cabos de pré-esforço definidos em projeto	45
Figura 4.4- Pormenor dos desvios em planta executados em obra: a) Cabos 1 e 2; b) Cabos 3 a 6 ..	45
Figura 4.5- Representação dos cabos de pré-esforço modelados no <i>DIANA</i>	46
Figura 4.6- Representação da armadura ordinária da viga	47
Figura 4.7- Modelo global do edifício, retirado do <i>Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)</i>	51
Figura 4.8- Evolução da configuração de deformada ao longo das fases de execução	54
Figura 4.9- Evolução das configurações de deformada ao longo do tempo, após a construção	55
Figura 4.10- Evolução do deslocamento a meio-vão.....	56
Figura 4.11- Deslocamento horizontal da cabeça do pilar.....	58
Figura 4.12- Caracterização das fibras analisadas.....	59
Figura 4.13- Evolução das tensões na secção de meio-vão ao longo do tempo	60
Figura 4.14- Mapa de tensões associado à 1ª fase.....	61
Figura 4.15- Mapa de tensões associado à 2ª fase	61
Figura 4.16- Mapa de tensões associado à 4ª fase	61
Figura 4.17- Mapa de tensões associado à 17ª fase.....	62

Figura 4.18- Diagramas de tensões na secção de meio-vão para as três fases de betonagem de secções.....	62
Figura 4.19- Diagramas de tensões na secção de meio-vão para três fases.....	62
Figura 4.20- Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases	63
Figura 4.21- Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases	64
Figura 4.22- Representação dos pontos avaliados, retirado do <i>DIANA</i>	65
Figura 4.23- Evolução das tensões no topo do pilar	66
Figura 4.24- Evolução das tensões na base do pilar	66
Figura 4.25- Evolução do esforço axial no topo do pilar ao longo do tempo	68
Figura 4.26- Evolução do momento fletor no topo do pilar, ao longo do tempo	68
Figura 4.27- Evolução do esforço axial na base do pilar, ao longo do tempo	69
Figura 4.28- Evolução do momento fletor na base do pilar, ao longo do tempo.....	69
Figura 4.29- Evolução da tensão dos cabos de pré-esforço a um quarto de vão.....	70
Figura 4.30- Evolução das tensões dos cabos de pré-esforço a meio-vão	70
Figura 5.1- Representação da contraflecha, tendo em conta os três pontos notáveis	74
Figura 5.2- Representação da contraflecha definida em projeto para a viga do alinhamento PT-E	75
Figura 5.3- Representação dos pontos notáveis de medição relacionados com a viga do alinhamento PT-E.....	76
Figura 5.4- Evolução da configuração geométrica medida em obra	76
Figura 5.5- Caracterização das contraflechas abordadas.....	78
Figura 5.6- Evolução das deformadas, afetadas pela “contraflecha medida”	78
Figura 5.7- Evolução das deformadas afetadas pela “contraflecha parabólica”	79
Figura 5.8- Deformadas correspondentes à Fase 1	81
Figura 5.9- Deformadas correspondentes à Fase 2.....	81
Figura 5.10- Deformadas correspondentes à Fase 3.....	82
Figura 5.11- Deformadas correspondentes à Fase 4.....	83
Figura 5.12- Deformadas correspondentes à Fase 5.....	83
Figura 5.13- Deformadas correspondentes à Fase 6.....	84
Figura 5.14- Deformadas correspondentes à Fase 7	85
Figura 5.15- Deformadas correspondentes à Fase 8.....	85
Figura 5.16- Variação da deformada da Fase 4 tendo como referência a Fase 3	86
Figura 5.17- Variação da deformada da Fase 5 tendo como referência a Fase 3	87
Figura 5.18- Variação da deformada da Fase 6 tendo como referência a Fase 3	87
Figura 5.19- Variação da deformada da Fase 7 tendo como referência a Fase 3	87
Figura 5.20- Variação da deformada da Fase 8 tendo como referência a Fase 3	88
Figura 5.21- Evolução do ponto 5.02 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”	89
Figura 5.22- Evolução do ponto 12.60 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”	90
Figura 5.23- Evolução do ponto 24.32 metros ao longo do tempo	90
Figura 5.24- Evolução do ponto 33.64 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”	91
Figura 5.25- Evolução do ponto 41.99 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”	92

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1- Caracterização dos cabos de pré-esforço	19
Quadro 3.1- Valores característicos do parâmetro s	25
Quadro 3.2- Parâmetros α em função do tipo de cimento	27
Quadro 3.3- Valores dos parâmetros $ads1$ e $ads2$ em função do tipo de cimento	29
Quadro 3.4 - Propriedades do betão para os casos simplificados	32
Quadro 3.5- Propriedades associadas aos efeitos diferidos	33
Quadro 3.6- Propriedades do betão para diferentes idades de carregamento	33
Quadro 3.7- Parâmetros referentes às perdas instantâneas nos cabos de pré-esforço	36
Quadro 3.8- Comparação de resultados	36
Quadro 4.1- Descrição detalhada das fases	42
Quadro 4.2- Propriedades do betão para o caso de estudo	44
Quadro 4.3- Parâmetros relacionados com os efeitos diferidos para o caso de estudo	44
Quadro 4.4- Comparação entre os cabos modelados e os cabos da <i>Freyssinet</i>	46
Quadro 4.5- Propriedades dos cabos modelados no <i>DIANA</i>	47
Quadro 4.6- Caracterização da armadura ordinária	48
Quadro 4.7- Características de rigidez da mola	48
Quadro 4.8- Valores das cargas referentes ao peso próprio dos diferentes pisos	50
Quadro 4.9- Valores das cargas referentes às restantes cargas permanentes	50
Quadro 4.10- Valores das cargas referentes às sobrecargas	51
Quadro 4.11- Cargas concentradas associadas a elementos estruturais relevantes	51
Quadro 4.12- Valores recomendados para os coeficientes Ψ	53
Quadro 4.13- Deslocamento vertical a meio-vão, para diferentes estágios a longo prazo	56
Quadro 4.14- Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes fases	57
Quadro 4.15- Perdas diferidas para um ponto a um quarto do vão	71
Quadro 5.1- Fases com dados da obra	75
Quadro 5.2- Configuração geométrica medida em obra em milímetros	77
Quadro 5.3- Deslocamentos afetados pela “contraflecha medida”, em milímetros	79
Quadro 5.4- Deslocamentos afetados pela “contraflecha parabólica”, em milímetros	80

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	Área da secção transversal do elemento
A_p	Área da secção de cabos de pré-esforço [mm] ²
E_c	Módulo de elasticidade do betão [GPa]
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade [GPa]
$E_{cm}(t)$	Módulo de elasticidade médio do betão para uma idade t , em dias [GPa]
E_p	Módulo de elasticidade do aço dos cordões de pré-esforço [GPa]
f_{cm}	Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias [MPa]
$f_{cm}(t)$	Tensão média de rotura do betão à compressão para uma idade t , em dias [MPa]
f_{ck}	Tensão característica de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço de armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
h_0	Espessura equivalente da peça [mm]
I_c	Inércia da transversal do elemento [m^4]
k	Desvio angular parasita
k_h	Coefficiente dependente da espessura equivalente da peça
L	Comprimento do elemento [m]
N	Carga axial atuante no elemento [kN]
P	Carga perpendicular atuante no elemento [kN/m]
$P_{máx}$	Valor máximo do pré-esforço
$P_{m,0}(x)$	Valor do pré-esforço para uma dada secção x , após perdas imediatas
$P_{m,t}(x)$	Valor do pré-esforço para uma dada secção x , após perdas diferidas
q	Valor da força de compressão entre as armaduras de pré-esforço e a bainha
RH	Humidade relativa ambiente [%]
RH_0	Humidade relativa de 100%
s	Fator que depende do tipo de cimento
t	Idade do betão [dias]
t_0	Idade do betão à data do primeiro carregamento [dias]
t_s	Idade do betão no início da retração por secagem [dias]
t_T	Idade do betão corrigida em função da temperatura [dias]
u	Parte do perímetro da secção transversal exposto ao meio ambiente [mm]

α	expoente em função do tipo de cimento
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	Coefficientes dependentes da resistência do betão
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Coefficientes dependentes do tipo de cimento
β	Soma dos ângulos de desvio da armadura de pré-esforço
$\beta(t_0)$	Fator dependente da idade do betão quando é carregado
$\beta_{as}(t)$	Desenvolvimento ao longo do tempo da retração autogénea
$\beta_c(t, t_0)$	Coefficiente que representa a evolução da fluência
$\beta_{cc}(t)$	Coefficiente de endurecimento da resistência do betão
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Desenvolvimento ao longo do tempo da retração de secagem
β_{fcm}	Fator dependente da resistência do betão à compressão aos 28 dias
β_H	Coefficiente dependente quer da humidade relativa do ar, quer da espessura equivalente do elemento
β_{RH}	Coefficiente que tem em conta a humidade relativa na retração por secagem
δ	Valor associado ao deslocamento do elemento
$\Delta\sigma_{pr}$	Perdas de pré-esforço por relaxação dos cabos
Δl_c	Comprimento associado às reentradas das cunhas
ΔP_i	Perdas de pré-esforço instantâneas totais
ΔP_{c+s+r}	Perdas diferidas nos cabos de pré-esforço
Δt_i	Número de dias em que a temperatura é T
ε_{ca}	Extensão por retração autogénea do betão
$\varepsilon_{ca}(t)$	Extensão por retração autogénea do betão para um instante temporal
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	Extensão por retração autogénea do betão a tempo infinito
$\varepsilon_{c,0}$	Parâmetro que representa a deformação instantânea do betão
ε_{cc}	Extensão por fluência do betão
ε_{cd}	Extensão por retração de secagem do betão
$\varepsilon_{cd,0}$	Extensão por retração de secagem de referência do betão
$\varepsilon_{cd}(t)$	Extensão por retração de secagem do betão para um instante temporal
ε_{cs}	Extensão por retração do betão
$\varphi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência do betão para uma idade t, em dias
$\varphi(\infty, t_0)$	Coefficiente de fluência do betão a tempo infinito
φ_0	Coefficiente nominal de fluência
φ_{RH}	Fator que depende da humidade relativa
σ_{pi}	Tensão na armadura de cabos de pré-esforço

$t_{0,T}$	Idade do betão na idade do carregamento, corrigida em função da temperatura
μ	Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha
ω	Comprimento até onde se dá as reentradas de cunhas

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
EC0	Eurocódigo 0
EC2	Eurocódigo 2
EC3	Eurocódigo 3
FEA	<i>Finite Element Analysis</i>
FIB	Fédération Internationale du Béton
MEF	Método dos elementos finitos
RCP	Restantes cargas permanentes
SOB	Sobrecargas

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A crescente sofisticação das exigências arquitetónicas tem conduzido, nas últimas décadas, ao desenvolvimento de soluções construtivas cada vez mais ambiciosas. A procura por espaços amplos, continuidade visual, integração de funções diversas e adaptação a contextos urbanos ou topográficos complexos tem vindo a desafiar os modelos estruturais tradicionais, obrigando a engenharia de estruturas a acompanhar essa evolução com abordagens inovadoras e flexíveis.

Um dos reflexos mais marcantes desta tendência é a crescente necessidade de recorrer a estruturas de transferência de cargas verticais em edifícios. Estas zonas estruturais tornam-se indispensáveis em situações onde, por motivos arquitetónicos, funcionais ou de preservação patrimonial, não é possível garantir a continuidade dos elementos resistentes verticais entre os diferentes pisos do edifício. Nestes casos, os sistemas de transferência asseguram a passagem de cargas da superestrutura para os apoios disponíveis nos pisos inferiores, ultrapassando os constrangimentos existentes. A conceção e dimensionamento destas zonas apresentam desafios significativos para os projetistas, não só pelo elevado nível de esforços envolvidos, mas também pela complexidade construtiva e pelas implicações que podem ter no comportamento diferido das estruturas ao longo do tempo.

O presente trabalho insere-se neste contexto, incidindo sobre a análise de uma solução estrutural adotada num edifício localizado em Gibraltar, onde a existência de reservatórios históricos no solo impossibilitou a implantação direta de apoios verticais contínuos. Esta limitação conduziu à necessidade de implementação de um sistema de transferência de cargas, cuja análise detalhada durante a fase construtiva e em serviço é desenvolvida ao longo do trabalho.

Tendo em conta a dimensão e importância estrutural deste tipo de sistemas, torna-se fundamental o seu acompanhamento ao longo das várias fases de construção, com especial atenção às alterações geométricas e efeitos diferidos que podem condicionar o seu desempenho. É neste âmbito que se insere a presente dissertação, que visa estudar o comportamento estrutural e a evolução dos deslocamentos de uma viga de transferência de grande porte, contribuindo para uma compreensão mais aprofundada destes elementos críticos em projetos complexos.

1.2. OBJETIVOS

Tal como foi referido anteriormente, o objetivo principal deste trabalho incide sobre o controlo da geometria estrutural e o acompanhamento da estrutura durante a sua construção, com particular enfoque numa viga de transferência de grande vão em betão pré-esforçado. Este tipo de elementos desempenha um papel determinante na estabilidade global de edifícios com características geométricas e funcionais

complexas, como é o caso da estrutura em estudo, exigindo, por isso, uma abordagem cuidadosa desde a fase de projeto até à monitorização em obra.

Para que este tema seja abordado de forma coesa, torna-se necessário definir um conjunto de etapas intermédias que assegurem a fundamentação da análise e a obtenção de resultados consistentes. Assim, num primeiro momento, é essencial garantir a correta interpretação e manuseamento da ferramenta de cálculo adotada, que constitui o suporte principal da dissertação. Esta ferramenta será utilizada para simular o comportamento estrutural ao longo do tempo, pelo que a sua compreensão é indispensável para o desenvolvimento de uma metodologia coerente. Neste contexto, destaca-se ainda a necessidade de uma análise cuidada dos efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência e a retração, bem como dos modos de aplicação do pré-esforço, parâmetros estes que condicionam fortemente a resposta das estruturas ao longo da sua vida útil.

Ultrapassada esta fase inicial, procede-se à modelação do caso de estudo. Este processo envolve a reprodução fiel da geometria da viga de transferência, das suas condições de apoio, das fases construtivas e da aplicação dos cabos de pré-esforço. A informação recolhida em obra serve de base à definição do faseamento construtivo, o qual será incluído no modelo através de uma abordagem viscoelástica que incorpora os efeitos diferidos num horizonte temporal de 20000 dias. Este tipo de análise permite captar, de forma mais realista, o comportamento da estrutura durante e após a sua execução, indo além das aproximações de modelos elásticos lineares tradicionalmente utilizados.

Concluída a modelação, a fase seguinte consiste na análise dos resultados obtidos, com especial enfoque nas deformações e tensões ao nível do estado limite de serviço, que assumem uma importância crítica em estruturas pré-esforçadas. Pretende-se, assim, avaliar a capacidade da viga em manter níveis de desempenho compatíveis com os requisitos funcionais e de segurança ao longo do tempo.

Finalmente, é realizada uma comparação entre os resultados obtidos no modelo numérico e os dados recolhidos durante a obra. Esta comparação permite aferir o grau de compatibilidade entre o comportamento previsto e o comportamento real, validando ou questionando as hipóteses assumidas em projeto. Para além disso, contribui para o avanço do conhecimento técnico na área da monitorização e modelação de estruturas de transferência, reforçando a importância do controlo rigoroso da geometria em soluções estruturais de grande porte.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, incluindo o presente, que tem como objetivo apresentar o enquadramento geral, os objetivos e a estrutura do trabalho.

O segundo capítulo apresenta uma descrição sucinta dos diferentes tipos de estruturas de transferência. Para complementar esta componente teórica, incluem-se casos de estudo que ilustram de forma clara o funcionamento destes elementos estruturais. No final do capítulo, é ainda feita uma introdução mais pormenorizada à estrutura objeto de estudo na presente dissertação.

O terceiro capítulo inicia-se com a apresentação do programa computacional utilizado no desenvolvimento da dissertação, bem como do seu modo de funcionamento. Por se tratar de uma ferramenta pouco comum, foi efetuada a modelação de dois casos de estudo simples, com o objetivo de validar os resultados obtidos através da comparação com cálculos analíticos. Para contextualizar essas análises, são ainda incluídas breves introduções aos temas relevantes.

O quarto capítulo incide sobre o caso de estudo principal. De forma geral, este capítulo divide-se em duas partes: numa primeira, apresenta-se a caracterização do modelo numérico, incluindo a descrição de geometria e o faseamento construtivo adotado; numa segunda, desenvolve-se a análise dos resultados, com especial enfoque nas deformações e tensões observadas.

O quinto capítulo é dedicado à comparação entre os dados obtidos em obra e os resultados fornecidos pelo modelo numérico.

Por fim, o sexto capítulo apresenta as conclusões do trabalho desenvolvido, bem como uma breve reflexão sobre possíveis linhas de investigação futuras.

2

ESTRUTURAS DE TRANSFERÊNCIA

2.1. ZONAS DE TRANSFERÊNCIA

Por vezes, devido a constrangimentos de índole estética, funcional ou outras, torna-se necessária a criação de descontinuidades no sistema de encaminhamento das cargas verticais (paredes e pilares) em edifícios. Esta situação representa um desafio para os engenheiros projetistas, exigindo uma reflexão cuidada e estudos aprofundados sobre a problemática em causa. Habitualmente, esta necessidade é resolvida através da introdução de estruturas de transferência.

Uma estrutura de transferência é um sistema estrutural que altera o percurso das cargas gravíticas, desviando lateralmente a linha da carga para um alinhamento vertical distinto. Estas estruturas são introduzidas em edifícios que apresentam descontinuidades em alinhamentos o que impossibilita, deste modo, a existência de um caminho direto de forças até às fundações. Assim, criam-se percursos alternativos de redistribuição de cargas gravíticas e eventualmente de cargas horizontais [1]. Estas estruturas recebem, tipicamente, cargas de elevada ordem de grandeza o que exige uma grande capacidade de suportar esforços com uma magnitude muito considerável, assumindo-se como elementos de grande relevância.

Atualmente, verifica-se uma necessidade crescente de integrar diferentes tipologias de ocupação num único empreendimento, garantindo a conectividade e funcionalidade dos espaços, devido à simbiose existente entre eles. As tipologias mais comuns incluem áreas de habitação, comércio, escritórios e espaços de ocupação mista. Esta diversidade implica pressupostos organizacionais distintos: os espaços destinados a escritórios, por exemplo, tendem a requerer vãos maiores para maximizar a área útil, enquanto nas zonas de habitação, as malhas de pilares e paredes resistentes são geralmente mais densas e compactas.

A posição destas estruturas de transferência ao longo da altura pode ser influenciada por diversos fatores, como exigências arquitetónicas. Do ponto de vista estrutural, não existe diferença significativa entre posições mais ou menos elevadas para estas estruturas especiais. A principal distinção prende-se com o facto de que quando posicionadas em cotas inferiores, os edifícios assentam diretamente sobre os pilares, enquanto, em cotas superiores, os pisos são suspensos por meio de pendurais.

No que diz respeito às estruturas de transferência localizadas nas zonas inferiores, estas podem ser executadas com técnicas convencionais onde a superestrutura é apoiada diretamente sobre estas desde o início da sua construção. Por outro lado, a construção de estruturas de transferência localizadas no topo de edifícios ou mesmo em níveis intermédios, exige a presença de elementos de suporte a grande altura, sendo usualmente necessário recorrer a sistemas provisórios de apoio significativos. Além disso, quando a estrutura de transferência é o último elemento a ser construído, como sucede nos casos em que se encontra no topo, pode ser necessário sustentar provisoriamente todo o edifício até à ativação do sistema [1].

Este tipo de estruturas é frequentemente materializado por elementos de betão armado/pré-esforçado e/ou de aço, que requerem volumetrias consideráveis. Por vezes, a compatibilização destes volumes com os usos funcionais dos pisos é difícil, pelo que a sua localização é habitualmente reservada para zonas técnicas, onde os volumes necessários não comprometem os espaços utilizáveis do edifício.

De um modo genérico, podem ser definidas cinco tipos de estruturas de transferência: vigas, treliças, escoras inclinadas, lajes espessas e “arcos e tirantes”, tal como se observa na imagem abaixo [Figura 2.1].

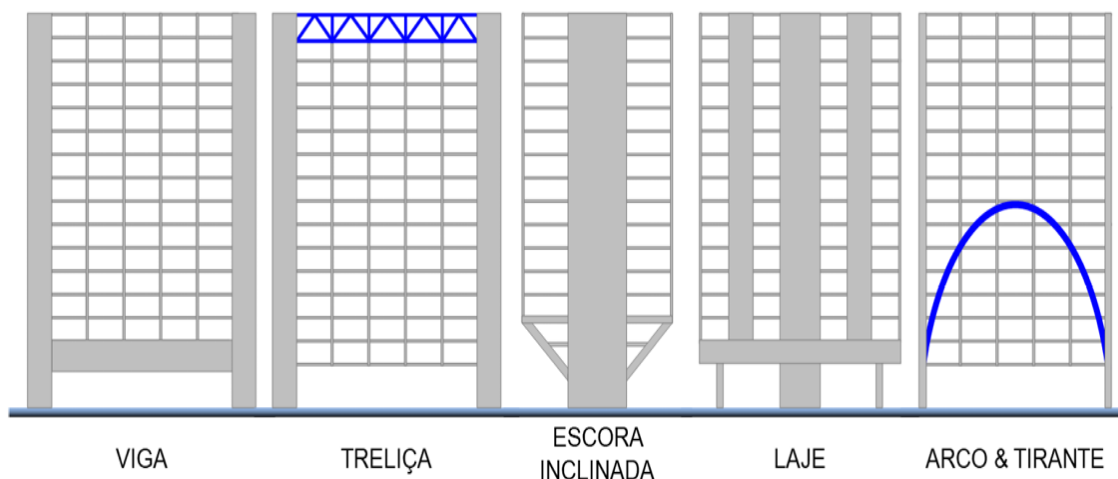


Figura 2.1- Estruturas de transferência, (Ribeiro ,2020)

Na maioria dos casos, as estruturas de transferência situam-se próximas da base do edifício, materializadas por sistemas de vigas, lajes ou grelhas de vigas, o que simplifica o processo construtivo, como referido anteriormente. Nas secções seguintes são apresentados alguns exemplos reais de obras em Portugal dotadas de estruturas de transferência de cargas como as acima tipificadas.

Os dois primeiros exemplos referem-se a situações em que o sistema de transferência estrutural é constituído por lajes de transferência. Estas correspondem a elementos espessos em betão armado ou pré-esforçado, capazes de redirecionar cargas em múltiplas direções. Devido à sua extensão sobre grandes áreas de implantação, estas lajes podem atingir espessuras de vários metros. Nestes casos, a aplicação de pós-tensionamento revela-se essencial, na medida em que permite um controlo mais eficaz das deformações e da fendilhação. No caso da Torre de São Gabriel, a solução estrutural evolui da laje de transferência para uma grelha de transferência, composta por um conjunto de vigas ortogonais, o que permite uma melhor integração com os sistemas de infraestruturas e uma redução do peso próprio face à laje maciça.

O terceiro exemplo diz respeito à utilização de uma treliça de transferência. As treliças são estruturas triangulares formadas por elementos retilíneos ligados nos nós, que trabalham essencialmente em regime axial, à tração ou à compressão. Este sistema é normalmente implementado entre paredes ou pilares em betão armado, recebendo cargas verticais nos nós correspondentes aos pilares descontinuados. Por fim, o quarto exemplo apresenta um sistema de transferência por tirantes inclinados. Neste tipo de solução, as cargas são transferidas desde o ponto de aplicação até aos apoios através de elementos tracionados inclinados. A componente de compressão horizontal pode ser assegurada pelas lajes dos

pisos, embora, devido às elevadas solicitações, seja frequentemente necessário recorrer a elementos adicionais embebidos no sistema de laje [1].

2.1.1. REABILITAÇÃO DE UM COMPLEXO HABITACIONAL EM LISBOA

O complexo habitacional Liberdade 203 [Figura 2.2] localiza-se na Avenida da Liberdade e Rua Rosa Araújo, em Lisboa, inserindo-se numa zona de proteção do património edificado. A intervenção incidiu sobre 5 edifícios do final do século XIX, com um piso enterrado e, na maioria dos casos, 5 a 6 pisos elevados. O Edifício 2 constitui uma exceção, apresentando originalmente apenas 2 pisos acima do solo.

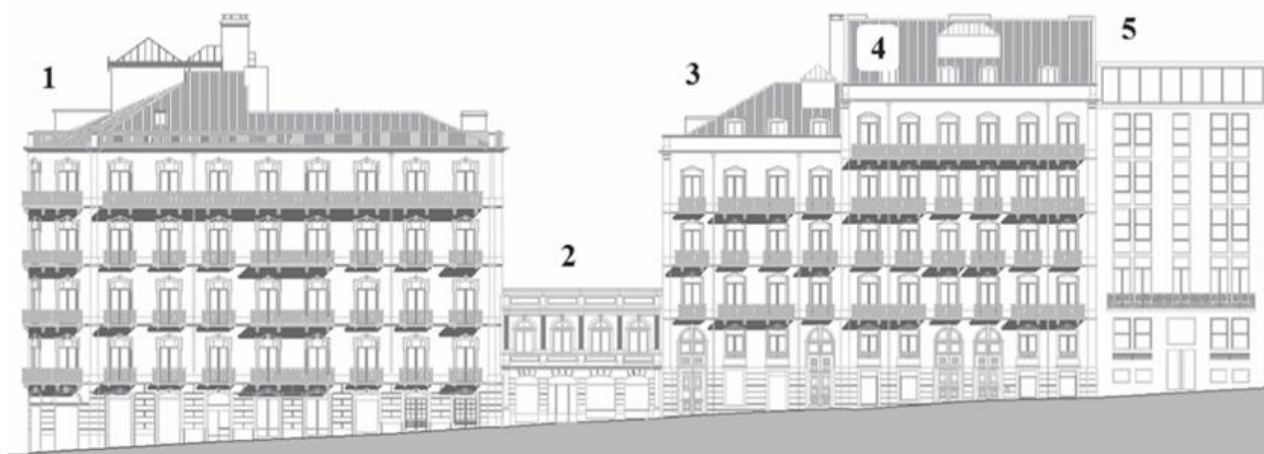
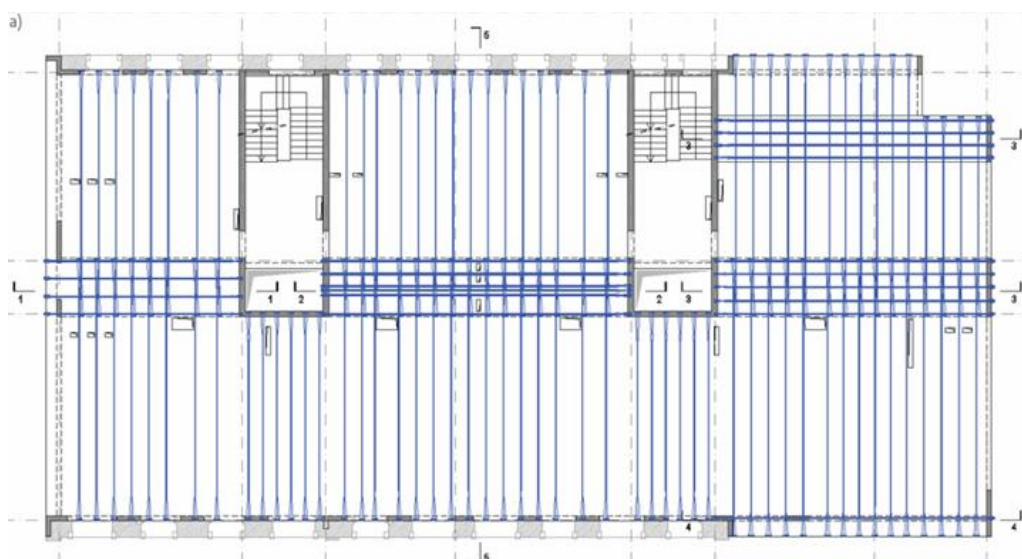
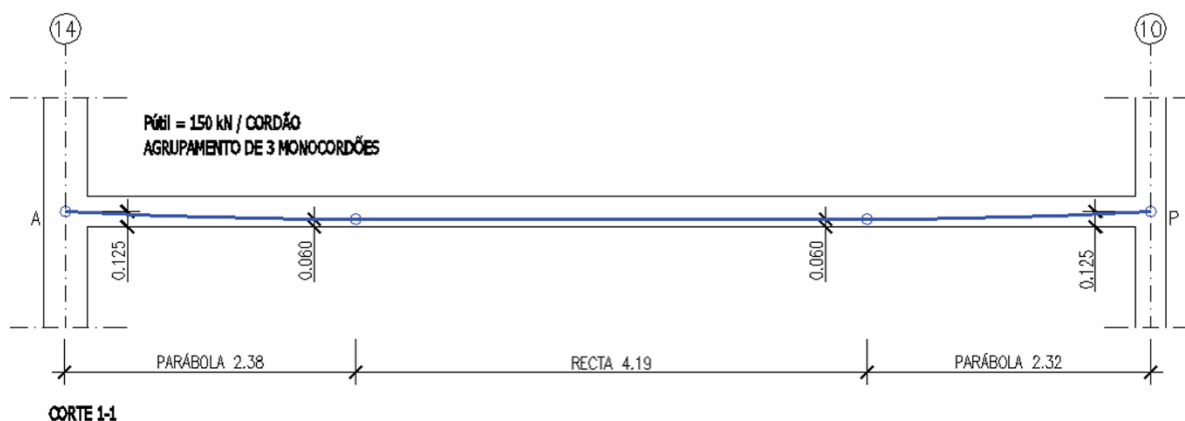


Figura 2.2- Alçado do complexo, (Almeida, 2018)

A reabilitação estrutural, motivada pelas exigências de conservação patrimonial e pelas atuais normas de segurança sísmica, implicou a adoção de diversas soluções técnicas, adaptadas à condição particular de cada edifício. Os edifícios foram organizados em três blocos: A correspondente ao edifício 1, B associado ao edifício 2 e C composto pelos edifícios 3 a 5.

Nos blocos B e C, devido ao avançado estado de degradação, procedeu-se à demolição integral do interior, mantendo-se apenas as fachadas de alvenaria. A nova estrutura, concebida em betão armado e pré-esforçado, inclui três pisos enterrados e vários pavimentos elevados apoiados de forma monolítica sobre pilares.

A diversidade funcional prevista, aliada às exigências arquitetónicas, nomeadamente a eliminação de pilares interiores a partir do piso térreo, conduziu à necessidade de introduzir estruturas de transição verticais. Estas assumem a forma de bandas maciças de betão pós-tensionado [Figuras 2.3 e 2.4], com cerca de cinquenta centímetros de espessura, capazes de vencer vãos de aproximadamente 13 metros sem apoios intermédios. As soluções pós-tensionadas foram essenciais para garantir o desempenho em serviço e o controlo das deformações nos pavimentos superiores [2].



2.1.2. CONSTRUÇÃO DA TORRE DE SÃO GABRIEL

A torre de São Gabriel [Figura 2.5] corresponde a um edifício residencial simbólico da cidade de Lisboa, localizado no Parque das Nações, numa zona requalificada para a Expo'98. A torre é constituída por 5 caves e 25 pisos elevados. A sua forma foi inspirada na proa de uma caravela, simbolizando, a herança marítima portuguesa e alinhando-se, portanto, na temática da exposição.

A estrutura dos pisos elevados foi materializada com recurso a grelhas de vigas mistas, formada por perfis metálicos ligados por conectores a lajes de betão, dois núcleos em betão e pilares metálicos que apoiam numa estrutura de transição, realizado em betão armado pré-esforçado. Este piso apoia-se unicamente nos núcleos que se encargam de transmitir as cargas até às fundações do edifício [3].



Figura 2.5- Torres de São Gabriel e São Rafael

O piso de transição, apresenta uma geometria elipsoidal assimilando-se com ao casco de um barco que se apoia tal como foi mencionado anteriormente apenas nos núcleos, suportando as cargas provenientes dos pisos superiores.

No que concerne à parte estrutural do elemento em si, este é composto por uma malha ortogonal de vigas de betão armado pré-esforçado, com altura variável, que recebem os pilares metálicos que nascem para os pisos superiores.

As vigas principais da grelha, dispostas longitudinalmente, possuem uma largura de um 1.20 metros com uma altura variável para acompanhar o contorno inferior da laje que varia entre 1.50 metros nas extremidades e 5.60 metros na zona central [Figura 2.6]. Por sua vez, as vigas dispostas transversalmente apresentam, em geral, uma largura de 1.0 metro com a altura a variar linearmente dos bordos para o interior do piso [3].

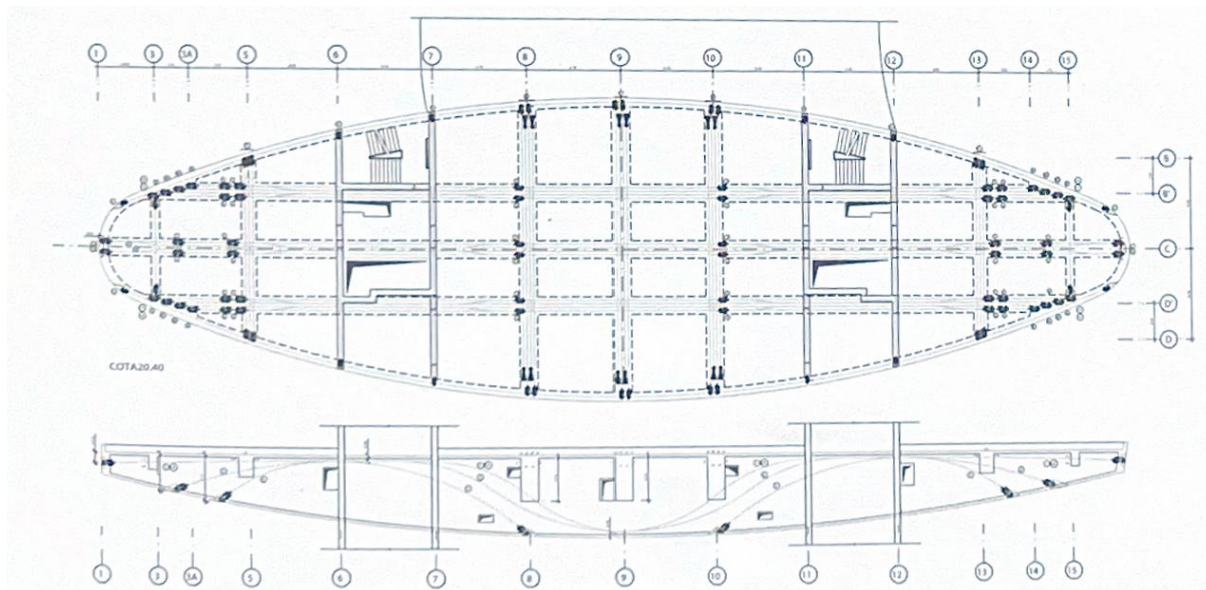


Figura 2.6- Planta e corte da laje de transição, (Appleton et al., 2000)

2.1.3. CENTRO ART'S BUSINESS & HOTEL

O Centro Art's Business & Hotel, é um conjunto composto por quatro edifícios que incluem um hotel, espaços comerciais e escritórios, localizado em Lisboa [Figura 2.8].



Figura 2.7- Centro Art's Business & Hotel, JSJ

Em três destes edifícios, foi necessário interromper alguns pilares ao nível do piso térreo, de forma a criar um espaço aberto destinado à circulação pedonal, o que implicou a adoção de uma estrutura de transferência. Assim, em cada edifício, o sistema de transferência é constituído por dois pórticos de *Vierendeel* centrais e duas treliças planas localizadas nas extremidades [Figura 2.8]. Todos estes elementos são executados em betão pré-esforçado [1].



Figura 2.8-Pormenor das treliças, (Ribeiro, 2020)

Os cordões superior e inferior das treliças possuem secção retangular com 0.80 m de largura e 1.00 m de altura, enquanto os elementos diagonais apresentam uma geometria quadrangular com altura de 0.80 m [1].

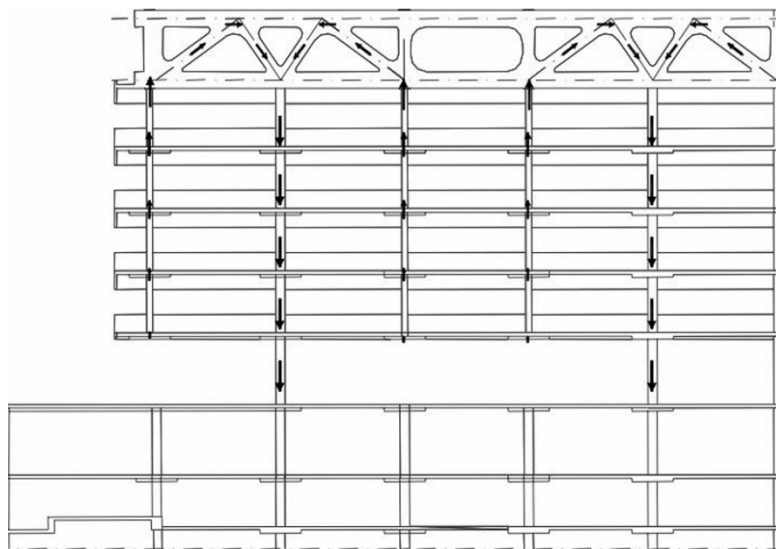


Figura 2.9- Esquema de transferência de cargas (Ribeiro, 2020)

Na [Figura 2.9], encontra-se representada a evolução dos caminhos das forças.

2.1.4. FPM 41

O edifício FPM 41, abreviatura para Fontes Pereira de Melo, localizado tal como o nome indica na Avenida Fontes Pereira de Melo no número 41, em Lisboa [Figura 2.10]. Corresponde a uma torre de escritórios com 17 pisos, que incorpora um sistema de transferência por tirantes.

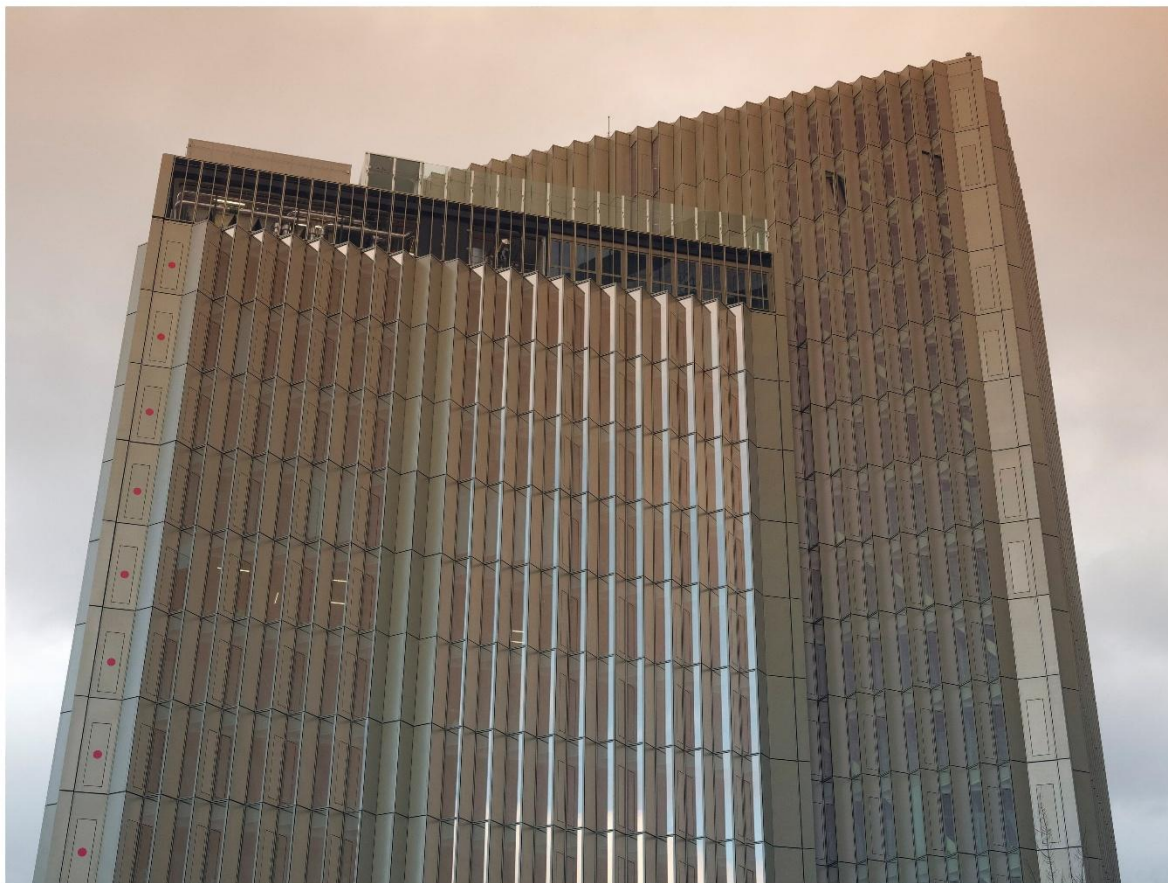


Figura 2.10- FPM 41, *Rockbuilding*

A carga proveniente de cada conjunto de três pisos é transferida para paredes em betão armado através de uma estrutura em aço colocada na diagonal com recurso a perfis RHS 400x250x20 [Figuras 2.11 e 2.12] [1].

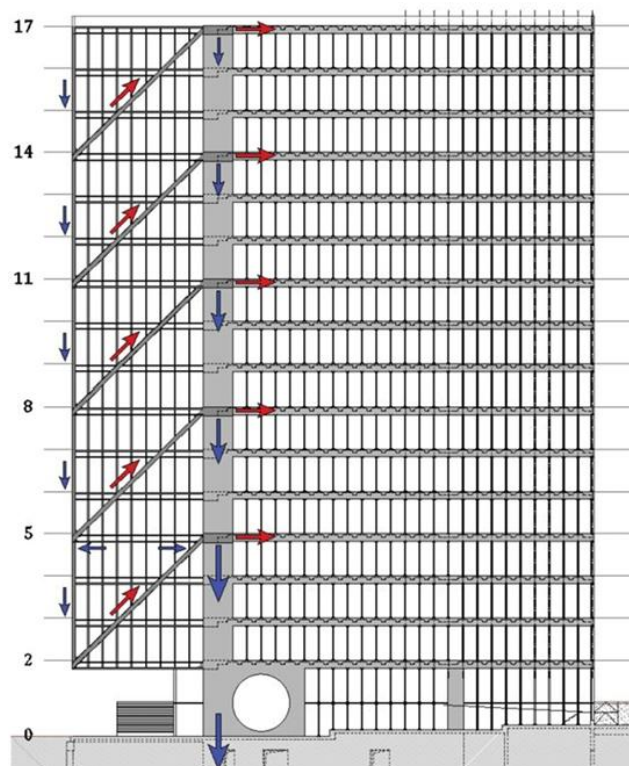


Figura 2.11- Vista Este do edifício (Ribeiro, 2020)

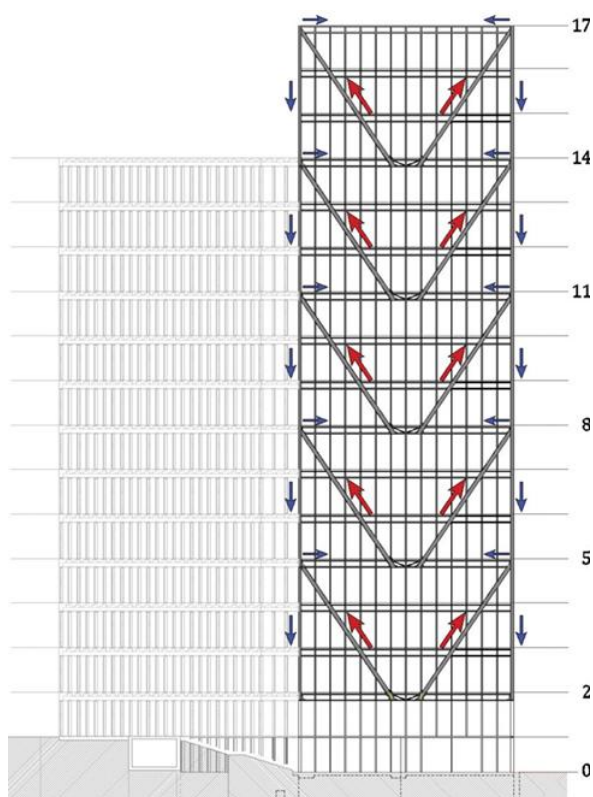


Figura 2.12- Vista Sul do edifício (Ribeiro, 2020)

2.2. CASO DE ESTUDO- *THE RESERVE*

O presente trabalho incide sobre a análise de um complexo habitacional [Figura 2.13] localizado no território de Gibraltar, composto por dois blocos distintos: Bloco Norte e Bloco Sul.



Figura 2.13- Empreendimento-*The Reserve*

A existência de um conjunto de reservatórios no local destinado ao Bloco Sul, datados do século XVIII e classificados como património a preservar, representou um obstáculo significativo à conceção estrutural convencional. Estes elementos inviabilizam a instalação de sistemas estruturais verticais contínuos, tornando necessária a implementação de mecanismos de transferência de carga, cuja descrição se apresenta a seguir.

O Bloco Sul [Figuras 2.14 e 2.15 (lado direito)] é composto por 10 pisos, sendo 9 deles destinados a funcionalidades residenciais e o último a uma cobertura ajardinada. Devido aos constrangimentos mencionados, o primeiro piso do Bloco Sul corresponde ao quarto piso do Bloco Norte. O terceiro piso destina-se a uma área comum do *Resort* e a uma piscina exterior. Antagonicamente, o Bloco Norte [Figura 2.15 (lado esquerdo)] corresponde a um edifício convencional, em betão armado, composto por 15 pisos, sendo, novamente, o último destinado a uma cobertura ajardinada [4].

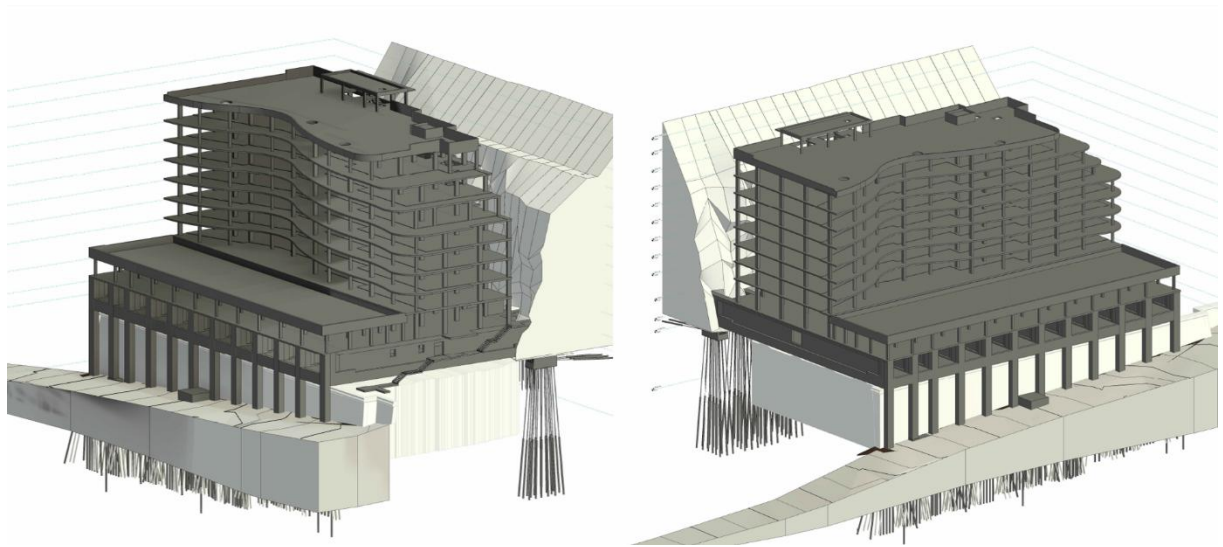


Figura 2.14- Modelo Revit do Bloco Sul



Figura 2.15- Alçado do edifício *The Reserve*

A presença dos reservatórios impossibilita, na zona do Bloco Sul, a adoção de um sistema estrutural convencional. Tendo em conta a volumetria do edifício e as elevadas cargas associadas, tornou-se fundamental criar sistemas de transferência de cargas. A solução adotada consiste na criação de vigas de betão pré-esforçadas apoiadas em ambos os lados dos tanques tal como se pode ver na [Figura 2.16].

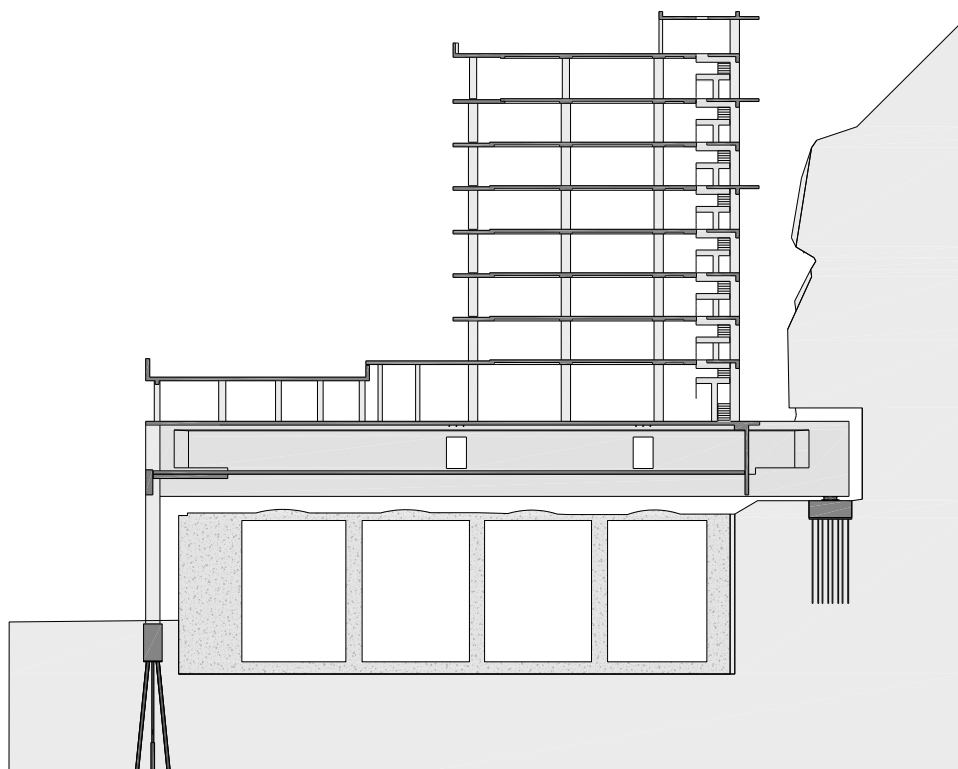


Figura 2.16- Corte transversal do Bloco Sul

Estes elementos pré-esforçados, encarregam-se de transferir as cargas aos elementos de apoio e às fundações do edifício. Devido à magnitude dos esforços envolvidos, foi fundamental definir criteriosamente as condições de apoio, condicionadas pela topografia acentuada do terreno e distintas em cada extremidade das vigas, assegurando a eficácia estrutural do sistema. No lado da encosta, as fundações foram escavadas diretamente na rocha, tirando partido da estabilidade geotécnica da mesma. No lado oposto, situado a uma cota inferior, foram criados pilares, com uma secção transversal de 1 metro de comprimento por 1.25 metros de largura, com alturas variáveis, solidarizados com as vigas e apoiados em fundações indiretas, constituídas por maciços de microestacas [Figura 2.15]. Para uniformizar a estrutura, foram ainda criadas vigas posicionadas transversalmente, de modo a criar um corpo único no lado do pilar, designado por pórtico da *Europa Road*. No total, foram construídas 12 vigas pré-esforçadas [Figura 2.16], com vãos livres entre 40 e 47 metros, espaçadas, geralmente, de 5.75 metros, possuindo 1.25 metros de largura e 5.26 metros de altura.

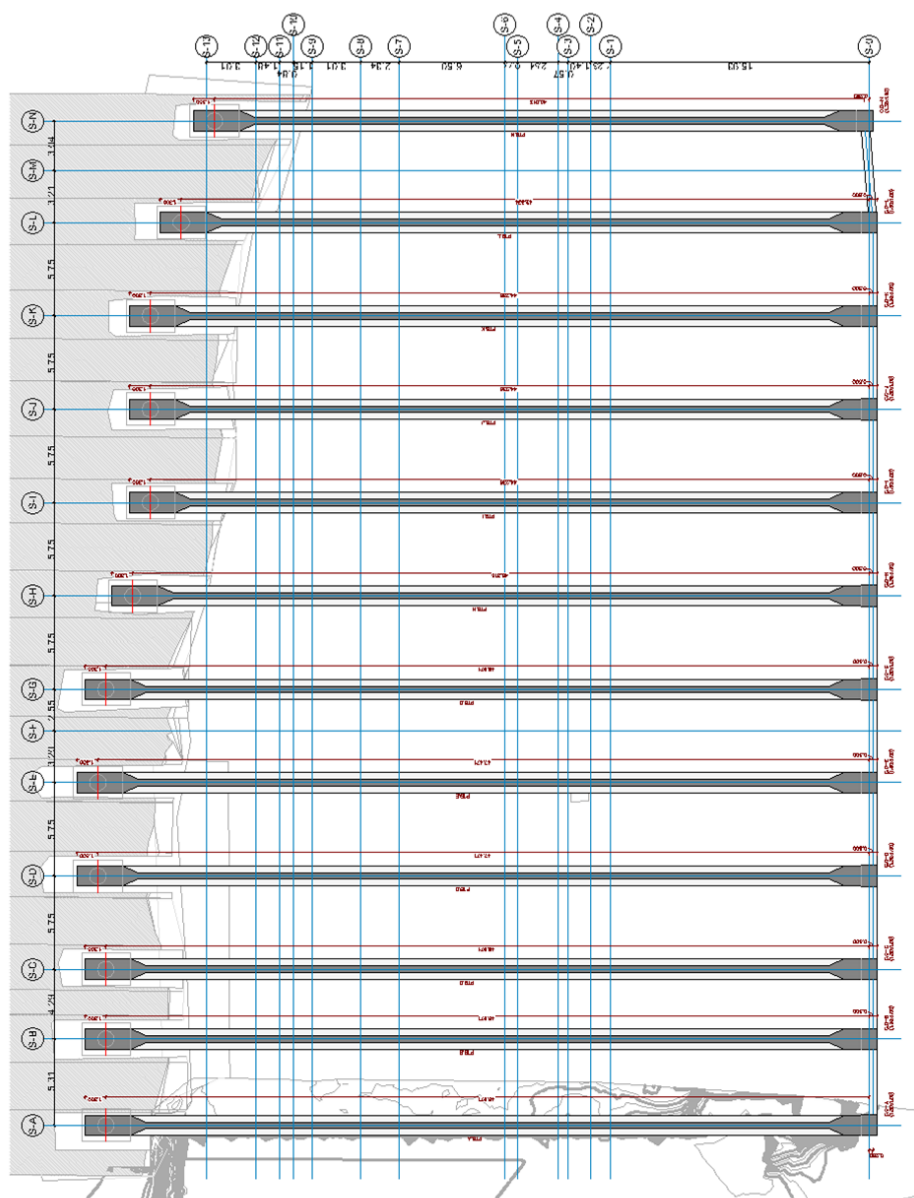


Figura 2.17- Planta estrutural das vigas pré-esforçadas

Visto que estas vigas apresentam níveis de complexidade de modelação muito exigentes, decidiu-se estudar apenas uma viga em específico. Realça-se que a realização de uma análise constituiria um processo repetitivo sem grande distinção metodológica, implicando apenas num aumento da amostra. Deste modo, decidiu-se analisar uma viga central do edifício, caracterizada por apresentar um vão maior, além de se caracterizar por ser a viga mais carregada dentro das 12 vigas. Esta corresponde à viga PT-E, associada ao alinhamento E da planta estrutural [Figura 2.17]. O alçado encontra-se representado na [Figura 2.18].

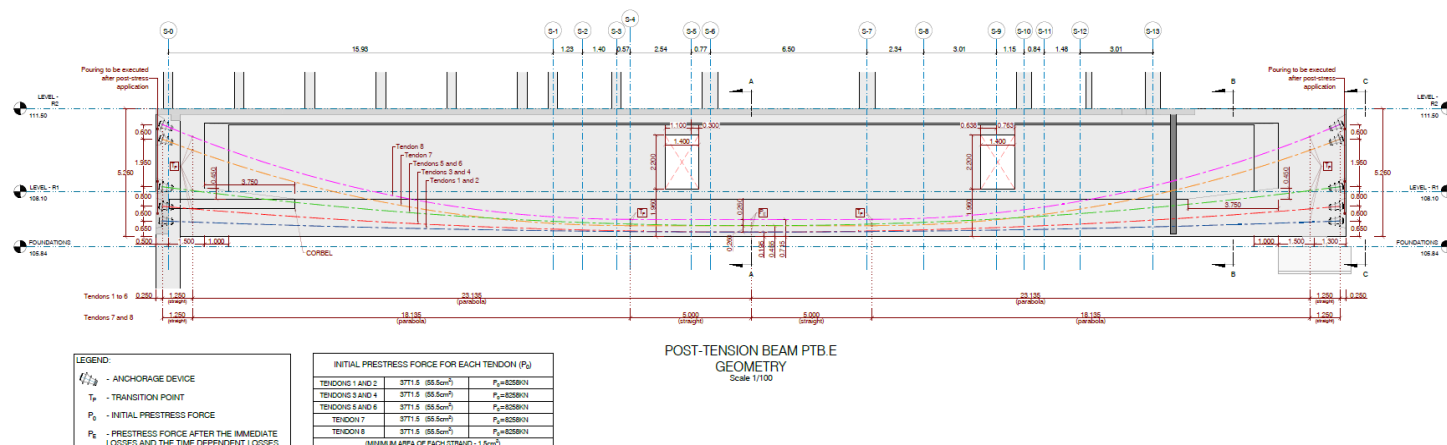


Figura 2.18- Alçado da viga PT-E

2.2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DAS VIGAS

As vigas apresentam todas a mesma secção transversal, variando apenas o vão e a quantidade de pré-esforço. Naturalmente, como as vigas são pré-esforçadas, nas zonas das extremidades a secção transversal apresenta um alargamento da secção para permitir a ancoragem segura dos cabos [Figura 2.19]. Esta solução visa acomodar os dispositivos de ancoragem e controlar as tensões localizadas geradas pela transferência das forças do pré-esforço, reduzindo deste modo o risco de fendilhação e aumentar a resistência ao corte da secção [5]. Por sua vez, nas zonas centrais a secção transversal apresenta uma configuração em “I”, dado que esta geometria permite uma utilização mais eficiente dos materiais às solicitações de flexão [Figura 2.20]. As secções em “I” proporcionam uma elevada rigidez à flexão com a retirada de matéria das zonas próximas do eixo neutro e que apresentam um baixo contributo para a inércia da mesma, sendo considerada uma solução otimizada.

Cada viga apresenta ainda, em média, 8 cabos de pré-esforço com variação no número de cordões consoante os esforços atuantes. A viga PT-E é tensionada em três fases distintas, que serão detalhadas posteriormente.

Quadro 2.1- Caracterização dos cabos de pré-esforço

	PTB-E
1ª Fase	4 cabos de 37 cordões
2ª Fase	2 cabos de 37 cordões
3ª Fase	2 cabos de 37 cordões

2.2.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

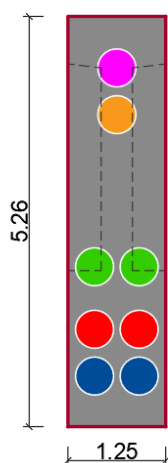


Figura 2.19- Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona do apoio

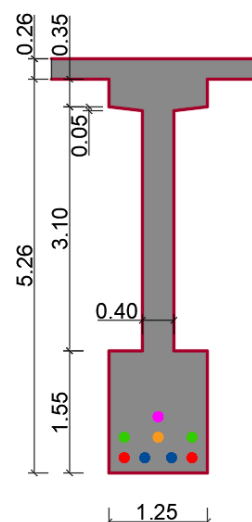


Figura 2.20- Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona de meio-vão

Em muitas circunstâncias as estruturas são analisadas considerando o descimbramento simultâneo de toda a estrutura aquando da sua colocação em carga. Todavia, na realidade e de acordo com o modo com que as estruturas são construídas esta metodologia não corresponde à realidade e constitui uma simplificação. Em alguns casos, como o presente, é necessário considerar configurações intermédias, resultantes do faseamento construtivo. Além disso, a análise de deformações decorrentes dos efeitos diferidos do betão é neste caso importante, na medida em que pode introduzir redistribuições de esforços nos pisos superiores [6].

Atualmente, com o avanço dos programas computacionais de cálculo estrutural e técnicas de modelação com elementos finitos, é possível realizar análises viscoelásticas que incorporam o faseamento construtivo e os efeitos diferidos dos materiais. Assim, torna-se fundamental caracterizar o processo

para que seja devidamente considerado nas fases posteriores. Este trabalho procura apresentar, com detalhe e rigor, o faseamento coerente com a execução da obra [4].

Relativamente às vigas, o faseamento construtivo divide-se em três etapas, considerando as suas grandes dimensões:

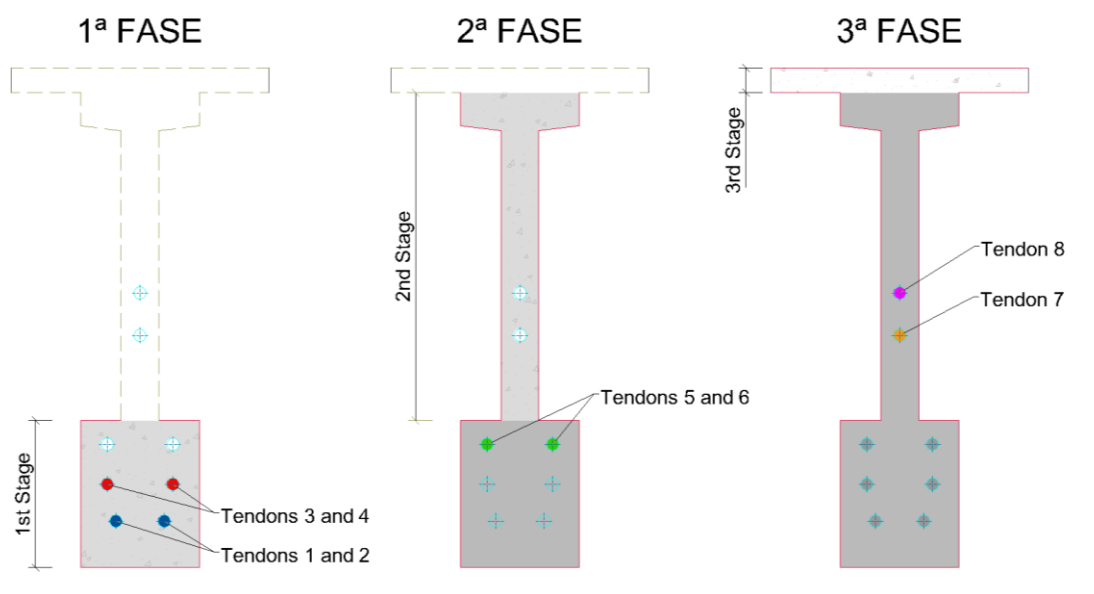


Figura 2.21- Faseamento construtivo das vigas

Na primeira fase, apenas é betonado o banzo inferior, que corresponde, em geral, a um bloco retangular com 1.55 metros de altura e 1.25 metros de largura. Nas zonas de extremidade, a viga apresenta uma secção mais reforçada com 2.0 metros de altura. Nesta fase são ainda tensionados 4 cabos de pré-esforço, nomeadamente, os cabos numerados de 1 a 4 [Figura 2.21].

Em seguida, é betonada a alma da viga perfazendo uma secção com altura total de 5 metros da secção. Depois da betonagem desta segunda fase serão tensionados mais dois cabos de pré-esforço referentes aos cabos 5 e 6 [Figura 2.21].

Por fim betona-se o banzo superior da viga que corresponde à laje do segundo piso do Bloco Sul, com uma espessura de vinte e seis centímetros, materializando uma secção com 5.26 metros de altura total. Contrariamente às fases anteriores, nesta fase os cabos de pré-esforço (cabos 7 e 8) não são tensionados logo após a betonagem da laje, mas sim numa fase muito posterior que corresponde à betonagem do quinto piso [Figura 2.21].

3

ANÁLISE NUMÉRICA

3.1. INTRODUÇÃO

A análise estrutural tem evoluído significativamente com o apoio de *softwares* numéricos, permitindo a realização de simulações cada vez mais complexas e realistas. Entre estas, destacam-se as análises viscoelásticas, que incorporam efeitos diferidos como a fluência e a retração do betão, fundamentais para a avaliação precisa do comportamento estrutural ao longo do tempo. Estes fenómenos, intrínsecos ao material, influenciam diretamente o desempenho das estruturas, nomeadamente em elementos sujeitos a esforços constantes ou variáveis durante a sua vida útil.

A possibilidade de considerar tais efeitos nas modelações numéricas representa um avanço notável no campo da engenharia estrutural, permitindo que se aproxime cada vez mais da realidade do comportamento observado nas estruturas. No entanto, apesar da sofisticação crescente destes programas, os resultados obtidos não devem ser aceites de forma acrítica. A complexidade dos modelos utilizados, aliada às várias hipóteses simplificativas que lhes estão subjacentes, podem conduzir a desvios significativos face ao comportamento real, caso não sejam devidamente compreendidas e controladas.

Neste sentido, a comparação com soluções analíticas e modelos teóricos continua a assumir um papel crucial. Estas abordagens, embora mais simplificadas, fornecem um referencial importante para a validação dos resultados numéricos, permitindo identificar eventuais inconsistências ou desvios nos modelos computacionais. Para além disso, contribuem para uma melhor compreensão dos mecanismos estruturais envolvidos, reforçando a capacidade crítica do engenheiro na interpretação dos resultados e na tomada de decisões fundamentadas.

3.2. DESCRIÇÃO DO SOFTWARE

O programa *DIANA FEA*, acrónimo de *Displacement ANAlyser*, é uma ferramenta de cálculo baseada no método de elementos finitos (MEF), amplamente utilizado na engenharia civil para a modelação e análise de estruturas e materiais. Este *software* permite a simulação de fenómenos mecânicos complexos, oferecendo a possibilidade da inclusão de diversos tipos de análises que serão descritas posteriormente [7].

Desenvolvido para análises estruturais complexas, o *DIANA* permite a aplicação do MEF em diversas áreas da engenharia incluindo estruturas de betão, alvenaria, solos e interações solo-estrutura. A sua capacidade de representar comportamentos não lineares, efeitos de tempo, fissuração e outros fenómenos físicos complexos torna-o particularmente adequado para estudos avançados, projetos de reabilitação e investigação científica.

O programa destaca-se pela sua capacidade de representar com elevado rigor o comportamento de materiais heterogêneos e não lineares, como o betão fissurado, solos ou mesmo as interfaces entre diferentes componentes estruturais [7].

Dada a sua versatilidade, o *DIANA* permite abordar diversos tipos de problemas através de diferentes análises, tais como:

- Análise viscoelástica;
- Análise não linear material e geométrica;
- Análise térmica e termo-mecânica;
- Percolação da água;
- Interação estrutura-fluido.

Para o problema em questão o tipo de análise de interesse é a análise estrutural viscoelástica, visto ser aquela que permite um enquadramento direto e compatível com o objetivo do estudo. A utilização deste *software* é ainda relevante, uma vez que permite a avaliação evolutiva da estrutura, não apenas no que concerne à introdução de efeitos diferidos nos materiais, como a fluência e retração, ambos essenciais para a descrição real do problema, mas também a possibilidade de contemplar a evolução do esquema estrutural.

Os motivos que tornam este problema num problema complexo são diversos, podendo ser descritos pelos seguintes pontos:

- Alteração do esquema estrutural, associada naturalmente a uma evolução do carregamento ao longo do tempo;
- Evolução das propriedades e das deformações do betão com tempo, considerada em modelos constitutivos;

A possibilidade da realização do faseamento construtivo torna-se um ponto fulcral para a simulação deste problema, visto que o *DIANA* permite a ativação/desativação de diferentes elementos que não “nascem” em idades equivalentes tornando a simulação muito próxima da construção real. Além disso, à medida em que a estrutura evolui, é permitida a alteração das propriedades mecânicas dos materiais, um ponto importante que será descrito posteriormente na explanação das cargas.

3.2.1. TIPOS DE ANÁLISES

O *DIANA* fornece uma ampla gama de possibilidades nos diversos campos de aplicação. Os principais tipos de análises disponíveis são:

- Análise estrutural;
- Análises geotécnicas;
- Análises hidráulicas/de fluxos.

No caso de estudo, foram escolhidas as análises estruturais, que se subdividem em diversos tipos que permitem simular comportamentos variados. Destacam-se as seguintes:

- Análise linear, que permite avaliar deslocamentos, esforços e tensões assumindo comportamentos elásticos e lineares dos materiais;
- Análise não linear, que considera não linearidades geométricas, do material e de contacto, permitindo assim simular plastificação, fissuração ou mesmo grandes deformações;
- Análise de fluência e retração, simulando deste modo os efeitos diferidos do betão ao longo do tempo;
- Análises faseadas, projetadas para a modelação do processo construtivo por fases, essencial quando se pretende ter em conta o faseamento sequencial de execução de obras.

3.2.2. GEOMETRIAS E MATERIAIS

O *software*, permite a criação de geometrias associadas a diferentes tipos de elementos finitos, os quais modelam o comportamento físico e mecânico de componentes estruturais com características distintas. De forma geral, estes elementos classificam-se em elementos de volume, de laje, de casca, de estado plano de tensão ou de deformação, e ainda elementos de barra (treliça ou viga).

Os elementos de volume são utilizados para representar materiais tridimensionais contínuos, como é o caso de elementos de betão. Estes elementos permitem a simulação de tensões e deformações internas, sendo adequados para modelar a não linearidade material, fissuração, fluência e retração.

Por sua vez, os elementos de barra são aqui aplicados na modelação de armaduras quer ativas ou passivas. Estes elementos assumem um comportamento uniaxial, permitindo a representação da resposta axial das armaduras ao longo do tempo, podendo ser embebidos nos elementos de volume ou tratados como elementos discretos. No caso dos elementos embebidos, os deslocamentos dos nós são obtidos por interpolação dos deslocamentos dos nós do elemento finito no qual o elemento de armadura está embebido.

A definição dos materiais está intimamente ligada à geometria, uma vez que os modelos constitutivos são atribuídos aos diferentes tipos de elementos consoante o seu papel estrutural. O *DIANA* disponibiliza uma ampla gama de modelos constitutivos e que permite a utilização de diferentes códigos normativos para a caracterização dos materiais.

No caso do betão, foram considerados os parâmetros definidos pelo Eurocódigo 2 [8], dada a sua ampla utilização em contexto europeu e a familiaridade com as metodologias de cálculo. O programa também oferece suporte e outras referências normativas, como o *Fib Model Code* 2010 [9] e o código AASHTO [10], permitindo maior flexibilidade em contextos internacionais.

Para os elementos de barra, representativos das armaduras, optou-se antes por uma modelação baseada num comportamento linear-elástico, adequada para os objetivos do estudo. Esta abordagem é frequentemente adotada em análises onde a plastificação das armaduras não é um fator determinante [7].

3.2.3. APOIOS

No *software DIANA FEA*, e no que diz respeito às condições fronteira, é possível fazer a distinção entre os apoios rígidos e conexões elásticas ou interfaces, que compõem este tópico.

Os apoios rígidos consistem em restrições impostas diretamente aos graus de liberdade de nós específicos, impedindo translações e/ou rotações nas direções definidas. Estes são utilizados para simular vínculos fixos, apoios simples ou deslizantes, de acordo com o comportamento pretendido. As restrições podem ser impostas em pontos, linhas ou superfícies, e aplicadas de forma individual ou em grupos, permitindo uma flexibilidade na definição do modelo estrutural.

As conexões são utilizadas para modelar ligações elásticas, interfaces entre componentes estruturais distintos ou apoios com rigidez definida. Estas podem simular contactos com ou sem fricção, ligações com resistência limitada ou comportamento não linear. O *DIANA* permite ainda a definição de elementos de interface especializados, essenciais na modelação de contactos entre materiais ou entre ligações.

3.2.4. CARGAS

A definição e aplicação de cargas no *DIANA* é extremamente abrangente e adaptada a uma vasta gama de análises estruturais. O programa distingue fundamentalmente dois tipos de carregamentos consoante a sua abrangência no modelo:

- As “*Loads*” são cargas que se associam a partes específicas do modelo;
- As “*Global Loads*” são cargas aplicadas globalmente ao modelo.

As “*Global Loads*” dizem respeito a ações aplicadas globalmente, sendo o mais comum o peso próprio da estrutura, que é automaticamente calculado a partir da densidade dos materiais atribuídos aos elementos. Este tipo de carga é fundamental em todas as fases do projeto, sendo geralmente ativada no início da modelação.

As “*Loads*”, referem-se a ações aplicadas a regiões específicas do modelo, como nós, linhas, superfícies ou volumes. Dentro desta categoria incluem-se:

- Cargas concentradas, aplicadas em pontos definidos, representando ações localizadas como forças ou momentos;
- Cargas distribuídas, que podem ser impostas ao longo de bordos, superfícies ou volumes, representando por exemplo ações lineares em vigas, pressões uniformes sobre lajes ou cargas volumétricas;
- Cargas de deformações impostas, utilizadas para simular efeitos como pré-deformações, assentamentos ou encurtamentos térmicos.

A modelação numérica do caso de estudo em questão prevê ainda a aplicação de um outro tipo de carga, designado de cargas de pós-tensão.

Estas cargas são modeladas diretamente nos elementos de barra que representam os cabos de pré-esforço. O *software* permite ainda o tensionamento dos cabos quer numa quer em ambas as extremidades, além de considerar as perdas imediatas e, eventualmente, as perdas diferidas, seguindo o modelo normativo CEB-FIP *Model Code* 1990 [11].

O *DIANA* permite ainda a definição de combinações de cargas, fundamentais para avaliar os diferentes cenários de projeto segundo o Eurocódigo [8], além de possibilitar a aplicação de cargas térmicas, cargas de fluência e de retração e cargas sísmicas, mediante análises dinâmicas.

3.3. INFLUÊNCIA DA IDADE DE CARREGAMENTO, CONSIDERANDO A REOLOGIA DO EC2

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO QUANTO À REOLOGIA

3.3.1.1. Evolução da resistência no tempo

A evolução temporal da resistência do betão deve ser determinada experimentalmente. Contudo, a NP EN 1992-1-1 [8] apresenta uma expressão aproximada para estimar essa evolução em função do tipo de cimento utilizado:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad 3.1$$

em que:

$$\beta_{cc}(t) = e^s * \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right) \quad 3.2$$

sendo:

- t representa a idade do betão expressa em dias;
- f_{cm} corresponde ao valor médio da resistência do betão referida aos 28 dias;
- s é um fator que depende do tipo de cimento e que se encontra caracterizado na tabela abaixo:

Quadro 3.1- Valores característicos do parâmetro s

Tipo de cimento	Valor do parâmetro s
CEM 42.5 R CEM 52.5 N CEM 52.5 R	0.20
CEM 32.5 R CEM 42.5 N	0.25
CEM 32.5 N	0.38

Na caracterização do cimento, segundo a norma NP EN 197-1, a letra R indica um cimento de presa rápida e a letra N relaciona-se com um cimento de presa normal.

3.3.1.2. Módulo de elasticidade do betão

A evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo pode ser estimada pela seguinte relação:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0.3} * E_{cm} \quad 3.3$$

onde, E_{cm} representa o valor médio do módulo de elasticidade aos 28 dias. Para agregados calcários e de grés o valor pode ser reduzido entre 10 e 30% respetivamente e para agregados basálticos deve ser aumentado em 20% [12].

O módulo de elasticidade aos 28 dias pode ser estimado a partir da resistência à compressão média simples pela seguinte relação:

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \text{ [GPa]} \quad 3.4$$

com f_{cm} expresso em MPa.

3.3.2. FLUÊNCIA E RETRAÇÃO

3.3.2.1. Fluência

A fluência ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados. A evolução no tempo da deformação do betão ε_{cc} sujeita a tensão constante é obtida para tensões inferiores a $0.45f_{ck}$, por:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t_0) * \varepsilon_{c,0} \quad 3.5$$

em que $\varepsilon_{c,0} = \sigma_{c,0}/E_{c,0}$ representando a deformação instantânea do betão e $\varphi(t, t_0)$ é designado por coeficiente de fluência, t_0 representa o instante em que é aplicada a tensão inicial e t corresponde a qualquer instante de tempo superior a t_0 .

Importa notar que o aumento da resistência do betão conduz, naturalmente, a uma redução do coeficiente de fluência, e que quanto mais tarde o betão for solicitado menor será o seu coeficiente de fluência. Consequentemente menor será o acréscimo de deformação ao longo do tempo [12].

O coeficiente de fluência vem dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad 3.6$$

em que:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta_{f_{cm}} * \beta(t_0) \quad 3.7$$

e φ_{RH} é o coeficiente que tem em conta a fluência da humidade relativa RH em percentagem e vem dado por:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 * \sqrt[3]{h_0}}, \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad 3.8$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) \alpha_2, \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad 3.9$$

$\beta_{f_{cm}}$ é um fator que tem em conta a influência do valor médio da tensão de rotura do betão (f_{cm}) aos 28 dias e vem dado por:

$$\beta_{f_{cm}} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad 3.10$$

$\beta(t_0)$ é o fator que tem em conta a idade do betão, t_0 , expresso em dias, quando é carregado e vem dado por:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} \quad 3.11$$

$\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que representa a evolução da fluência no tempo e que pode ser expresso por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \quad 3.12$$

β_H é um coeficiente que depende da humidade relativa, RH em percentagem e da espessura equivalente do elemento, h_0 , expresso em milímetros, e que pode ser designado por:

$$\beta_H = 1.5 * [1 + (0.012 RH)^{18}] * h_0 + 250 \leq 1500, \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad 3.13$$

$$\beta_H = 1.5 * [1 + (0.012 RH)^{18}] * h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3, \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad 3.14$$

em que os coeficientes α_i são dados por:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} \quad 3.15$$

A influência do tipo de cimento (S, N ou R correspondem, respetivamente a cimentos de presa lenta, normal e rápida) no coeficiente de fluência deve ser tomado em consideração corrigindo o coeficiente $\beta(t_0)$, por modificação do valor de t_0 de acordo com a seguinte expressão:

$$t_0 = t_{0,T} * \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 \quad 3.16$$

em que:

Quadro 3.2- Parâmetros α em função do tipo de cimento

Tipo de cimento	Valor do parâmetro α
Cimento do tipo S (presa lenta)	$\alpha = -1$
Cimento do tipo N (presa normal)	$\alpha = 0$
Cimento do tipo R (presa rápida)	$\alpha = 1$

e $t_{0,T}$ representa a idade do betão na altura do carregamento, corrigida em função da temperatura (maturidade do betão) de acordo com a expressão seguinte:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right)^{-13.65}} * \Delta t_i \quad 3.17$$

em que Δt_i representa o número de dias em que a temperatura é T. Para temperaturas baixas ou altas, t_T deve substituir t nas expressões anteriores.

3.3.2.2. Retração

A extensão de retração, em geral encurtamento, pode ser expressa pela adição de duas parcelas- a retração de secagem e a retração autogénea.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 3.18$$

em que:

- ε_{cd} representa a retração de secagem;
- ε_{ca} representa a retração autogénea.

A retração autogénea está associada à variação de volume devida às reações químicas de hidratação do cimento.

A retração de secagem está relacionada com a perda de água do betão. Trata-se de um processo de difusão lento que, no caso de elementos de grandes dimensões, envolve essencialmente a camada mais exterior do betão. No interior destes elementos a humidade relativa é, em geral, superior a 90%. À superfície é idêntica à do meio ambiente [12].

A essa secagem estão associadas variações da tensão no sistema de poros do betão, as quais geram variações dimensionais. A retração de secagem pode estimar-se pelas seguintes fórmulas:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad 3.19$$

em que:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 * \sqrt{h_0^3}} \quad 3.20$$

- $\beta_{ds}(t, t_s)$ representa a evolução no tempo da retração por secagem;
- t_s representa a idade do betão no início da retração de secagem, corresponde ainda ao fim do período de cura do betão;
- k_h é um coeficiente que depende da espessura do elemento;
- $\varepsilon_{cd,0}$ é a retração de secagem nominal.

A retração de secagem nominal pode ser estimada conforme indicado no Eurocódigo 2 [8], anexo B através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad 3.21$$

$$\beta_{RH} = 1.55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad 3.22$$

em que:

- f_{cm} representa o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, expresso em MPa;
- f_{cm0} assume o valor de 10 MPa;
- α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependem do tipo de cimento, tendo os seguintes valores:

Quadro 3.3- Valores dos parâmetros α_{ds1} e α_{ds2} em função do tipo de cimento

Tipo de cimento	α_{ds1}	α_{ds2}
Cimento tipo S	3	0.13
Cimento tipo N	4	0.12
Cimento tipo R	6	0.11

- RH representa a humidade relativa ambiente medido em percentagem, o valor de RH_0 assume o valor de 100%.

Assim sendo, quanto menor for a espessura do elemento mais rapidamente se desenvolve a retração de secagem. Quanto maior for a humidade relativa média local tanto menor será a retração por secagem [12].

A retração autogénea pode estimar-se através da seguinte fórmula:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad 3.23$$

em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad 3.24$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2\sqrt{t}} \quad 3.25$$

- β_{as} representa a evolução no tempo da retração autogénea;
- $\varepsilon_{ca}(\infty)$ representa o valor da retração autogénea para tempo infinito.

É de referir ainda que a retração autogénea está diretamente relacionada com a redução de água livre nos poros do betão associada às reações de hidratação do cimento, sendo além disso praticamente uniforme na espessura do betão. É tanto maior quanto maior for a resistência do betão e ocorre nos primeiros meses. [12].

3.4. PRÉ-ESFORÇO, CONCEITO DE PERDAS INSTANTÂNEAS

O valor máximo da força de tensionamento das armaduras pré-esforçadas, está limitada a:

$$P_{máx} = A_p * \min \begin{cases} 0.8 * f_{pk} \\ 0.9 * f_{p0.1k} \end{cases} \quad 3.26$$

em que:

- A_p representa a área dos cabos de pré-esforço;
- f_{pk} e $f_{p0.1k}$ representam respetivamente o valor característico da resistência à tração do aço do pré-esforço e o valor limite convencional de proporcionalidade da tensão a 0.1%.

Após se darem as perdas instantâneas, o valor do pré-esforço não deve exceder os seguintes valores:

$$P_{m,0} = P_{máx} - \Delta P_i(x) \leq A_p(\min) * \begin{cases} 0.75 * f_{pk} \\ 0.85 * f_{p0.1k} \end{cases} \quad 3.27$$

em que $\Delta P_i(x)$ representa o valor das perdas instantâneas numa secção a uma dada distância x da secção onde é aplicado o pré-esforço. Ao longo do tempo ocorrem novas perdas de tensão devido à fluência, à retração do betão, e à relaxação das armaduras ΔP_{c+s+r} , sendo o pré-esforço [13] numa dada secção dado, para um instante t , por:

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x) \quad 3.28$$

3.4.1. PERDAS INSTANTÂNEAS

3.4.1.1. Perdas por atrito

Devido à curvatura das armaduras de pré-esforço surgem, aquando da aplicação do pré-esforço, forças com sentido contrário ao da força do cabo na ancoragem onde está aplicado o pré-esforço (ancoragem ativa). As forças de atrito são proporcionais à força de compressão, e ao coeficiente de atrito μ entre as armaduras de pré-esforço e a bainha [13].

$$F = \mu * q * ds \quad 3.29$$

onde:

$$q * ds = P * d\beta \quad 3.30$$

Do equilíbrio na direção horizontal obtém-se para uma secção genérica à distância x da extremidade de tensionamento:

$$P_0(x) = P'_0 * e^{-\mu(\beta+kx)} \quad 3.31$$

onde:

- μ representa o coeficiente de atrito;
- β representa a soma dos ângulos de desvio da armadura de pré-esforço;
- k representa o desvio angular

3.4.1.2. Perdas por reentrância de cunhas

Após a libertação do macaco de aplicação do pré-esforço e a subsequente fixação das cunhas na ancoragem ativa, verifica-se, em todos os sistemas analisados, uma reentrada das cunhas, e consequentemente do cabo, da ordem de 4 a 6 milímetros. Esta reentrada traduz-se numa redução do alongamento efetivo do cabo, implicando uma correspondente perda de tensão nas armaduras pré-esforçadas.

Admitindo que o diagrama de perdas por atrito apresenta uma variação aproximadamente linear, e considerando que o efeito do atrito devido à reentrada das cunhas é equivalente ao observado durante a aplicação do pré-esforço, bem como assumindo que esta perda de tensão não se propaga até à extremidade da ancoragem fixa [13], obtém-se a seguinte relação para a avaliação da perda de força no cabo:

$$\Delta P = 2 * p * \omega \quad 3.32$$

Em que p representa a perda de tensão por atrito, por metro linear (declive do diagrama), na zona onde se faz sentir a perda por reentrada das cunhas, e

$$\omega = \sqrt{\frac{\Delta l_c * E_p * A_p}{p}} \quad 3.33$$

Para estimar a extensão do comprimento afetado pela reentrada das cunhas após o tensionamento, foi adotada a expressão simplificada apresentada na equação [3.33], que permite avaliar de forma aproximada a propagação da perda de força ao longo do cabo. No contexto do presente estudo, a sua aplicação revelou-se adequada, não introduzindo discrepâncias significativas nos resultados obtidos.

3.5. DESCRIÇÃO DOS EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO

Com o objetivo de garantir resultados fiáveis e representativos na modelação desenvolvida posteriormente, foram elaborados dois modelos distintos, cada um com a finalidade de validar diferentes tipos de resultados. Dado que este capítulo se centra na validação do *software* e dos procedimentos adotados, procurou-se simplificar ao máximo os modelos considerados, assegurando, ainda assim, a sua relevância para a análise pretendida.

Tendo em conta a diversidade de resultados a validar, foram criados dois modelos com naturezas distintas: o primeiro corresponde a um tirante, enquanto o segundo representa uma viga simplesmente apoiada. No modelo do tirante foi realizada a análise do efeito da idade de aplicação das cargas, ao passo que no modelo da viga foi adicionalmente avaliado a metodologia da simulação do pré-esforço.

Ambos os modelos partilham propriedades geométricas semelhantes, tendo sido considerados elementos com secção transversal quadrada e área de 1 m². O comprimento do tirante é de 10 metros, tal como o vão livre da viga simplesmente apoiada.

Para garantir resultados suficientemente representativos da realidade, foi necessário proceder a uma discretização cuidada da malha de elementos finitos. Assim, optou-se por uma malha quadrática, que inclui nós nos vértices e nós intermédios nas arestas, o que permite uma maior precisão dos resultados

para o mesmo número de elementos. A malha utilizada foi do tipo quadrangular, com elementos finitos de 0.25 metros de aresta.

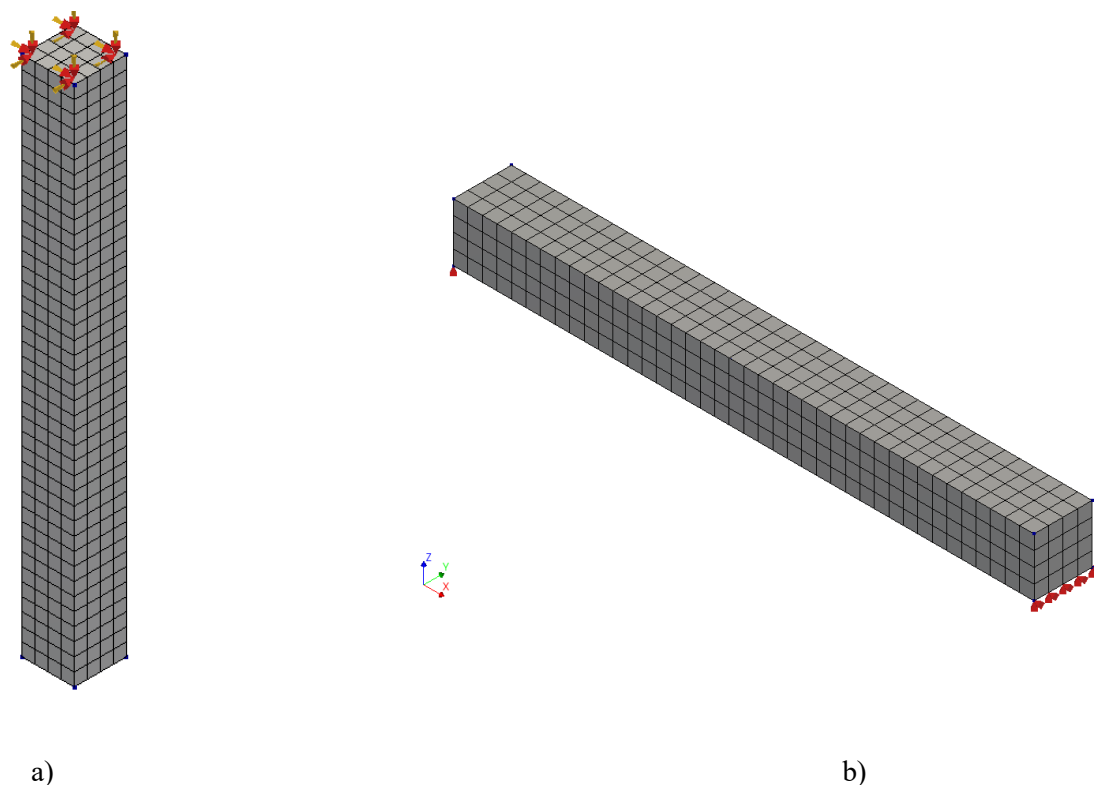


Figura 3.1- Representação dos modelos criados: a) Tirante b) Viga simplesmente apoiada

As características da viga encontram-se descritas no quadro abaixo:

Quadro 3.4 - Propriedades do betão para os casos simplificados

Tipo de betão	Normal
Classe de betão	C50/60
Tipo de agregados	Agregados quartzíticos
Tipo de cimento	Cimento de presa rápida

Para a análise do material, foi escolhido como base normativa, dentro de uma listagem abrangente fornecida pelo *DIANA*, a norma EN 1992-1-1 do Eurocódigo [8], para uma compatibilização e homogeneidade das análises.

No que concerne aos parâmetros relacionados com a retração e fluência, estes são descritos no quadro em seguida:

Quadro 3.5- Propriedades associadas aos efeitos diferidos

Temperatura ambiente (°C)	20 °C
h_0 (mm)	500
Humidade relativa (%)	70%
Idade de carregamento (dias)	7 dias

Uma vez que o objetivo deste caso de estudo simplificado passa pela análise dos efeitos diferidos da viga ao longo do tempo, torna-se assim interessante estender a análise a diferentes períodos de carregamento, para que a amostra seja mais confiável. Assim sendo, escolheu-se estudar o tirante para três idades de carregamento distintas sendo elas o carregamento ao 3º, 7º e 28º dia. Para isso, torna-se essencial caracterizar o betão para estas idades, visto que é um parâmetro fundamental para a análise em questão.

Os valores encontram-se descritos no quadro abaixo:

Quadro 3.6- Propriedades do betão para diferentes idades de carregamento

Propriedades do betão aos 3 dias de idade	
$\beta_{cc}(3)$	0.663
$f_{cm}(3)$ (MPa)	38.45
$f_{ck}(3)$ (MPa)	30.45
$f_{ctm}(3)$ (MPa)	2.70
$E_{cm}(3)$ (MPa)	32.95
Propriedades do betão aos 7 dias de idade	
$\beta_{cc}(7)$	0.819
$f_{cm}(7)$ (MPa)	47.49
$f_{ck}(7)$ (MPa)	39.50
$f_{ctm}(7)$ (MPa)	3.33
$E_{cm}(7)$ (MPa)	35.11
Propriedades do betão aos 28 dias de idade	
$\beta_{cc}(28)$	1.00
$f_{cm}(28)$ (MPa)	58
$f_{ck}(28)$ (MPa)	58
$f_{ctm}(28)$ (MPa)	4.07
$E_{cm}(28)$ (MPa)	37.28

3.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

3.6.1. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA IDADES DE CARREGAMENTO DISTINTAS

Numa primeira fase, torna-se essencial a validação das curvas de fluência por parte do *software*, visto que estas são uma ferramenta essencial e pelo facto de corresponder a uma parcela no cálculo das deformadas ao longo do tempo. Na figura abaixo, encontra-se a comparação entre as curvas de fluência analíticas e numérica obtida pelo *DIANA* para um período de 100 anos.

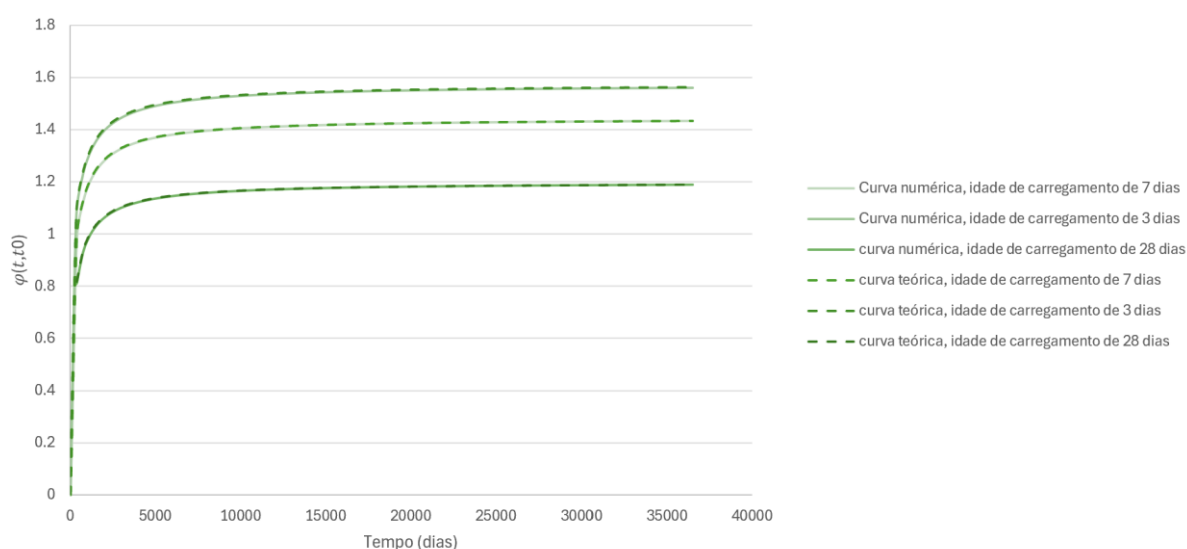


Figura 3.2- Evolução das curvas de fluência para idades de carregamento distintas

Como podemos ver pelo gráfico acima [Figura 3.2], as curvas da evolução da fluência são praticamente coincidentes. Todavia, na realidade as curvas associadas ao cálculo analítico tendem a indicar valores ligeiramente superiores.

3.6.1.1. Cálculo analítico das flechas

Para o caso de um tirante sujeito a uma carga axial a expressão do alongamento elástico (instantâneo) pode ser descrita a partir da Lei de *Hooke*:

$$\delta = \frac{N * L}{E(t) * A} \quad 3.34$$

onde:

- N representa o valor da força normal aplicada ao tirante;
- L representa o comprimento do tirante;
- E(t) representa o módulo de elasticidade na idade de carregamento;
- A representa a área da secção transversal do tirante.

3.6.1.2. Comparação de resultados

Em seguida, serão apresentadas as comparações de resultados para a evolução do alongamento da secção de extremidade livre do tirante, para uma tensão atuante de valor de 10 kN/m^2 .

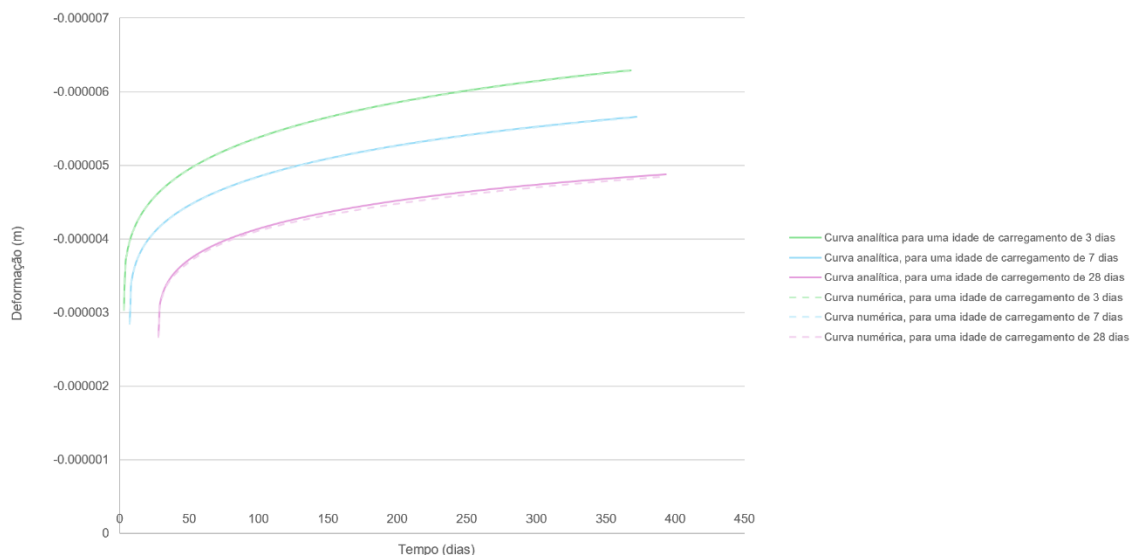


Figura 3.3- Evolução dos deslocamentos ao longo do tempo, para diferentes idades de carregamento

Como podemos ver pelo gráfico acima representado, existe uma concordância de resultados entre a quantificação analítica e os resultados obtidos a partir do *software DIANA*. Os deslocamentos elásticos para as diferentes fases de carregamento apresentam uma aproximação muito grande com percentagens de erro a variar entre 0.10 e os 0.15%. Através desta simples análise conseguimos assim obter confiança e bases para a interpretação de deslocamentos evolutivos.

3.6.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS RELACIONADOS COM O PRÉ-ESFORÇO

No que diz respeito à análise do pré-esforço, por parte do *software* e tal como foi referido anteriormente, foi modelada uma viga simplesmente apoiada, com secção transversal constante e com uma área de 1 m^2 .

Foi utilizado um cabo com uma geometria parabólica com as extremidades coincidentes com o centro geométrico da viga de modo a não introduzir momentos nas secções de extremidade da viga. A meio-vão, o cabo encontra-se deslocado da fibra inferior de 5 centímetros apresentando, deste modo uma flecha a meio-vão de 45 centímetros. A força de tensionamento tem o valor absoluto de 1000 kN. Na modelação numérica a aderência, do cabo ao elemento mãe, foi definida como sendo 1 dia após o tensionamento do mesmo.

Os parâmetros referentes às perdas imediatas encontram-se resumidas no quadro abaixo:

Quadro 3.7- Parâmetros referentes às perdas instantâneas nos cabos de pré-esforço

μ	0.2
$k (m^{-1})$	0.005
$\Delta lc (m)$	0.005

Uma verificação que pode ser feita através deste modelo está relacionado com a evolução da deformada exclusivamente devido ao pré-esforço. Uma vez que o cabo é parabólico, a carga equivalente é uniformemente distribuída com sentido ascendente.

Assim sendo, para o caso de uma viga simplesmente apoiada, sujeita a uma carga uniformemente distribuída, o deslocamento a meio-vão pode ser explicado através da seguinte expressão:

$$\delta = \frac{5 * p * L^4}{384 * E * I} \quad 3.35$$

onde:

- p representa o valor da carga uniformemente distribuída que atua no elemento solicitado, neste caso a viga;
- L corresponde ao valor do vão livre;
- E corresponde ao módulo de elasticidade para o instante de carregamento;
- I corresponde ao valor da inércia da secção transversal.

Tendo em conta a equação parabólica definida e um valor de pré-esforço de 1000 kN, admitido que este se mantém constante ao longo de toda a viga, obtém-se um valor para a carga distribuída de 36 kN/m. Resumidamente, encontra-se apresentado, no quadro a comparação de resultados entre as duas metodologias, considerando uma idade de carregamento para o betão de 28 dias.

Quadro 3.8- Comparação de resultados

Valor numérico (mm)	Valor analítico (mm)	Erro (%)
1.5365	1.50894	1.83

De facto, como se pode constar pelo quadro acima figurado, o valor obtido numericamente é superior ao valor analítico. Esta diferença advém essencialmente do facto de que no cálculo analítico foi considerado uma força de tração constante ao longo de todas as secções contrariamente ao resultado numérico que tem em consideração as perdas de pré-esforço imediatas e que reduz o valor do deslocamento a meio-vão. Além disso, no modelo numérico existem também considerações relacionadas com a deformabilidade por corte, que apesar de serem pequenas, podem ainda explicar parte da diferença observada.

No que diz respeito à análise, por si só do pré-esforço, foi realizada uma análise comparativa entre as duas metodologias para a evolução das perdas instantâneas de pré-esforço ao longo da viga. Decidiu-se

ainda separar os gráficos das perdas em dois instantes. Num primeiro momento, a evolução das perdas devidas exclusivamente às perdas por atrito e numa outra fase onde já se encontram representadas as perdas por reentrância de cunhas.

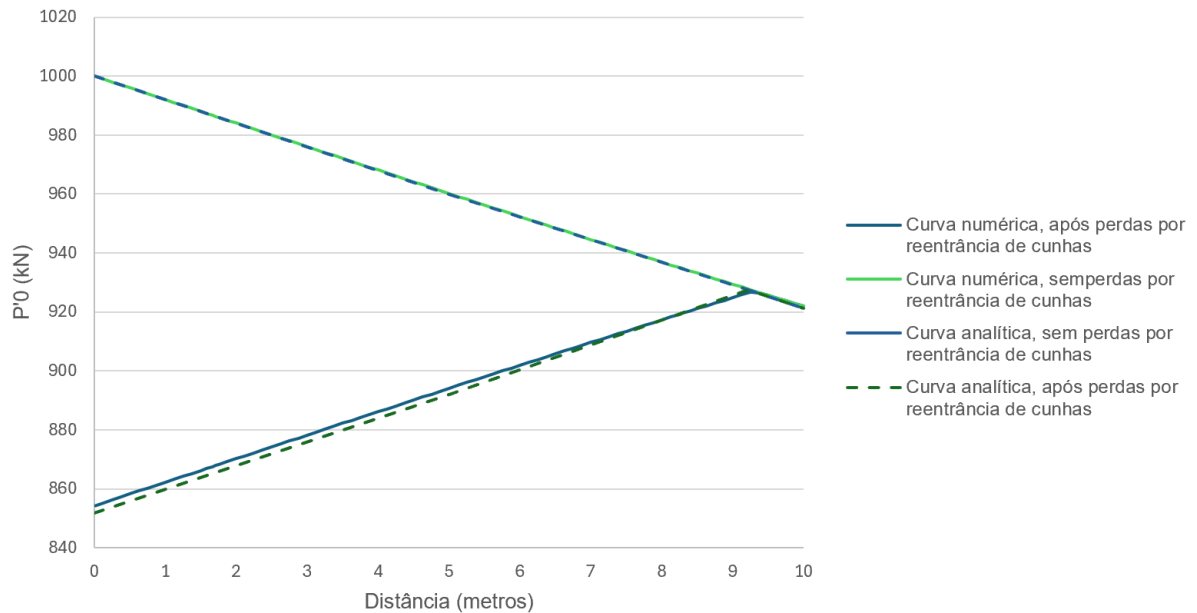


Figura 3.4- Evolução das perdas instantâneas na viga

Como se pode concluir pelo gráfico acima, existe novamente boa concordância entre os cálculos analíticos e numéricos, o que permite concluir que a metodologia utilizada pelo *DIANA* permite a obtenção de resultados bastante próximos dos valores expectáveis e que os dados estão a ser introduzidos de forma correta.

4

MODELAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

A modelação numérica constitui uma ferramenta indispensável na análise do comportamento estrutural de elementos sujeitos a condições complexas, nomeadamente em estruturas de betão pré-esforçado. No âmbito do presente estudo, a viga pré-esforçada selecionada como caso de estudo foi modelada recorrendo a *software* especializado, permitindo uma avaliação rigorosa dos efeitos diferidos e da resposta estrutural ao longo do tempo [10].

A relevância da modelação está intrinsecamente associada ao contexto construtivo da obra em que a viga se insere, caracterizada por um elevado grau de complexidade. Em obras desta natureza, o faseamento construtivo desempenha um papel determinante, uma vez que a estrutura não é executada nem solicitada como um sistema final estático, mas sim sujeita a uma sucessão de estados transitórios, cada um com condições fronteira e de carregamento distintas [14]. Este faseamento conduz a alterações nas condições de fronteira, nas características das secções resistentes e na distribuição de esforços internos ao longo do tempo.

Um dos aspetos centrais deste processo prende-se com a aplicação do pré-esforço, que é realizada de forma faseada, influenciando de forma significativa o comportamento diferido da viga, nomeadamente a fluência e as perdas de pré-esforço [15]. A modelação cuidada destas fases de aplicação do pré-esforço é, por isso, fundamental para garantir a representatividade do modelo numérico face ao comportamento real da estrutura.

Neste contexto, a utilização de ferramentas de cálculo avançado permite integrar as sucessivas fases construtivas e a aplicação progressiva do pré-esforço, assegurando uma representação coerente da evolução das propriedades mecânicas e geométricas da viga ao longo do tempo. O presente capítulo visa, assim, apresentar os critérios adotados na modelação da viga, destacando os pressupostos associados ao faseamento construtivo e à introdução faseada do pré-esforço, de forma a justificar as opções metodológicas seguidas.

4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Tendo em conta que uma parte importante do presente trabalho se centra no controlo da geometria da viga, com base na comparação entre os resultados da modelação e os dados obtidos durante a execução da obra, torna-se fundamental assegurar a correspondência entre as fases reais de execução e os respetivos momentos temporais. Apenas através da correta identificação e integração do faseamento construtivo real é possível estabelecer uma análise comparativa coerente, permitindo interpretar com rigor as configurações de deformada observadas e, assim, identificar tendências de comportamento e propor eventuais correções a aplicar na obra, nomeadamente ao nível das contraflechas a introduzir nas fases seguintes. Esta interligação entre a sequência construtiva executada em obra e a modelação é, portanto, essencial para garantir a consistência e a utilidade dos resultados obtidos.

Na verdade, surge sempre a necessidade de assumir algumas simplificações que são adotadas, não para tornar a análise num tratamento mais acessível, mas sim para otimizar aquelas que são as ferramentas computacionais disponíveis. Simplificações deste género são usuais em praticamente todas as análises e cabe aos autores a correta interpretação dos resultados, através do sentido crítico de modo a validar e passar confiança nos resultados obtidos nessas análises.

No que diz respeito ao estabelecimento das datas de execução relativas às diferentes fases houve uma simplificação necessária a ser implementada. Como a obra ainda se encontra em execução, muitas das datas ainda não são conhecidas e podem sofrer alterações a qualquer momento. Deste modo, houve uma tentativa de equilibrar os dados previstos em projeto e os dados que eram fornecidos pela obra por parte dos executantes, de modo a tentar o melhor ajuste possível entre essas duas realidades.

Uma vez que o *software* DIANA associa as curvas de fluência e de retração ao momento inicial da primeira fase, decidiu-se acoplar, nesta etapa, a betonagem da respetiva “secção parcial” da viga e o tensionamento dos cabos de pré-esforço 1 a 4. Na realidade, a betonagem da secção é realizada num momento isolado e só posteriormente é aplicado o tensionamento dos cabos de pré-esforço. Contudo, como na obra a viga se encontra cofrada e escorada, não está sujeita, evidentemente, a qualquer carga aplicada. As solicitações só surgem com a aplicação do pré-esforço que, ao introduzir deformações no sentido ascendente, produz o descimbramento da viga. A partir desse momento, a viga deixa de estar “apoiada” passando a estar sujeita a tensões derivadas do seu peso próprio e do pré-esforço. Assim sendo, a idade de carregamento corresponde ao desfasamento temporal entre esses dois momentos. Na modelação, esse mesmo desfasamento foi introduzido como a idade de carregamento do betão e assim as curvas estão ajustadas com a realidade. Nas outras fases onde existe betonagem e aplicação de pré-esforço, concretamente, falando da betonagem da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6, foi realizada novamente em conjunto sabendo de antemão que aqui se constitui mais uma simplificação.

Outra simplificação adotada tem que ver com o facto de, em cada fase de execução da obra, o tensionamento dos cabos de pré-esforço ser realizado sequencialmente, não ocorrendo, por isso, no mesmo instante. No caso de estruturas em que o pré-esforço é aplicado de forma faseada, a introdução sucessiva da força em diferentes grupos de cabos origina perdas imediatas no sistema, designadas por perdas por deformação elástica do betão. Este fenómeno ocorre quando, após a aplicação do tensionamento no primeiro cabo, o betão é comprimido e sofre encurtamento. A subsequente aplicação de outros cabos provoca o referido encurtamento do elemento pré-esforçado, o que conduz a uma redução da força nos cabos já tensionados, uma vez que estes acompanham a deformação do betão a que estão aderentes ou ancorados [10]. No caso presente, os cabos referentes a cada uma das fases de modelação foram aplicados no mesmo instante, fazendo com que estas parcelas referentes às perdas por deformação elástica do betão não sejam tidas em conta.

No que concerne à fase de aplicação da carga correspondente ao piso 1 [Figura 4.1], foi ainda introduzida nessa fase de modo simultâneo o peso próprio associado à *Europa Road* e à viga transversal de contraventamento existente na zona posterior do edifício (*Bracing Beam*).

Tendo em conta esta necessidade de alinhamento entre a modelação e a realidade construtiva, torna-se pertinente apresentar, de forma sistematizada, as diferentes fases de execução da viga tal como decorreram em obra. A identificação clara de cada etapa, bem como a respetiva datação, permite estabelecer a base sobre a qual se constrói a análise comparativa entre os resultados numéricos e os registos obtidos *in situ*. Assim, segue-se um quadro resumo com a descrição das fases executadas, que serve de referência para a análise desenvolvida nos pontos subsequentes.

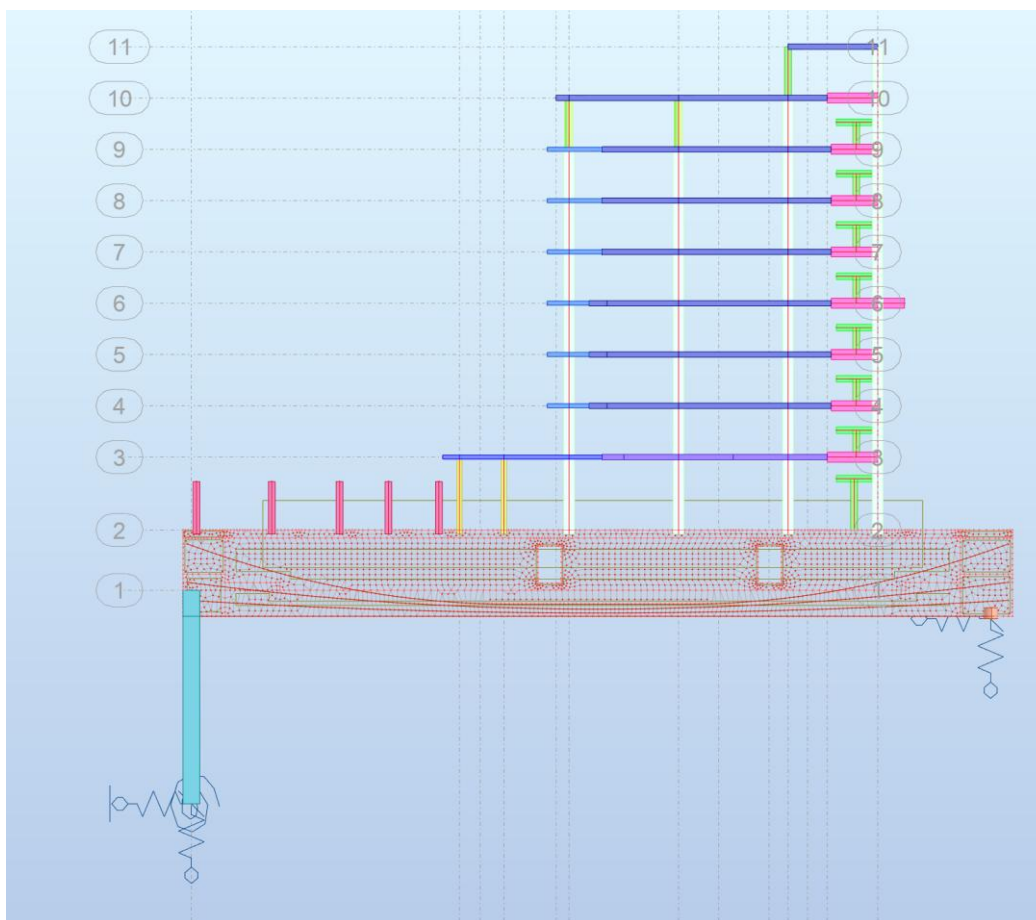


Figura 4.1- Corte do edifício, referente ao alinhamento da viga PT-E, retirado do Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)

Quadro 4.1- Descrição detalhada das fases

Operação	Designação	Descrição das atividades	Data [dias]
1ª Fase	Fase 1	Ativação do pilar e betão da Fase 1 e tensionamento dos cabos 1 a 4	0
2ª Fase	Fase2	Ativação do betão da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6	36
3ª Fase	SW Piso 3	Aplicação do peso próprio correspondente à laje do piso 1 do edifício	51
4ª Fase	Fase 3	Betonagem da laje do piso 2, correspondente à Fase 3 de betonagem da viga	71
5ª Fase	SW Piso 3	Aplicação da carga correspondente ao piso 3	187
6ª Fase	SW Piso 4	Aplicação da carga correspondente ao piso 4	197
7ª Fase	SW Piso 5	Aplicação da carga correspondente ao piso 5	210
8ª Fase	Cabo 7	Tensionamento do Cabo 7	222
9ª Fase	Cabo 8	Tensionamento do Cabo 8	223
10ª Fase	SW Piso 6	Aplicação da carga correspondente ao piso 6	237
11ª Fase	SW Piso 7	Aplicação da carga correspondente ao piso 7	251
12ª Fase	SW Piso 8	Aplicação da carga correspondente ao piso 8	265
13ª Fase	SW Piso 9	Aplicação da carga correspondente ao piso 9	279
14ª Fase	SW Cobertura	Aplicação da carga correspondente ao piso da cobertura	293
15ª Fase	SW Cobertura de elevadores	Aplicação da carga correspondente à cobertura da caixa de elevadores	300
16ª Fase	RCP	Aplicação das restantes cargas permanentes	307
17ª Fase	SOB	Aplicação das sobrecargas do edifício	307

4.3. MODELO NUMÉRICO

Conforme descrito na Seção 4.2, a modelação numérica [Figura 4.2] teve como objetivo estabelecer a melhor correspondência possível com os dados disponíveis relativos à sequência e às datas de execução da viga. Esta modelação foi desenvolvida no referencial global XYZ do *software* DIANA, sendo o eixo X correspondente ao eixo longitudinal da viga, o Y ao eixo transversal e o Z ao eixo vertical.

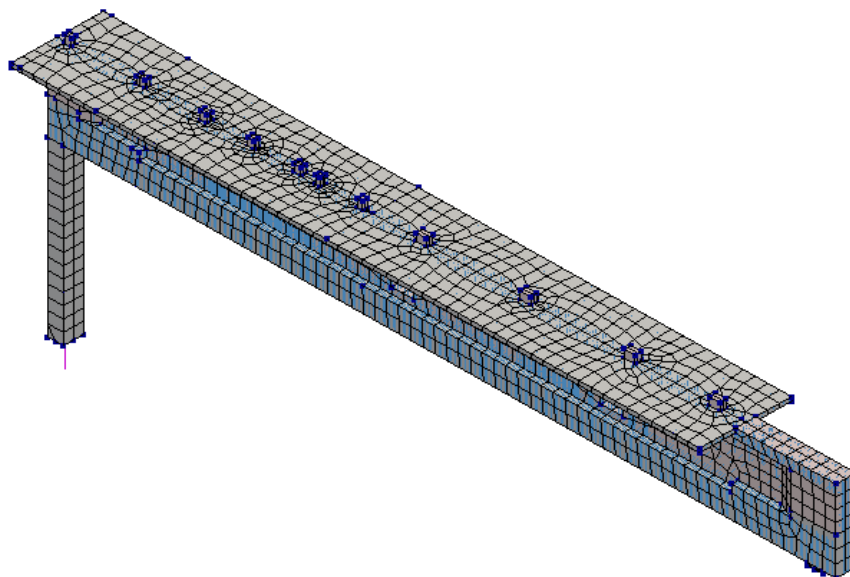


Figura 4.2- Seção final da viga

4.3.1. GEOMETRIA

4.3.1.1. Elementos de volume

Os elementos de betão e os aparelhos de apoio foram modelados como elementos volumétricos, organizados em diferentes conjuntos de forma, designados por “*shape sets*”. Esta organização facilita a gestão do modelo, reduzindo a complexidade visual na aba “Geometria” e permitindo uma melhor estruturação dos dados.

Destacam-se dois grupos principais de elementos, definidos em função da sua importância no modelo:

- A viga, que inclui a própria estrutura e os elementos que lhe conferem suporte;
- Os pilares da superestrutura, cuja função primordial é a transferência das cargas para o elemento central, o que incluiu o dimensionamento dos arranques.

Conforme descrito no Capítulo 2, a viga foi betonada em fases distintas, pelo que foi segmentada em três fases para permitir simular a sua evolução temporal [Anexo A]. Para além disso, foi incorporado o pilar apoiado em maciços de microestacas, ligado à viga, bem como o aparelho de apoio no lado oposto, que representa a ligação entre a viga e a fundação assente no maciço rochoso, também detalhado no Capítulo 2.

Deste modo, o conjunto de elementos que compõem o “*shape set*” da viga é constituído por:

- Viga fase 1;
- Viga fase 2;
- Viga fase 3;
- Pilar;
- Aparelho de apoio.

As propriedades do betão adotadas foram coerentes com as especificações do projeto original, tendo como referência normativa o documento EN 1992-1-1 do Eurocódigo 2 [8]. As características materiais encontram-se resumidas no quadro seguinte:

Quadro 4.2- Propriedades do betão para o caso de estudo

Tipo de betão	Betão de peso normal (2400 kg/m ³)
Classe de betão	C50/60
Tipo de agregados	Agregados quartzíticos
Tipo de cimento	Cimento de presa rápida

No que concerne aos parâmetros relacionados com os efeitos diferidos, estes podem ser encontrados no quadro abaixo:

Quadro 4.3- Parâmetros relacionados com os efeitos diferidos para o caso de estudo

Temperatura ambiente	20 ° C
Espessura equivalente	444.115 mm
Humidade relativa	65%
Idade de carregamento	7 dias

4.3.1.2. Elementos de barra

As armaduras de pré-esforço foram modeladas no *software* com base nos dados fornecidos pela empresa *Freyssinet*, entidade responsável pela sua execução.

A definição da geometria dos cabos foi realizada por segmentos unitários, recorrendo às funcionalidades de “*curves*” e “*lines*”, de forma a representar adequadamente as diferentes configurações geométricas, compostas por troços parabólicos e retos, respetivamente.

Os cabos numerados de 1 a 4 apresentam uma configuração exclusivamente parabólica, enquanto os cabos 5 a 8 possuem uma geometria mista, caracterizada por segmentos retos nas extremidades com uma extensão de 1.25 metros e na zona central com uma dimensão de 10 metros, alternando com zonas parabólicas [Figura 4.3].

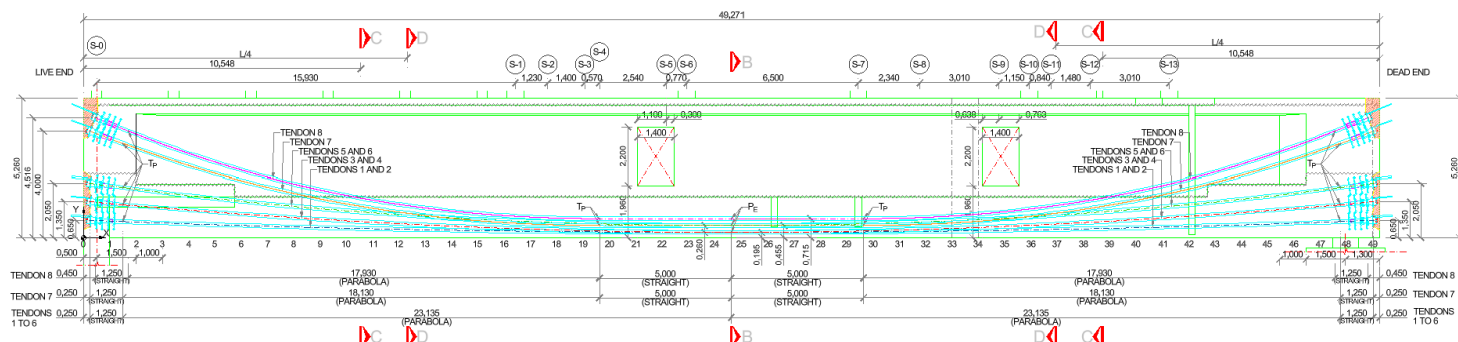
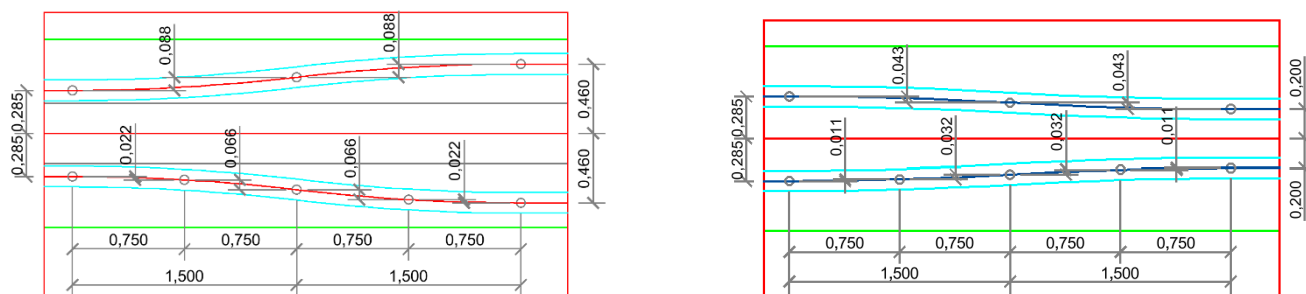


Figura 4.3- Representação dos cabos de pré-esforço definidos em projeto

No contexto da execução em obra de estruturas pré-esforçadas, a disposição dos cabos nem sempre pode seguir trajetos retilíneos ou idealizados em planta. Com frequência, surgem limitações geométricas resultantes das características do projeto, das interferências com outros elementos estruturais ou de constrangimentos espaciais associados à geometria do local. Em particular, nos casos em que diversos cabos ocupam a mesma faixa transversal da viga, torna-se inviável a sua sobreposição direta. Nestes casos, impõe-se a introdução de desvios em planta [Figura 4.4], de forma a garantir que não haja interferência entre cabos.



a)

b)

Figura 4.4- Pormenor dos desvios em planta executados
em obra: a) Cabos 1 e 2; b) Cabos 3 a 6

Todavia, na modelação executada no *DIANA* [Figura 4.5], este pormenor foi ignorado, tendo sido executados cabos lineares ao longo de toda a direção longitudinal. Para esse efeito, foi necessário a alteração da força de esticamento de modo que a força média ao longo dos cabos fosse similar àquilo que foi executado em obra de modo existisse uma boa correlação.

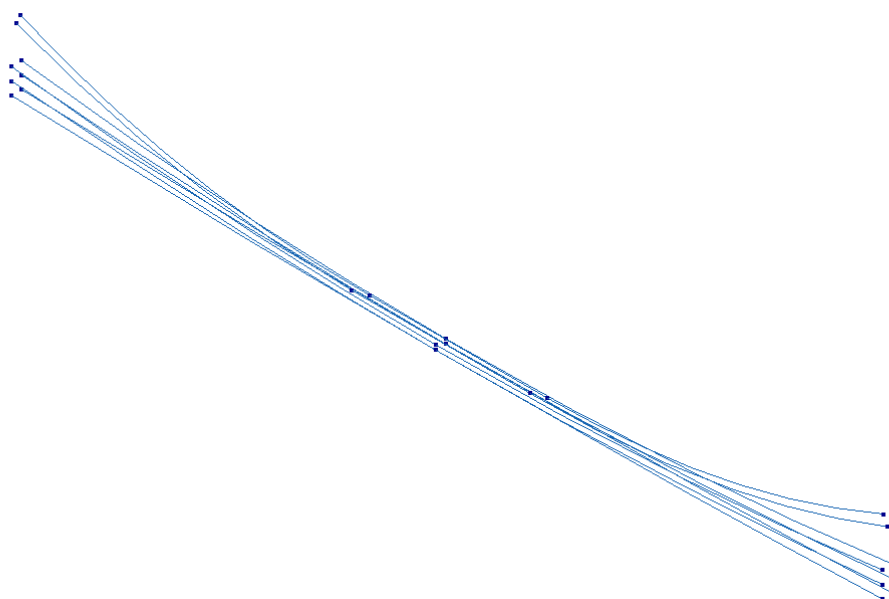


Figura 4.5- Representação dos cabos de pré-esforço modelados no *DIANA*

Os cabos designados pela *Freyssinet*, tinham a tensão aplicada nos cabos limitada, visto que de acordo com o EC2 [8], é recomendado que a tensão inicial nos cabos de pré-esforço não deve exceder 80% da resistência característica à tração ($0.8 f_{pk}$) de forma a evitar o risco de rotura prematura e a assegurar uma margem adequada face ao limite elástico. Adicionalmente, considera-se que, a longo prazo, após contabilizados os efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência e a retração, bem como as perdas por atrito e por ancoragens, a tensão residual nos cabos não deverá ultrapassar 75% de f_{pk} . Este critério visa evitar a ultrapassagem da capacidade resistente dos materiais em serviço e assegurar um comportamento estrutural satisfatório ao longo da vida útil da obra.

Quadro 4.4- Comparação entre os cabos modelados e os cabos da *Freyssinet*

Cabo	Força média, cabo da <i>Freyssinet</i>	Força média, cabo modelado	Erro (%)
Cabos 1 e 2	7033.41 kN	7018.29 kN	0.215 %
Cabos 3 e 4	7010.49 kN	7028.74 kN	0.26 %
Cabos 5 e 6	7165.52 kN	7224.61 kN	0.825 %
Cabo 7	7318.27 kN	7268.98 kN	0.67 %
Cabo 8	7215.20 kN	7175.66 kN	0.55 %

As propriedades dos cabos de pré-esforço, encontra-se representadas no quadro abaixo:

Quadro 4.5- Propriedades dos cabos modelados no *DIANA*

Cabo	Número de cordões	Área de pré-esforço (cm^2)	Força aplicada na zona de esticamento (kN)
Cabos 1 e 2	37	55.5	7329.33
Cabos 3 e 4	37	55.5	7484.18
Cabos 5 e 6	37	55.5	7742.25
Cabo 7	37	55.5	8155.17
Cabo 8	37	55.5	8155.17

No que diz respeito aos cabos modelados no programa de cálculo, as tensões aplicadas na zona de esticamento apresentam valores inferiores aos valores executados em obra, essa diferença está associada ao facto de os desvios em planta terem sido ignorados o que altera consideravelmente a evolução das tensões de pré-esforço ao longo do tempo [Anexo B]. No que diz respeito aos cabos 7 e 8 cabos que se mantiveram inalterados face ao que está definido em projeto a tensão de esticamento ronda os 79% do f_{pk} . No que diz respeito aos cabos 1 e 2 a tensão de esticamento é de 71% de f_{pk} , nos cabos 3 e 4 72.5% de f_{pk} e nos cabos 5 e 6 75% do valor de f_{pk} .

Para finalizar, foi ainda modelada a armadura ordinária, prevista por parte da equipa de projeto [Figura 4.6].

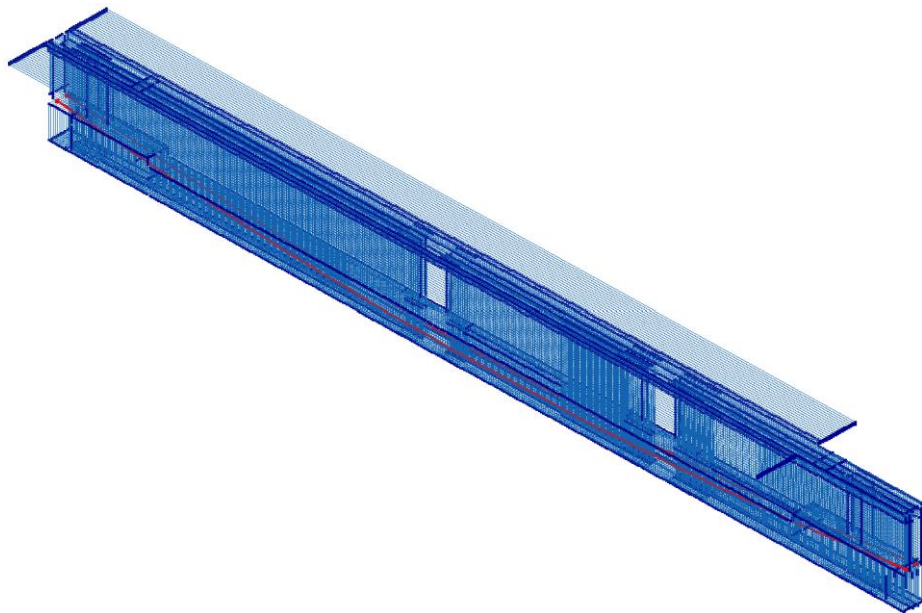


Figura 4.6- Representação da armadura ordinária da viga

No que diz respeito à armadura ordinária [Figura 4.6], foi tido em conta uma pequena simplificação. Em cada uma das extremidades da viga existe um conjunto de estribos inclinados, que foram ignorados na modelação. Novamente, a armadura foi dividida em “*reinforcement sets*”, de modo a simplificar a aba da geometria e facilitar a atribuição de geometrias aos elementos.

Quadro 4.6- Caracterização da armadura ordinária

Diâmetro do varão	Número de varões
Φ10	461
Φ12	444
Φ16	539
Φ20	296
Φ32	50

4.3.2. APOIOS

No que concerne aos apoios, e tal como já foi descrito anteriormente, no Capítulo 2, para assegurar as condições de vinculação ao exterior foram criados diferentes tipos de apoio com naturezas distintas.

No que diz respeito à modelação do aparelho apoio e da fundação localizados na parte rochosa da encosta, foram atribuídos nos nós da base da viga desse mesmo alinhamento, conjuntos de apoios triplos, impedindo deslocamentos verticais e longitudinais da viga.

Por outro lado, as condições de apoio relacionadas com o maciço de microestacas da base do pilar foram simuladas a partir de molas com comportamento elástico e linear. Para tornar a simulação o mais realista possível foram utilizados os parâmetros de rigidez utilizados no projeto e que se encontram descritos no quadro abaixo:

Quadro 4.7- Características de rigidez da mola

Kx	130000 kN/m
Ky	220000 kN/m
Kz	850000 kN/m
Rx	1745 kNm/grau
Ry	1000000 kNm/grau
Rz	0 kNm/grau

É de frisar ainda que as orientações tomadas nas rigidezes e rotações seguem o referencial global utilizado na modelação. Para além disso, no que diz respeito à rotação Ry, esta deveria ter sido tomada

como fixa pelo que foi considerado um valor muito alto para a rigidez do apoio correspondente (1000000 kNm/grau).

4.3.3. CARGAS E COMBINAÇÕES

4.3.3.1. Cargas

No âmbito da modelação das ações, é essencial considerar as diferentes tipologias de cargas que atuam sobre a viga, uma vez que cada uma apresenta características específicas e efeitos distintos no seu comportamento estrutural. A primeira ação a considerar é o peso próprio da estrutura, que, conforme referido anteriormente, é gerado automaticamente no *software* DIANA através da funcionalidade “*Global Loads*”, sendo atualizado à medida que a geometria da secção da viga sofre alterações. Importa referir que, por defeito, o DIANA adota uma densidade de 2400 kg/m³ para o betão. No entanto, com o objetivo de incluir o contributo das armaduras, foi introduzido um fator de correção de 25/24 sobre o peso próprio, garantindo uma modelação mais rigorosa da massa total da viga.

As ações verticais transmitidas pelos pisos superiores foram modeladas de forma simplificada. Para tal, consideraram-se três parcelas distintas, associadas a diferentes tipos de ações:

- Peso próprio dos elementos;
- Restantes cargas permanentes;
- Sobrecargas.

Com base no modelo estrutural desenvolvido pela equipa de projeto no *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)* [Figura 4.7], utilizado no dimensionamento global do edifício, foram extraídos os esforços axiais nos pilares do alinhamento correspondente à viga em estudo. A partir destes dados, as cargas associadas a cada piso foram determinadas por diferença entre os esforços axiais instalados nos pilares acima e abaixo desse piso.

Relativamente às ações permanentes não estruturais e sobrecargas, foi adotada uma nova simplificação. Para efeitos de modelação, considerou-se apenas o esforço transmitido pelo pilar diretamente ligado à viga, assumindo que estas ações entram integralmente aplicadas de uma só vez após a execução de todos os pisos, representando assim uma situação conservadora para a análise da viga.

No que diz respeito aos valores introduzidos no DIANA, estes encontram-se resumidos nos quadros abaixo:

Quadro 4.8- Valores das cargas referentes ao peso próprio dos diferentes pisos

Betonagem	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7	Pilar 8	Pilar 9	Pilar 10	Pilar 11
Piso 3	176.08	165.29	130.03	97.14	140.41	121.40	124.61	176.61	218.46	81.06	99.82
Piso 4	-	-	-	-	-	-	-	203.91	199.71	195.7	99.40
Piso 5	-	-	-	-	-	-	-	202.88	200.42	160.17	157.53
Piso 6	-	-	-	-	-	-	-	201.94	200.41	159.64	157.19
Piso 7	-	-	-	-	-	-	-	194.54	200.34	160.47	158.52
Piso 8	-	-	-	-	-	-	-	192.76	200.38	159.47	222.99
Piso 9	-	-	-	-	-	-	-	188.2	201.24	163.92	168.41
Cobertura	-	-	-	-	-	-	-	184.51	206.71	163.40	175.91
Cobertura de elevadores	-	-	-	-	-	-	-	-	-	141.22	232.80
Σ	176.08	165.29	130.03	97.14	140.41	121.1	124.61	1545.35	1627.67	1385.06	1472.57

NOTAS: (1) As nomenclaturas dos pilares seguem a seguinte ordem lógica: Os pilares seguem uma ordem sequencial a contar a partir do pilar, na Figura 4.1 a da esquerda para a direita; (2) A carga referente ao piso 2 foi introduzida através de uma carga uniformemente distribuída ao longo da sua extensão tendo sido aplicada na linha média da parte superior do banzo inferior.

Quadro 4.9- Valores das cargas referentes às restantes cargas permanentes

RCP	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7	Pilar 8	Pilar 9	Pilar 10	Pilar 11
	299	394	295	206	204	193	182	1509	1284	1467	1352

NOTA: (1) Valores característicos da ação

Quadro 4.10- Valores das cargas referentes às sobrecargas

SOB	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7	Pilar 8	Pilar 9	Pilar 10	Pilar 11
	46	77	60	49	39	46	58	518	461	461	372

NOTA: (1) Valores característicos da ação

Para além destas cargas foram introduzidas cargas concentradas referentes a paredes divisórias e de fachada e cargas referentes à *Europa Road* e à *Bracing Beam*, estas vigas encontram-se a conectar todas as vigas e apresentam um peso relevante para a estrutura daí terem sido incluídas no modelo, tal como mencionado anteriormente no presente capítulo.

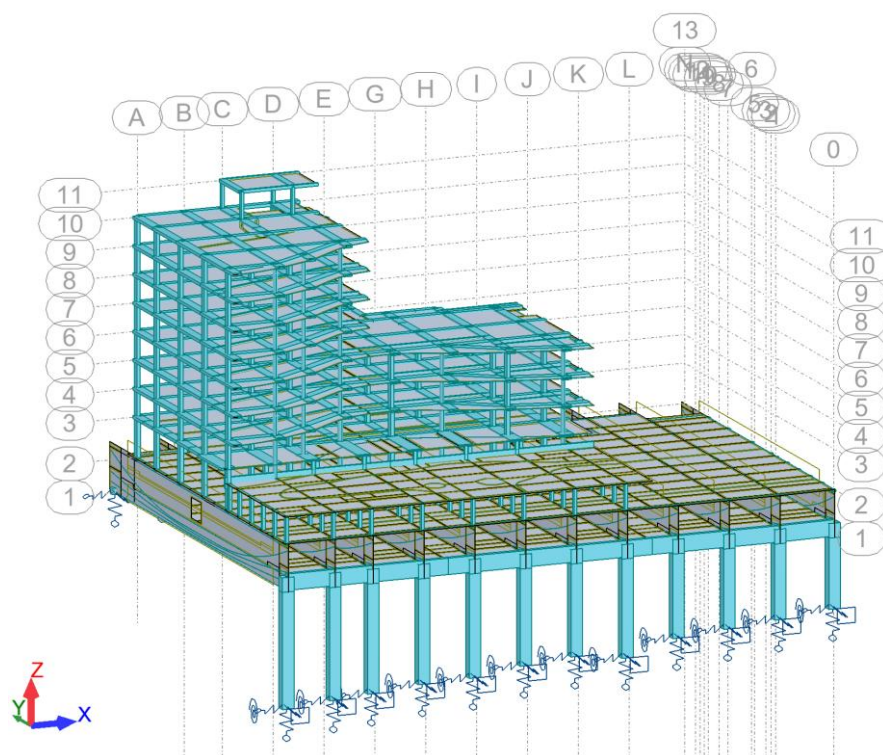


Figura 4.7- Modelo global do edifício, retirado do Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot)

Quadro 4.11- Cargas concentradas associadas a elementos estruturais relevantes

Elemento	Peso próprio [kN]
<i>Europa Road</i>	98.4375
<i>Bracing Beam</i>	152.2969

4.3.3.2. Combinações

A verificação das tensões e deformações em estruturas de betão pré-esforçado é essencial para assegurar o seu comportamento adequado em condições de serviço. O controlo das tensões permite manter o betão em compressão, prevenindo a fissuração que comprometeria a durabilidade e segurança da estrutura. Paralelamente, o controlo das deformações, como flechas excessivas, garante o conforto dos utilizadores e o desempenho funcional da obra. Além disso, a limitação destes parâmetros contribui para reduzir efeitos diferidos, como a fluência, que podem afetar a integridade estrutural ao longo do tempo. [8]. Segundo as normas do Eurocódigo 2 [8], são necessárias avaliações de combinações distintas para que este controlo possa ser feito.

No que diz respeito ao controlo da deformação, de acordo com o EC2 [8], a combinação a utilizar deve ser a combinação quase-permanente:

$$\text{Combinação quase-permanente: } \sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 5.1$$

No que concerne ao controlo de tensões instaladas na viga, o Quadro 7.1N do Eurocódigo 2 [8] estabelece requisitos específicos para estruturas enquadradas na classe de exposição XS1, tal como é o caso da estrutura em estudo. Em particular, é exigido que não ocorram descompressões na peça estrutural quando se considera a combinação frequente de ações de modo a durabilidade da estrutura. Paralelamente, a norma limita a tensão máxima de compressão no betão resultante da aplicação do pré-esforço e de outras ações que atuem simultaneamente nesse momento, fixando esse valor em $0.6 f_{ck}(t)$ para a combinação característica, de forma a prevenir fendilhação longitudinal. Adicionalmente, no que respeita ao controlo de compressões permanentes excessivas, o Eurocódigo 2 [8] refere que, caso a tensão de compressão exceda de forma contínua o valor de $0.45 f_{ck}(t)$, na combinação quase-permanente, deve ser considerada a não linearidade associada ao comportamento reológico do betão, nomeadamente no que diz respeito à fluência.

$$\text{Combinação frequente: } \sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,i} Q_{k,i} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 4.1$$

$$\text{Combinação característica: } \sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,i} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 4.2$$

Como se trata de um edifício com várias categorias, o Eurocódigo 0 [16] recomenda a utilização dos seguintes coeficientes Ψ , para as sobrecargas, expostos no quadro abaixo:

Quadro 4.12- Valores recomendados para os coeficientes Ψ

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0.7	0.5	0.3
Categoria D: zonas comerciais	0.7	0.7	0.6
Categoria E: zonas de armazenamento	1.0	0.9	0.8
Categoria H: coberturas	0	0	0

4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Tendo em vista a importância de garantir o desempenho estrutural ao longo do tempo, procede-se à apresentação e análise dos resultados obtidos, através do modelo numérico, para um período de 20000 dias, valor que corresponde, aproximadamente, à vida útil da estrutura, conforme estabelecido nas recomendações normativas em vigor. A adoção deste horizonte temporal permite uma avaliação abrangente dos efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência e a retração, bem como das perdas de pré-esforço que ocorrem ao longo do tempo, fatores particularmente relevantes em elementos estruturais pré-esforçados. Para além da análise do comportamento no final da vida útil, é fundamental acompanhar a evolução das deformações e tensões em momentos-chave do ciclo de vida da estrutura, como durante o período de construção, após a aplicação do pré-esforço, aquando da entrada em serviço e nos primeiros anos de exploração. Estes períodos são críticos para a verificação da conformidade com os critérios de estado limite de serviço, uma vez que alterações significativas nos esforços internos e nos deslocamentos podem comprometer a segurança, a durabilidade e a funcionalidade da estrutura. Através desta abordagem, torna-se possível avaliar não apenas o desempenho final, mas também o comportamento progressivo da viga ao longo do tempo, permitindo uma verificação mais rigorosa e fundamentada das exigências de projeto em diferentes fases da sua vida útil.

4.4.1. DEFORMAÇÃO DA VIGA

Nesta Subsecção, será avaliada a evolução da configuração de deformada da viga PT-E, ao longo das diferentes fases da sua execução bem como a análise do seu comportamento a longo prazo. Para isso, foram utilizados os parâmetros de fluência e de retração explicados neste mesmo Capítulo, na Secção 4.3.

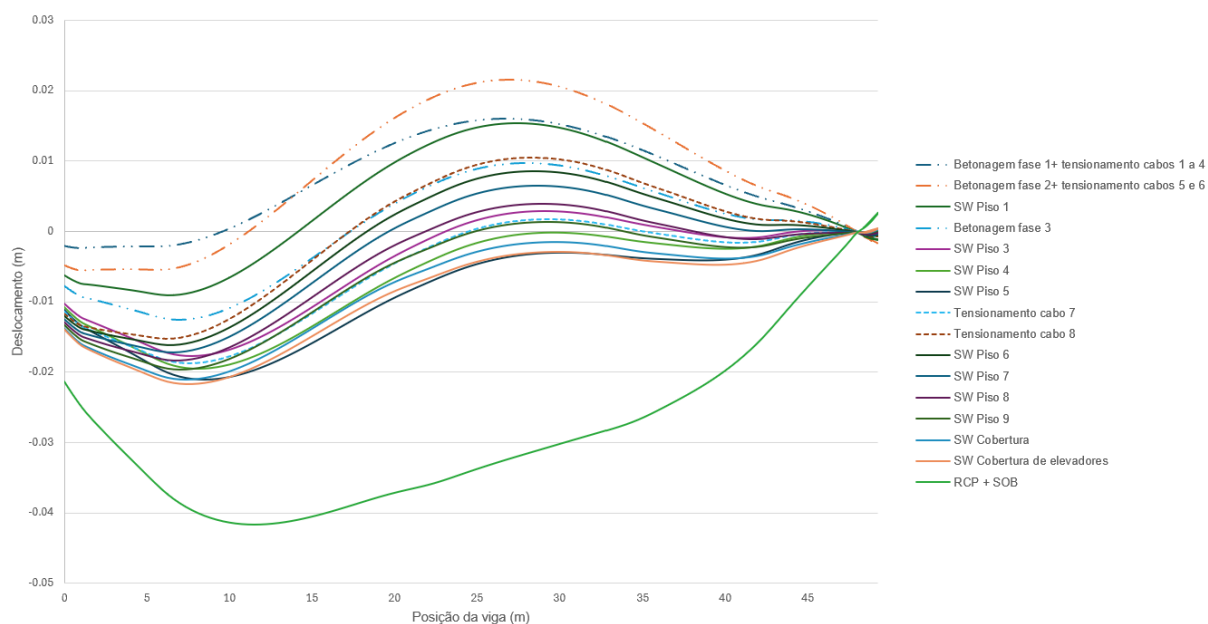


Figura 4.8- Evolução da configuração de deformada ao longo das fases de execução

Na figura acima, encontra-se representada a evolução da deformada da viga para as diferentes fases de execução da mesma.

Como podemos ver pela figura, numa fase inicial, ou seja, após a betonagem da Fase 1 juntamente com o tensionamento dos cabos 1 a 4, a viga apresenta uma deformada ascendente, motivada, naturalmente, pela existência de pré-esforço que compensa e inverte o contributo do peso próprio que, isoladamente, levaria a viga a ter uma deformada descendente. Esse efeito volta a refletir-se na segunda fase correspondente à betonagem da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6 onde: - a meio-vão a viga sobe cerca de 6 milímetros. Após essa fase a viga tende a sofrer deslocamentos no sentido descendente devido à aplicação das cargas correspondentes ao peso próprio dos pisos 1, 3 e 4 e à betonagem da Fase 3 que corresponde à laje do piso 2.

Aquando da aplicação da carga associada à betonagem do piso 5 e tensionamento do cabo 7, a viga volta a levantar, ligeiramente. Comportamento que se repete na fase posterior após o tensionamento do cabo 8. Nas fases subsequentes, a viga volta a ter uma tendência de abaixamento fruto da entrada das cargas relativas aos pisos 6, 7, 8, 9 cobertura e cobertura de elevadores. Neste momento, a viga a meio-vão já apresenta deslocamentos acumulados de valor negativo, associados a uma deformação descendente.

Na fase seguinte, onde entram as restantes cargas permanentes e sobrecargas, a deformada descendente agrava-se consideravelmente. Este efeito denota-se muito pelo facto de estas cargas terem sido introduzidas de forma simultânea no modelo o que explica uma variação tão grande entre fases consecutivas. Ou seja, como as cargas são de valor relevante ao entrar de um modo singular provocam esta variação abrupta na configuração da viga.

Outro aspeto importante que se pode ver retratado na figura acima tem que ver com a configuração da deformada nos primeiros metros da viga que corresponde à zona de união da viga com o pilar. Pela [Figura 4.8], podemos ver a evolução desse comportamento que resulta da compatibilização de

deformadas do nó de ligação ao pilar. Com o aumento da carga, percebe-se, notoriamente, a tendência que o pilar apresenta para fletir em função das cargas aplicadas, comportamento esse que é confirmado com a evolução das deformadas. Por fim, podemos analisar, a deformação da viga na secção sobre o pilar que está, naturalmente, associada à flexibilidade das microestacas de fundação que se traduz por assentamentos de apoio no modelo de cálculo.

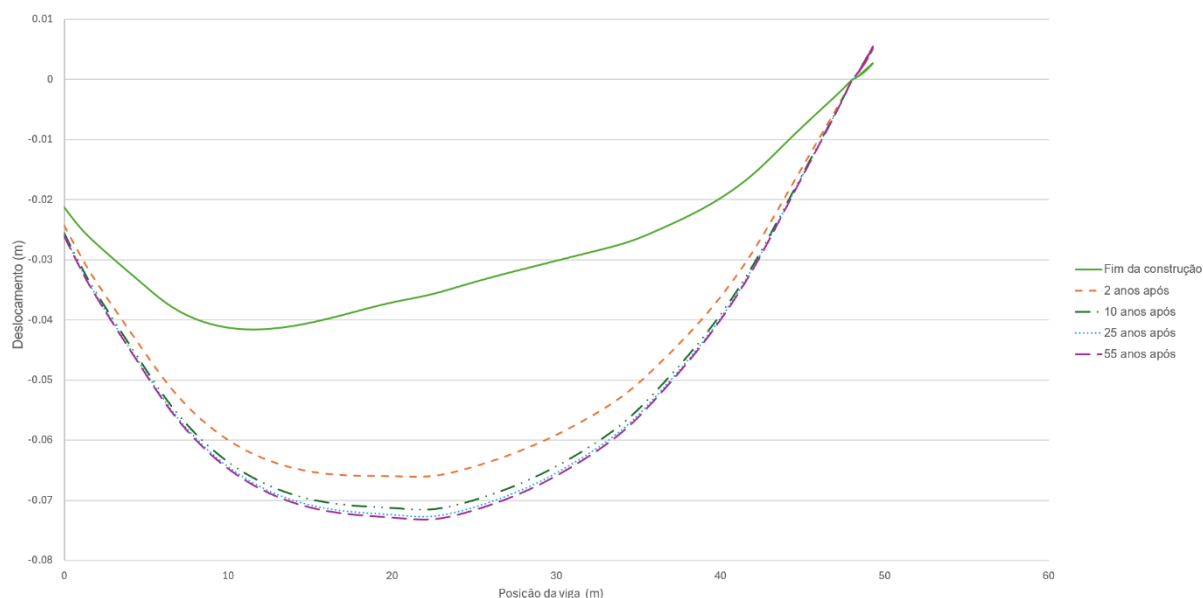


Figura 4.9- Evolução das configurações de deformada ao longo do tempo, após a construção

Na figura acima, está representada a evolução das configurações de deformada ao longo do tempo. Observa-se que, nos 2 anos seguintes à conclusão da construção, ocorre uma variação significativa dos deslocamentos, quando comparada com a fase imediatamente anterior. Este comportamento é consistente com o previsto nas normas, uma vez que, nos períodos iniciais após a conclusão da obra, os efeitos reológicos da fluência e retração manifestam-se de forma mais acentuada, influenciando o desempenho estrutural. Nos anos seguintes, a intensidade destes efeitos diminui progressivamente, resultando numa redução da taxa de variação dos deslocamentos nas fases seguintes. Finalmente, ao longo das décadas seguintes, as configurações de deformada tendem a estabilizar, refletindo a estabilização dos efeitos diferidos do betão, conforme evidenciado pelas deformações observadas nas últimas fases do estudo.

No quadro abaixo apresenta-se, de forma resumida, a evolução dos deslocamentos absolutos a meio-vão para os diferentes estágios temporais considerados.

Quadro 4.13- Deslocamento vertical a meio-vão, para diferentes estágios a longo prazo

Fase	Deslocamento a meio-vão (m)
Fim da construção	0.0342
2 anos após	0.0646
10 anos após	0.0704
25 anos após	0.0714
55 anos após	0.0719

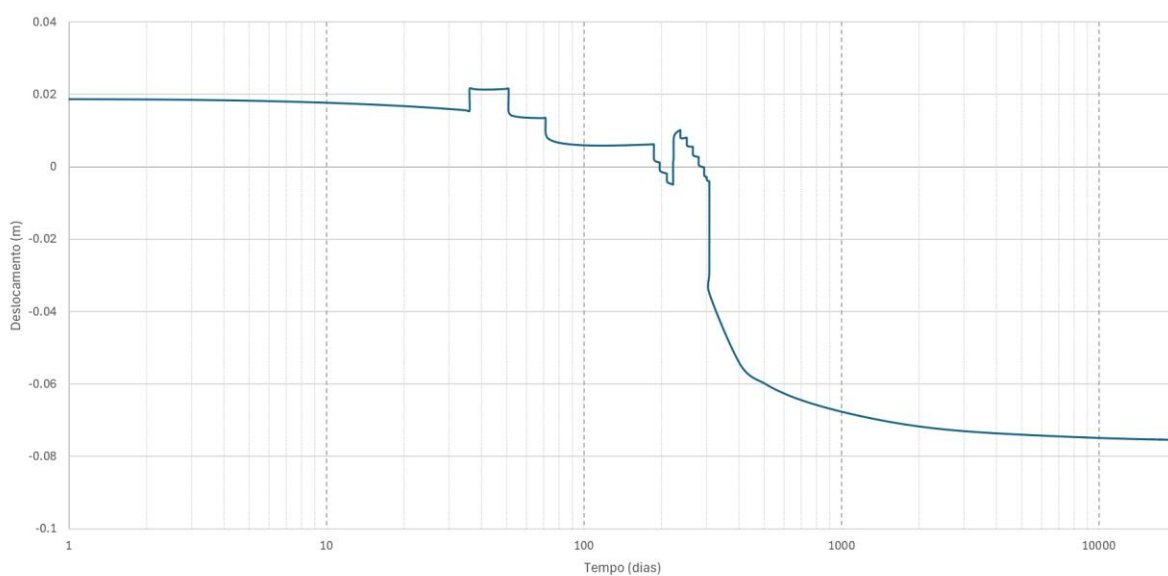


Figura 4.10- Evolução do deslocamento a meio-vão

Na figura acima, encontra-se representado a evolução do deslocamento vertical a meio-vão ao longo do tempo. Como podemos ver pela mesma, a viga apresenta um valor máximo ascendente no momento de betonagem da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6.

No mesmo gráfico, podemos ainda observar a evolução da deformada a longo prazo, onde se consegue observar, notoriamente, a pendente da curva de fluência a tomar o seu efeito expectável.

Quadro 4.14- Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes fases

Designação	Deslocamento (m)	Variação (m)
Fase 1	0.0159	-
Fase 2	0.0216	0.0057
SW Piso 1	0.0154	-0.0062
Fase 3	0.0095	-0.0059
SW Piso 3	0.0024	-0.0071
SW Piso 4	-0.0008	-0.0032
SW Piso 5	-0.0038	-0.0030
Tensionamento cabo 7	0.0012	0.0050
Tensionamento cabo 8	0.0074	0.0062
SW Piso 6	0.0082	0.0012
SW Piso 7	0.0061	-0.0021
SW Piso 8	0.0035	-0.0026
SW Piso 9	0.0008	-0.0027
SW Cobertura	-0.0021	-0.0029
SW Cobertura de elevadores	-0.0036	-0.0015
RCP	-0.029	-0.0254
SOB	-0.0342	-0.0052
2 anos após a construção	-0.0646	-0.0304
10 anos após a construção	-0.0704	-0.0058
25 anos após a construção	-0.0714	-0.0010
50 anos após a construção	-0.0719	-0.004

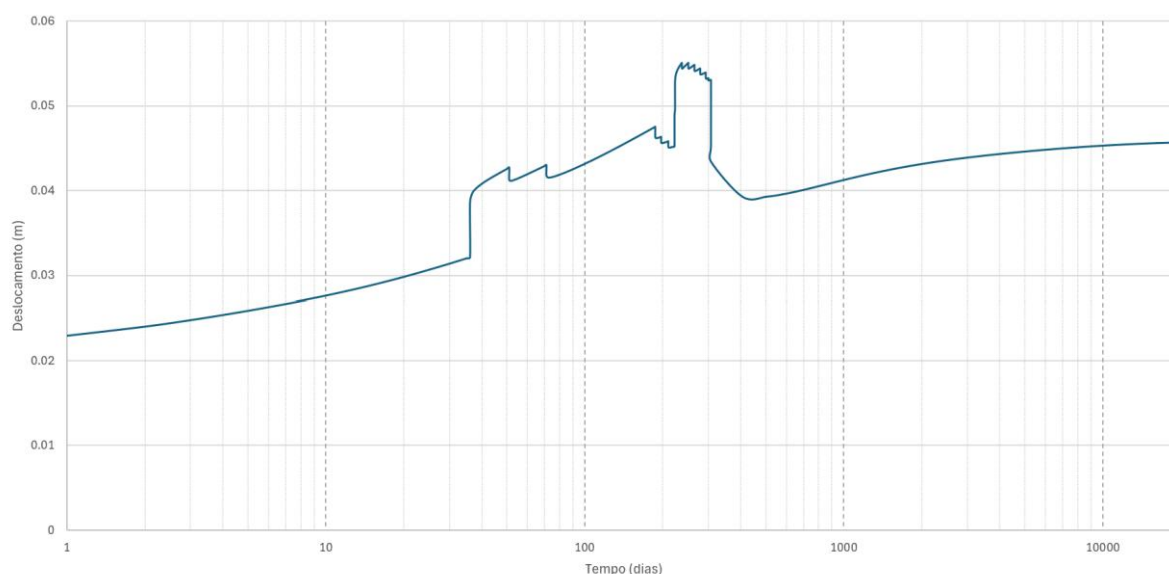


Figura 4.11- Deslocamento horizontal da cabeça do pilar

Na figura acima, encontra-se representada a evolução do deslocamento na ligação da viga com o pilar na direção longitudinal da mesma. A sua importância é acentuada em estruturas com ligações rígidas, nas quais os movimentos longitudinais das vigas se transferem para os pilares, influenciando a distribuição de esforços internos e os deslocamentos horizontais. Ignorar estas deformações pode conduzir à subestimação de efeitos acumulados, como fissuração indesejada, deformações excessivas, ou incompatibilidades com elementos não estruturais. Para além disso, a análise longitudinal permite prever fenómenos como perdas de pré-esforço, redistribuições internas e interações com fases construtivas sucessivas, sendo, por isso, indispensável em estruturas complexas, como a do caso de estudo analisado.

O efeito do pré-esforço introduzido nas vigas tem um impacto significativo no deslocamento horizontal dos pilares com os quais estão rigidamente ligados. Quando os cabos de pré-esforço são tensionados, a viga entra num estado de compressão axial que conduz ao seu encurtamento. Esta deformação longitudinal imposta, quando transmitida a pilares verticais em continuidade estrutural, gera um deslocamento horizontal do topo dos pilares. No caso analisado, os deslocamentos registados apresentam sinal positivo, o que indica que a viga encurta e “empurra” os pilares nas extremidades, deslocando-os lateralmente. Este fenómeno é coerente com o comportamento esperado em estruturas com ligações rígidas e pré-esforço introduzido antes da aplicação de cargas gravíticas [15]. Para além do efeito imediato, a fluência e retração do betão contribuem para um encurtamento adicional ao longo do tempo, amplificando progressivamente os deslocamentos horizontais.

Com a introdução das cargas gravíticas provenientes da execução dos pisos do edifício, observa-se uma redução nos deslocamentos horizontais previamente registados. Esta inversão parcial do movimento está associada à modificação do estado de equilíbrio da estrutura. A entrada em carga provoca a curvatura descendente das vigas, o que induz rotações nas extremidades das vigas e, consequentemente, deslocamentos horizontais do topo dos pilares em sentido oposto ao inicialmente provocado pelo pré-esforço. Este efeito é particularmente acentuado em zonas de transição e em estruturas com geometrias irregulares, onde os momentos fletores gerados pelas novas cargas alteram a distribuição de esforços e

deslocamentos. A resposta estrutural é, assim, o resultado da interação entre o encurtamento induzido pelo pré-esforço e os deslocamentos geométricos resultantes da aplicação das cargas verticais [17]. O gráfico de deslocamento horizontal ao longo do tempo reflete precisamente esta transição entre dois estados estruturais distintos.

4.4.2. ANÁLISE DE TENSÕES

A limitação das tensões no betão e no aço é um aspeto essencial na verificação dos estados limites de serviço, com implicações diretas na durabilidade, funcionalidade e segurança das estruturas. Este controlo adquire particular relevância em elementos sujeitos a pré-esforço, nos quais se desenvolvem níveis de tensão significativos desde as fases iniciais, podendo ser amplificados ou redistribuídos ao longo do tempo devido aos efeitos diferidos, como a retração e a fluência do betão. No caso específico do presente estudo, cuja classe de exposição do edifício corresponde à classe XS1, correspondente a ambientes marinhos sujeitos à presença de cloretos transportados pelo ar, mas sem contacto direto com água salgada, a necessidade de evitar a fissuração excessiva e o consequente risco de corrosão das armaduras justifica uma atenção redobrada ao controlo das tensões [8].

No que diz respeito ao controlo de tensões torna-se pertinente a avaliação de múltiplas fibras da viga [Figura 4.12]. A escolha destas fibras prende-se com o facto de estas corresponderem às fibras extremas de cada “secção parcial”, correspondendo, deste modo, aos valores máximos e mínimos de tensões de cada uma das fases de betonagem da viga.

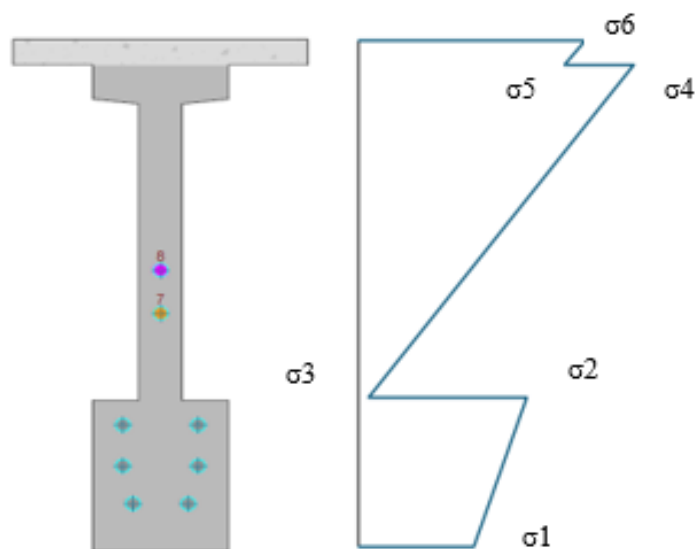


Figura 4.12- Caracterização das fibras analisadas

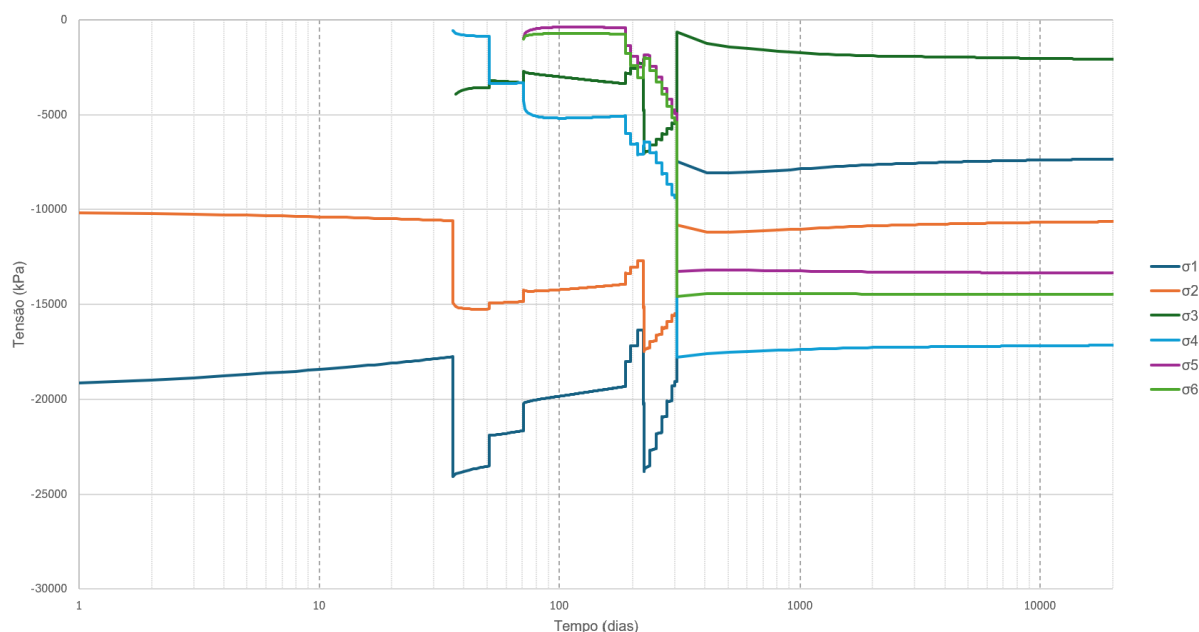


Figura 4.13- Evolução das tensões na secção de meio-vão ao longo do tempo

Como podemos ver pela figura acima representada, que caracteriza a evolução das tensões das fibras de estudo ao longo do tempo, em nenhum momento se dá a descompressão da viga, o que implica que estão assegurados os critérios impostos pelo Eurocódigo [8].

No que concerne aos valores extremos, verifica-se de antemão que as máximas compressões ocorrem na fibra inferior do banzo inferior da viga (“secção parcial” correspondente à betonagem da Fase 1) onde apresenta compressões da ordem dos 24 MPa. Este nível de compressões é reportado em dois momentos ao longo da execução da viga que correspondem à betonagem da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6 e após o tensionamento do cabo 8.

Por sua vez, no que diz respeito aos valores mais baixos de compressão, ou seja, os instantes temporais mais próximos de se dar a descompressão da peça estes ocorrem em quatro momentos com valores de tensão a rondar os entre 400 e 600 kPa.

Em seguida, serão apresentadas figuras retiradas do *DIANA* [Figuras 4.14 a 4.17], relacionadas ao campo de tensões para diferentes fases de execução da obra:

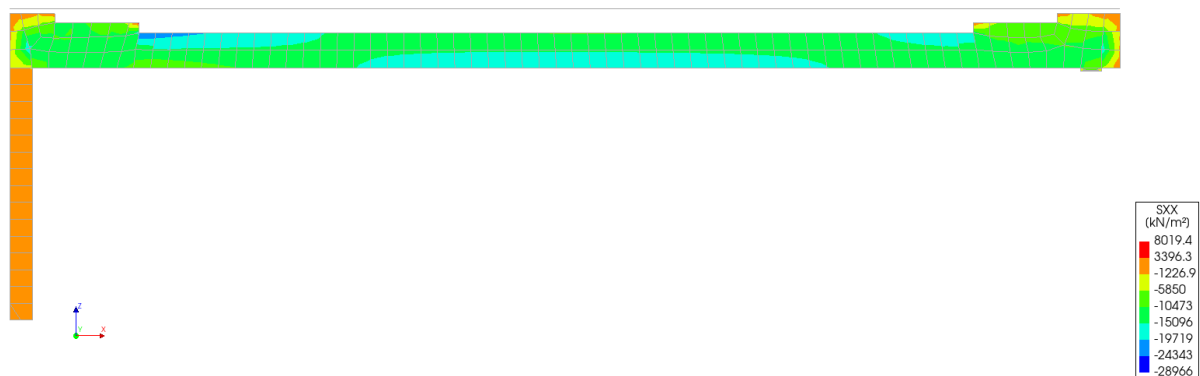


Figura 4.14- Mapa de tensões associado à 1ª fase

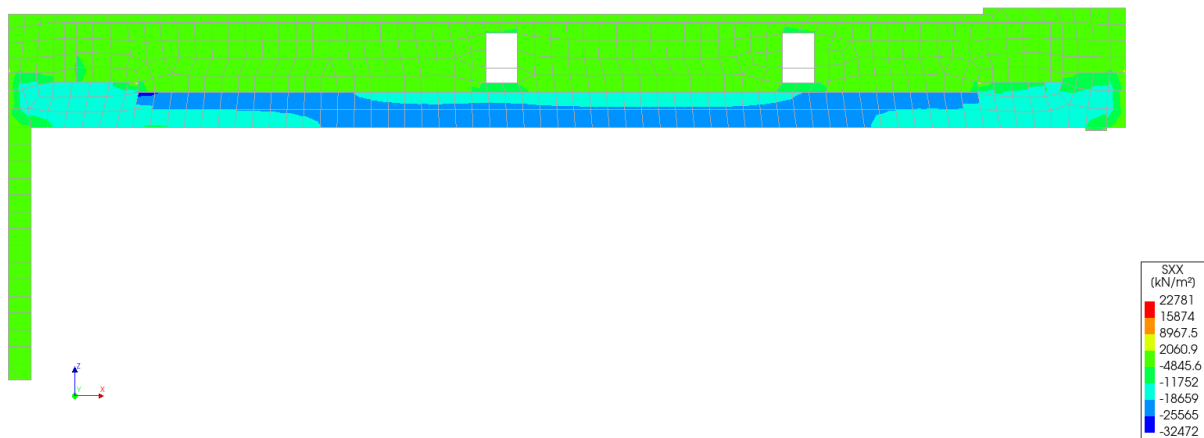


Figura 4.15- Mapa de tensões associado à 2ª fase

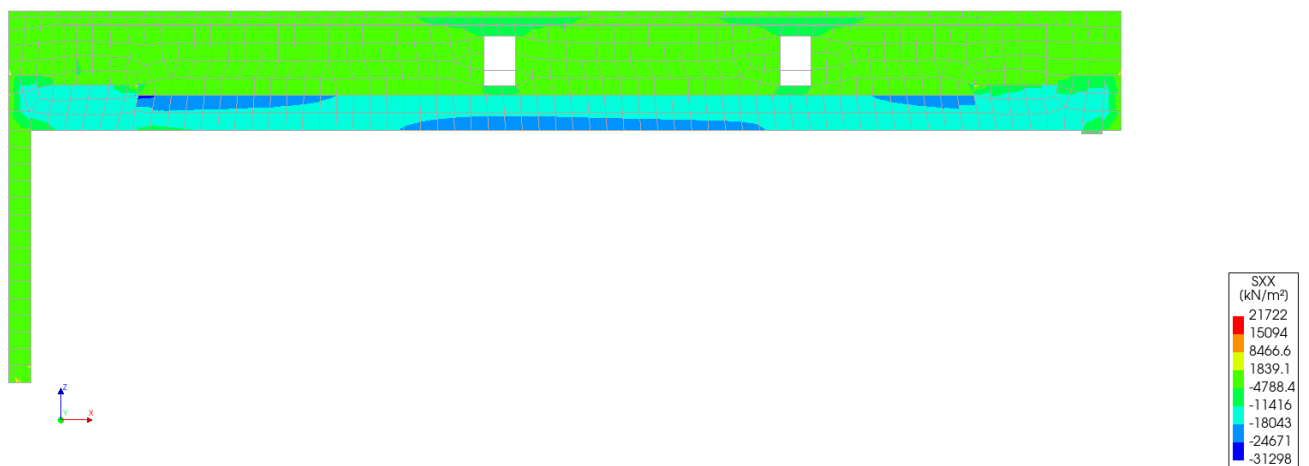


Figura 4.16- Mapa de tensões associado à 4ª fase

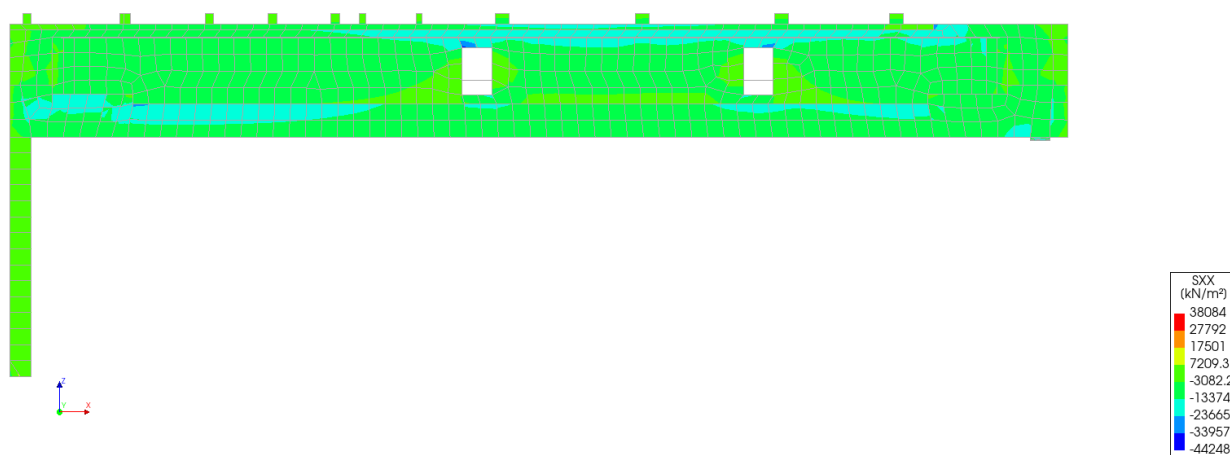


Figura 4.17- Mapa de tensões associado à 17ª fase

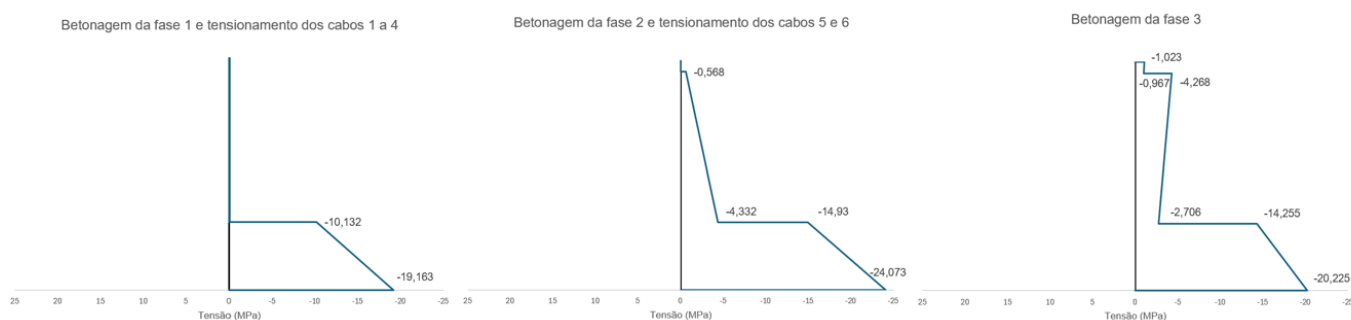


Figura 4.18- Diagramas de tensões na secção de meio-vão para as três fases de betonagem de secções

Na figura acima, encontram-se representados os diagramas das tensões instaladas na secção de meio-vão da viga em três estágios temporais distintos, correspondentes às betonagens dos segmentos faseados da viga. Estes diagramas foram obtidos com base nos valores das tensões retirados do modelo nos pontos notáveis identificados [Figura 4.12] unindo esses valores por segmentos de reta.

Como podemos ver, na primeira fase, a secção encontra-se comprimida com valores muito elevados, esse efeito reflete-se pelo facto de o pré-esforço apresentar um contributo muito substancial quando comparado com o peso próprio da mesma secção, que tenderia a formar trações nas fibras inferiores da viga. Contudo, o pré-esforço tende a produzir efeitos contrários aqueles provocados pelo peso próprio. Como o cabo se encontra posicionado abaixo do centro de gravidade da secção correspondente a viga tende a subir provocando compressões mais acentuadas nas fibras inferiores da secção.

Já na Fase 2, esse efeito volta a refletir-se de forma vincada. Nas fibras inferiores as compressões aumentam devido, novamente, ao efeito dos cabos de pré-esforço. Nesta fase, com a betonagem da “secção parcial” correspondente à Fase 2, a posição do centro de gravidade sobe bastante devido ao

incremento da altura de secção que implica também num aumento significativo da inércia da secção. Como as tensões normais devidas a momentos fletores são inversamente proporcionais ao valor da inércia, as tensões que surgem nas fibras da nova secção apresentam valores muito inferiores aos valores observados na fase anterior.

Por fim, na betonagem da Fase 3, caracterizada pela inexistência de tensionamento de cabos de pré-esforço podemos ver que nas fibras correspondentes à Fase 2, as tensões variam de modo inverso. Isso deve-se sobretudo ao facto de que entre as Fases 2 e 3 da betonagem, o sistema é solicitado pelo peso próprio da laje do piso 1 e pelo peso próprio da laje do piso 2 que é ativada na referida Fase 3. Aqui consegue-se observar o efeito que as cargas gravíticas introduzem na distribuição de tensões, diminuindo as compressões nas fibras abaixo da posição do eixo neutro e aumentando-as nas fibras acima do eixo neutro. Novamente, nas fibras correspondentes somente à terceira fase as tensões comportam valores mais baixos primeiro porque não existe contributo das fases anteriores, visto que esta parte da secção não havia sido construída, segundo porque o novo aumento da inércia da secção transversal que se traduz em menores níveis de tensões instaladas. Acresce ainda que, com a nova betonagem a posição do centro de gravidade sobe, fazendo diminuir a distância do mesmo às fibras onde foram calculadas as tensões.

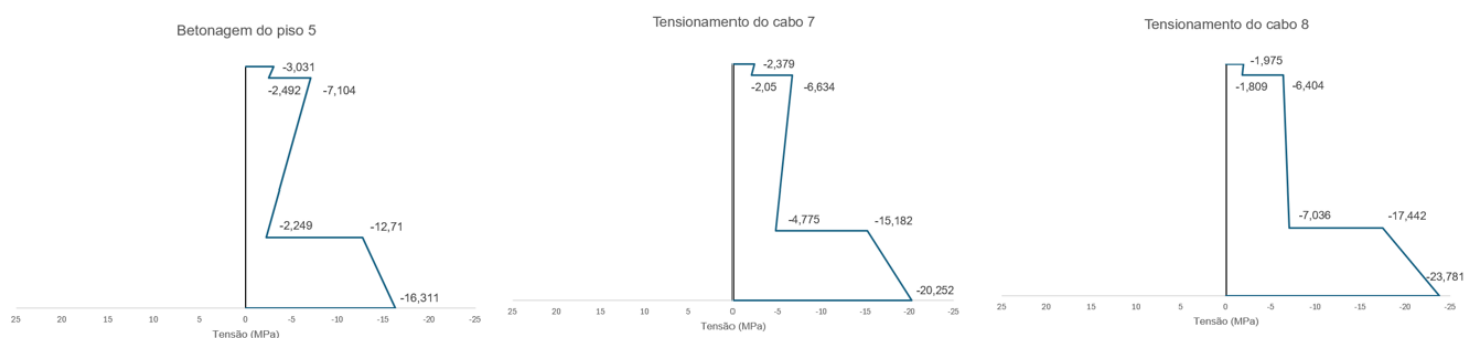


Figura 4.20- Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases

Na figura acima estão representados os diagramas das tensões instaladas na secção de meio-vão da viga para três fases construtivas consecutivas que correspondem à betonagem do piso 5, carga de cariz gravítico e às duas fases, posteriores, referentes ao tensionamento de cabos de pré-esforço 7 e 8, respetivamente. Como podemos ver, comparando as tensões da betonagem do piso 5 com a betonagem da Fase 3 mais tensionamento dos cabos 5 e 6 percebemos, de antemão, que nas fibras inferiores se reduz o nível de compressão e nas fibras superiores ocorre o inverso. Facto que corresponde à tendência expectável visto que, entre as duas fases entraram no sistema as cargas correspondentes ao peso próprio dos pisos 3, 4 e 5, inclusive. Como essas cargas são de natureza gravítica produzem momentos fletores de sinal positivo na secção de meio-vão dando origem a trações nas fibras inferiores e as compressões nas fibras opostas comprovando a tendência de evolução dos esforços instalados na viga. Por sua vez, no que diz respeito ao tensionamento dos cabos 7 e 8, denota-se uma mudança de comportamento, novamente previsível, visto que o tensionamento dos cabos de pré-esforço tende a provocar efeitos contrários, instalando trações nas fibras superiores e compressões nas fibras opostas.

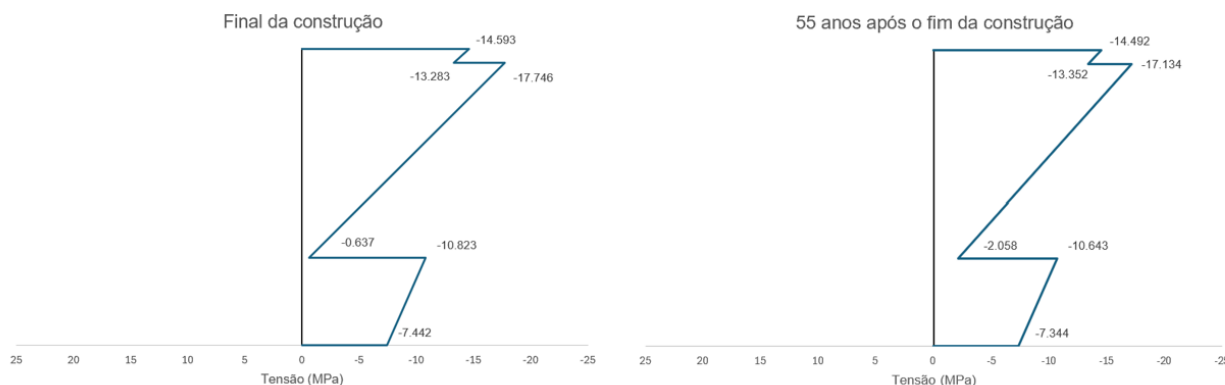


Figura 4.21- Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases

Para finalizar, na figura acima temos a representação dos diagramas das tensões instaladas nas secções de meio-vão para os estágios correspondentes ao fim da construção e a “tempo infinito” (20000 dias após o final da obra). É de referir que entre a fase anterior representada correspondente ao tensionamento do cabo 8 e o final da construção, ocorreram fases transitórias correspondentes à aplicação do peso próprio dos pisos 6, 7, 8, 9, cobertura, cobertura dos elevadores e das restantes cargas permanentes e sobrecargas.

A entrada dessas cargas é muito importante para descrever a diferença entre as tensões obtidas nas duas fases. De facto, entre esses dois momentos temporais apenas são aplicadas cargas gravíticas que, tal como foi referido anteriormente produzem tensões de tração nas fibras abaixo do eixo neutro e compressões nas fibras superiores. Tal comportamento pode ser observado entre essas duas fases em que, nas fibras superiores, as compressões passam de valores baixos entre os 1 e os 2 MPa para valores entre os 13 e os 14 MPa. Por sua vez, nas fibras inferiores da secção transversal as compressões passam de 24 para 7 MPa.

Outra conclusão que se pode retirar da análise tem que ver com o facto de os pontos mais próximos do eixo neutro apresentam uma variabilidade muito menos acentuada contrariamente aos pontos mais afastados do mesmo que apresentam variações bem vincadas, facto esse que era expectável derivado do facto das tensões serem diretamente proporcionais à distância às respetivas fibras onde estas são calculadas.

Comparando as tensões da fase do final da construção e a “tempo infinito”, percebemos que existe na maioria dos pontos uma suavização das tensões de compressão. De facto, entre estas fases existem dois fatores de índole completamente distinta que influenciam esta variação. Entre estas duas fases, as cargas não variam pelo que apenas se reflete a evolução temporal resultante dos efeitos diferidos do betão correspondentes, nomeadamente, a fluência e a retração do betão. Por outro lado, não se pode desprezar o efeito das perdas de pré-esforço na alteração das tensões instaladas ao longo do tempo.

4.4.3. ANÁLISE DE TENSÕES E ESFORÇOS NO PILAR

Para além dos deslocamentos horizontais anteriormente analisados, é fundamental compreender a evolução dos esforços no pilar (esforço axial e momento fletor) que se encontra ligado à viga em estudo, ao longo das diferentes fases construtivas. Para isso, serão avaliados estes parâmetros no topo e na base do pilar, respetivamente.

Por se tratar de um modelo em elementos finitos de volume foram escolhidos três pontos [Figura 4.22] correspondentes às fibras extremas e à fibra central das referidas secções (topo e base do pilar). Para que não existissem efeitos numéricos de concentração de tensões, expectáveis em zonas de descontinuidade, para a respetiva análise, foram escolhidos pontos afastados de 0.5 metros das secções de extremidade.

Este tipo de estruturas caracteriza-se por uma forte interação entre os elementos horizontais e verticais, em que os deslocamentos longitudinais da viga, decorrentes do seu encurtamento devido ao pré-esforço e aos efeitos diferidos do betão, são transferidos diretamente para o pilar, originando esforços adicionais. Estes efeitos, por vezes desprezados em análises simplificadas, podem gerar tensões de tração nas fibras extremas das secções, com impacto direto no funcionamento e durabilidade da estrutura.

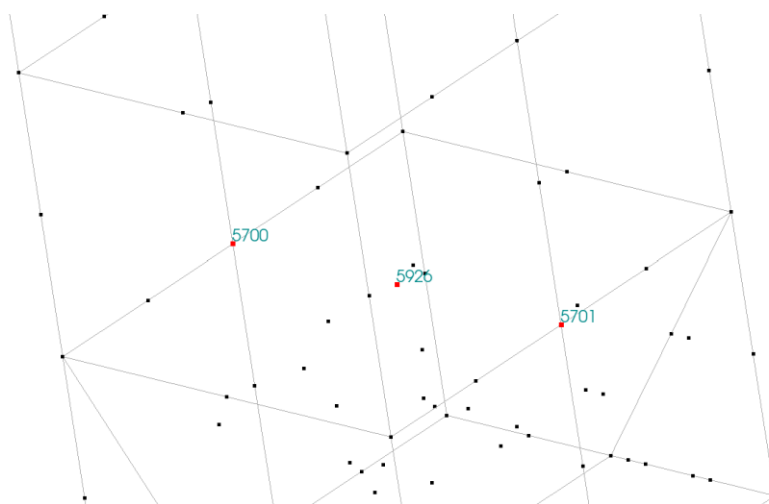


Figura 4.22- Representação dos pontos avaliados, retirado do DIANA

Nas figuras da evolução das tensões que serão representadas em seguida a nomenclatura utilizada é a seguinte: Ponto de extremidade esquerda, ponto central e ponto de extremidade direita. Para a secção junto à base do pilar, tal como se observa na figura acima traduz-se pelos nós 5700, 5926 e 5701, respetivamente.

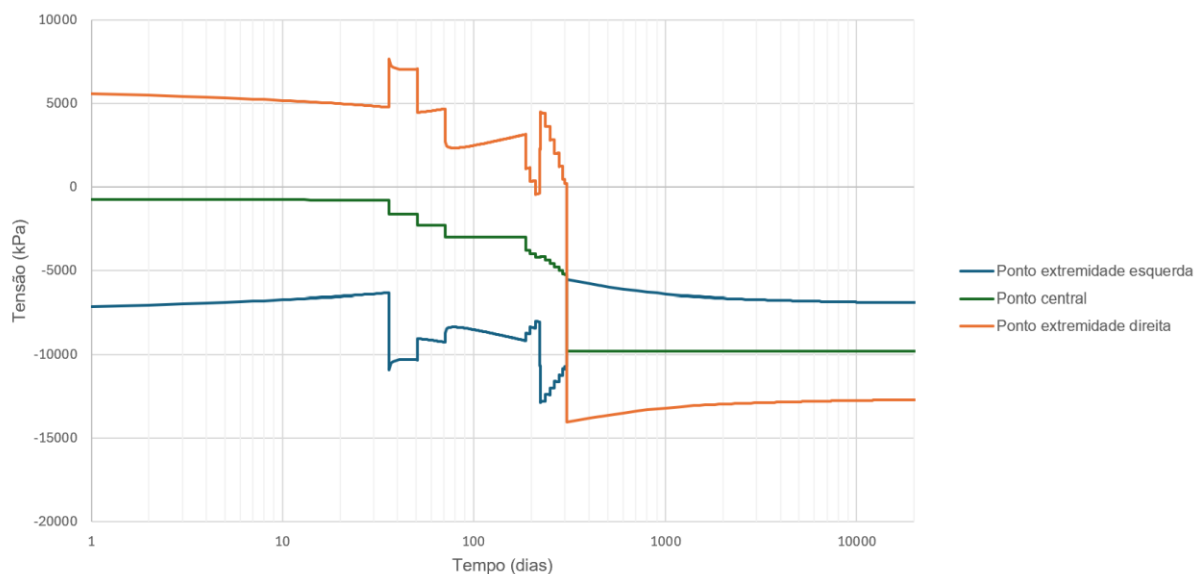


Figura 4.23- Evolução das tensões no topo do pilar

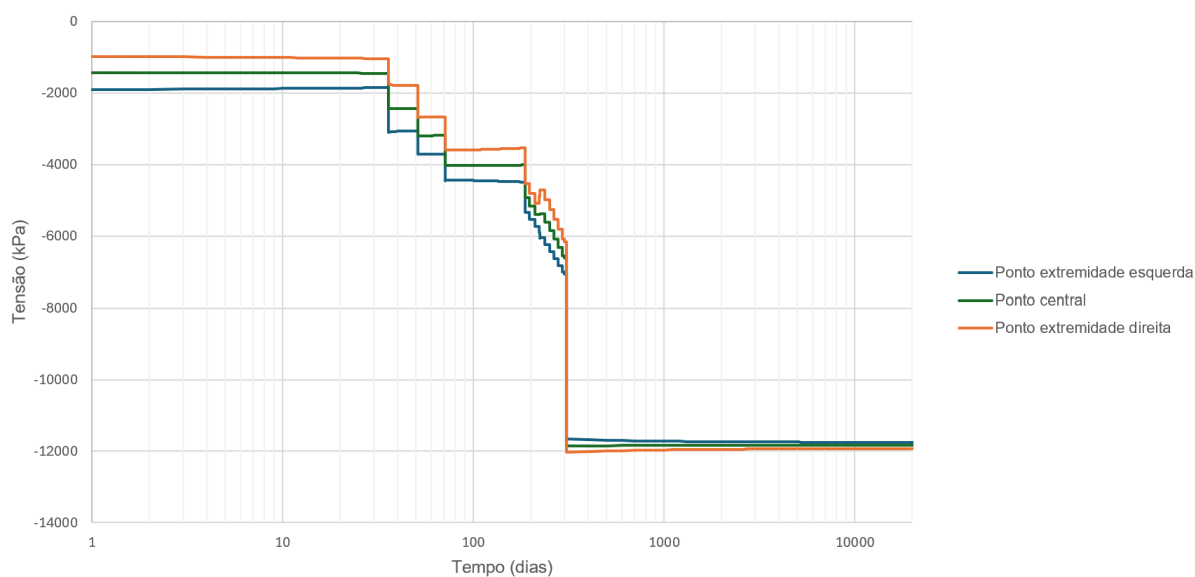


Figura 4.24- Evolução das tensões na base do pilar

No que diz respeito à evolução das tensões na secção de topo do pilar [Figura 4.23], a fibra extrema do lado exterior (esquerda) encontra-se comprimida quer em fase construtiva, quer ao longo de toda a vida da obra. Por sua vez, no que diz respeito à fibra extrema do lado interior (direita), existem tensões de tração de uma ordem de grandeza relevante, que só são anuladas com a entrada da última fase de cargas (SOB+RCP). De facto, devido aos efeitos a que a viga se encontra sujeita o consequente encurtamento da viga e o efeito predominante do pré-esforço nas fases iniciais leva a que a viga suba e como esta se

encontra rigidamente ligada ao pilar, este por compatibilização tende a rodar no sentido anti-horário levando a que na zona interna do pilar surjam trações. Com a realização de betonagens os efeitos das tensões invertem o sentido anteriormente experienciado pelo facto de corresponder a efeito oposto ao anterior. Além disso, no que diz respeito à análise das tensões centrais, estas não são nulas pelo facto de que o pilar se encontra sujeito à interação de esforços (esforço axial e momento fletor).

No que diz respeito à evolução das tensões na base do pilar [Figura 4.24], depreende-se que esta secção se encontra comprimida em toda a sua extensão ao longo de todas as fases construtivas e ao longo da vida da obra. Nesta secção, o comportamento evolutivo das tensões é distinto daquela que é a evolução das tensões no topo do pilar na medida em que no segundo caso, as tensões tendem a evoluir de forma similar ao esforço axial [Figura 4.27] uma vez que nesta secção específica os momentos flectores são muito reduzidos como será explicado em seguida.

Para a obtenção dos esforços, os resultados provenientes das “*composed lines*”, não estavam a fornecer confiança devido ao facto de terem surgido dúvidas relacionadas com as zonas de integração que estavam a ser efetivamente tomadas. Assim sendo, para a obtenção dos esforços foi realizado um tratamento algébrico dos resultados das tensões para que se conseguisse obter os esforços através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{N + M}{A - I} * y \quad 4.1$$

onde:

- N corresponde ao esforço axial na secção;
- A corresponde à área do elemento;
- M corresponde ao momento fletor na secção;
- I corresponde ao valor da inércia da secção transversal.

Uma vez conhecidas as tensões nas fibras extremas conseguimos através de um sistema de 2 equações e 2 incógnitas (neste caso o N e o M), retiramos os respetivos esforços.

$$T_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * y \text{ (máxima)} \quad 4.2$$

$$T_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} * y \text{ (mínima)} \quad 4.3$$

Na imagem abaixo [Figura 4.25] encontra-se representada a evolução do esforço axial no topo do pilar ao longo do tempo. Da figura, podemos observar as consecutivas entradas de carga relacionadas com as diferentes fases de construção dos pisos do edifício.

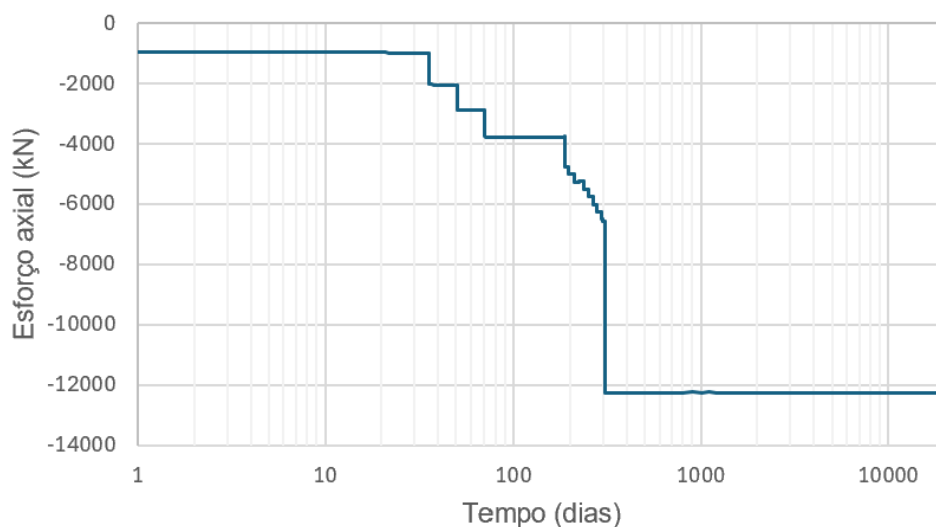


Figura 4.25- Evolução do esforço axial no topo do pilar ao longo do tempo

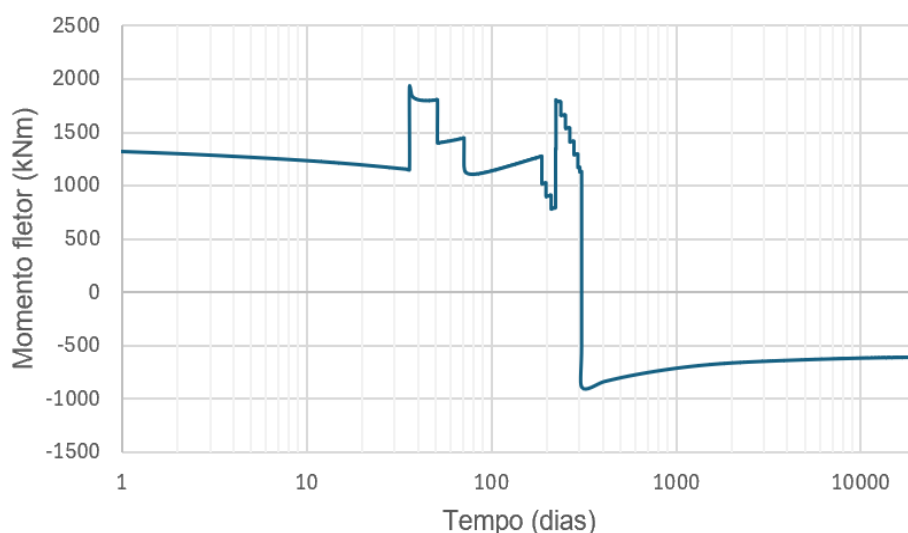


Figura 4.26- Evolução do momento fletor no topo do pilar, ao longo do tempo

No que diz respeito à evolução do momento fletor [Figura 4.26], verifica-se no momento de tensionamento do primeiro grupo de cabos (cabos 1 a 4), a viga tende a encurtar e a apresentar deslocamentos no sentido ascendente, tal como abordado anteriormente. Como a zona do topo do pilar se encontra rigidamente ligada à viga, o pilar acompanha a deformação desta, levando a que rode no sentido anti-horário, ficando sujeito a momentos positivos na fase inicial de construção. Com a introdução de cargas provenientes das betonagens dos pisos o efeito de deformada tende a inverter-se e a viga tende a experimentar deslocamentos inversos àqueles provocados pelo efeito do tensionamento dos cabos de pré-esforço. Deste modo, viga tende a inverter a sua tendência de rotação, levando a que com a introdução das cargas dos pisos superiores, o momento fletor instalado tenda a reduzir [8].

Nas figuras seguintes [Figuras 4.27 e 4.28], encontram-se representadas, respetivamente, a evolução do esforço axial e do momento fletor instalados na base do pilar.

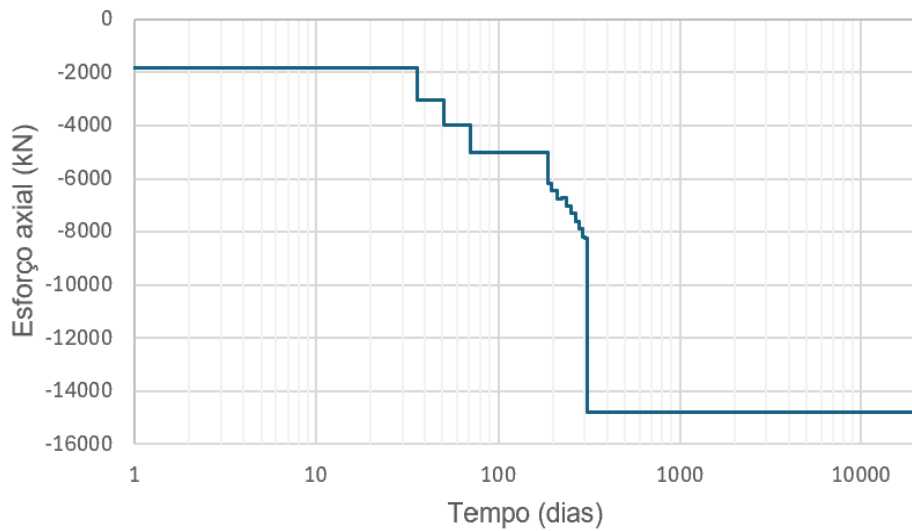


Figura 4.27- Evolução do esforço axial na base do pilar, ao longo do tempo

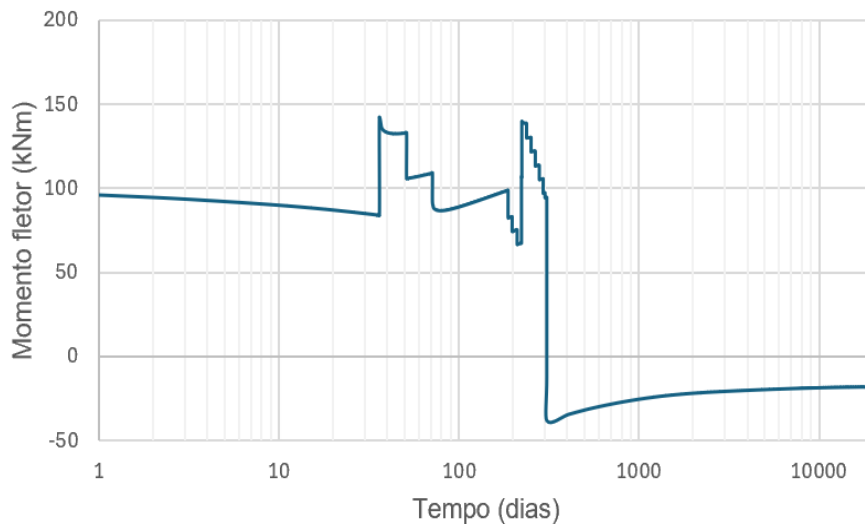


Figura 4.28- Evolução do momento fletor na base do pilar, ao longo do tempo

Tal como se observa no gráfico análogo referente à secção do topo do pilar, no caso do esforço axial na base do pilar conseguimos observar a cadência de entrada sucessiva de cargas. Pode-se ainda observar a grande relevância das cargas referentes à última fase de carregamento (RCP+SOB). Além disso, pode-se observar que a diferença entre o esforço axial entre a base e o topo do pilar está coerente com o seu peso próprio de cerca de 508 kN.

Por outro lado, no que diz respeito à evolução do momento fletor instalado na base do pilar ao longo do tempo, observa-se que os valores são muito inferiores aos valores no topo do pilar. De facto, a consideração do apoio elástico com elevada flexibilidade, leva a que se verifiquem rotações consideráveis nessa secção e que os momentos fletores sejam bastante reduzidos. O comportamento

“mecânico” da evolução dos momentos fletores segue a mesma explicação teórica dos momentos fletores registrados no topo do pilar.

4.4.4. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO A “TEMPO INFINITO”

A avaliação das perdas diferidas de pré-esforço a “tempo infinito” reveste-se de fundamental importância na análise estrutural de elementos pré-esforçados, dado que estas perdas influenciam significativamente o comportamento a longo prazo das estruturas. As perdas diferidas englobam efeitos dependentes do tempo, como a fluência e a retração do betão, que conduzem a uma redução gradual da força inicial aplicada. A sua consideração é imprescindível para garantir a segurança e durabilidade da estrutura, permitindo prever e controlar a evolução das tensões internas e deformações ao longo da vida útil da obra. Para o presente estudo, foram avaliadas as evoluções dessas mesmas perdas, para duas posições distintas, sendo elas a um quarto de vão e a meio-vão, respetivamente.

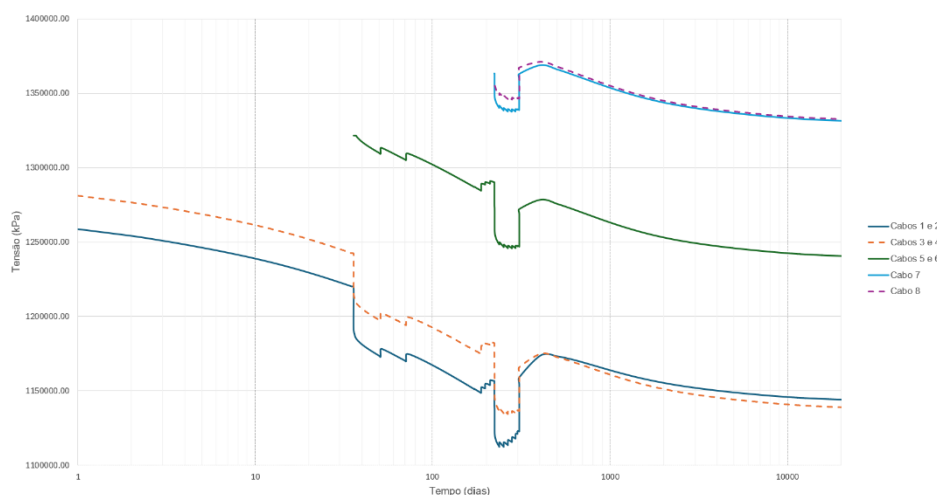


Figura 4.29- Evolução da tensão dos cabos de pré-esforço a um quarto de vão

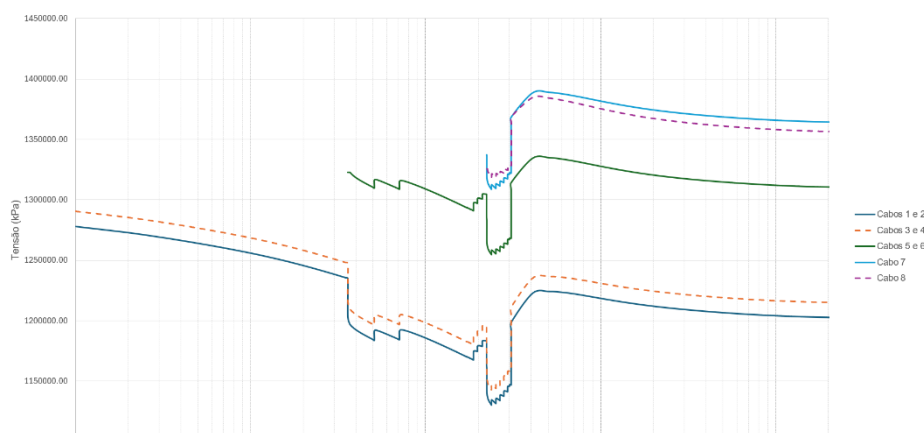


Figura 4.30- Evolução das tensões dos cabos de pré-esforço a meio-vão

Nas figuras acima encontram-se representadas as evoluções das perdas diferidas dos cabos de pré-esforço ao longo do tempo para os pontos a um quarto do vão e a meio-vão, respetivamente.

Como se pode observar por ambos os gráficos nos momentos de tensionamento de cabos de pré-esforço, a tensão nos cabos já instalados reduz de forma significativa motivada pelo efeito de compressão adicional do betão. Quando o pré-esforço é introduzido de forma faseada, ou seja, em momentos distintos para diferentes cabos, a força introduzida por um cabo posterior provoca uma compressão adicional no betão já sujeito ao efeito de cabos anteriores. Esta compressão adicional altera o estado de tensão no betão e, devido à aderência entre o aço e o betão, afeta também os cabos já tensionados. Especificamente, a nova compressão no betão pode reduzir a deformação relativa entre o cabo e o betão, originando uma diminuição da tensão efetiva no cabo inicialmente introduzido [8].

Por outro lado, quando são aplicadas cargas gravíticas (descendentes) a tensão nos cabos aumenta. Esse efeito, está associado ao facto de as solicitações em causa provocarem incrementos de deformação na viga. Como os cabos de pré-esforço estão aderentes ao betão, quando esta tende a fletir devido às novas cargas, o incremento de deformação introduz um aumento da tensão nos cabos de pré-esforço.

Em seguida, apresenta-se um quadro com a variação da tensão nos diferentes cabos, o que se traduz, posteriormente, na variação de perdas diferidas nos mesmos.

Quadro 4.15- Perdas diferidas para um ponto a um quarto do vão

Cabo	Percentagem de perdas (%)
Cabos 1 e 2	10.5 %
Cabos 3 e 4	10.8 %
Cabos 5 e 6	6.1 %
Cabo 7	3.9 %
Cabo 8	3.3 %

Na tabela acima apresentam-se a variação da tensão a tempo infinito, para um ponto localizado a um quarto do vão. Como podemos ver, os valores das perdas apresentam valores dentro daqueles que são expectáveis.

No que diz respeito às variações para uma secção localizada a meio-vão, as tensões no aço de pré-esforço apresentam um comportamento em nada expectável visto que para os cabos 5, 6, 7 e 8, os valores a “tempo infinito” são superiores aos iniciais. A razão para este comportamento está relacionada com a entrada abrupta das restantes cargas permanentes e sobrecargas que dão origem a um aumento muito significativo das deformações da viga e, consequentemente, das tensões instaladas nos referidos cabos de pré-esforço.

5

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma análise comparativa dos resultados obtidos entre o modelo numérico e os valores obtidos através de levantamentos topográficos, durante as diferentes fases de execução do edifício em estudo. Esta comparação assume um papel fundamental na verificação de correspondência entre o comportamento real da estrutura e o modelo desenvolvido. A concordância, ou eventual discrepância, entre os resultados numéricos e os dados recebidos da obra proporcionam assim, uma base objetiva para avaliar a fiabilidade dos pressupostos adotados na modelação e a sua capacidade preditiva relativamente ao desempenho da estrutura ao longo das várias fases construtivas.

A validação dos modelos teóricos com dados reais assume uma particular importância em estruturas de betão pré-esforçado, onde os efeitos diferidos, como a fluência e a retração, bem como as perdas de pré-esforço, influenciam significativamente a evolução das deformações e tensões ao longo do tempo. A análise comparativa desenvolvida neste capítulo permite, assim, avaliar a adequação dos pressupostos adotados na modelação e identificar possíveis desvios relevantes.

Paralelamente, o confronto entre os valores medidos e os valores numéricos constitui uma ferramenta essencial de apoio à decisão em obra, permitindo ajustar o planeamento e as estratégias de controlo em função do comportamento observado. Esta abordagem torna-se especialmente pertinente numa fase em que a construção ainda decorre, possibilitando a antecipação de ocorrências estruturais críticas e a implementação de medidas preventivas, sempre que necessário. Permite, ainda, a identificação de eventuais desvios no comportamento mecânico da viga pré-esforçada que podem obrigar a medidas corretivas quer do ponto de vista geométrico quer do ponto de vista estrutural.

5.2. ESTABELECIMENTO DAS CONTRAFLECHAS

Nas estruturas de betão armado e/ou pré-esforçado de grande dimensão, a introdução de contraflechas constitui uma prática essencial para garantir a funcionalidade dos elementos estruturais. A contraflecha corresponde a uma correção intencional da geometria inicial da obra, que visa contrariar as deformações devidas às solicitações a que as estruturas estão sujeitas, reduzindo e/ou eliminando a flecha residual ao longo da vida útil das mesmas.

Esta técnica é particularmente importante em vigas de grande vão que suportam cargas significativas, uma vez que contribui para o controlo das deformações e a preservação das condições de serviço, como a sua integridade geométrica. Além disso, a correta execução e controlo das contraflechas durante a construção permite antecipar e mitigar eventuais problemas relacionados com deformações excessivas e redistribuição de esforços, garantindo o cumprimento dos critérios de desempenho previstos em projeto [18].

Assim, a monitorização das contraflechas em obra assume um papel fundamental, fornecendo dados reais que permitem validar os pressupostos de modelação e acompanhar a evolução do comportamento estrutural, especialmente quando se consideram os efeitos diferidos inerentes ao betão e às perdas de pré-esforço [19].

Importa referir que, no âmbito desta obra, as contraflechas não foram definidas com base no modelo desenvolvido no contexto da dissertação, mas sim através de modelos globais simplificados, nomeadamente no que diz respeito aos efeitos diferidos, produzidos pela entidade projetista. Estes modelos permitiram o estabelecimento dos valores das contraflechas a aplicar durante a execução, assegurando uma abordagem prática e validada para o controlo das deformações.

O estabelecimento das contraflechas na estrutura baseou-se na definição de três pontos notáveis da viga [Figura 5.1]: nas extremidades e no ponto médio. Particularmente no ponto médio do vão, o objetivo era que a configuração geométrica da contraflecha, nessa secção, anulasse o deslocamento estimado através de modelos simplificados a “tempo infinito”. A partir destas três posições, foi realizada uma aproximação por uma função polinomial de segundo grau, que permitiu definir uma curva contínua e suave da contraflecha a aplicar à viga [Figura 5.2].

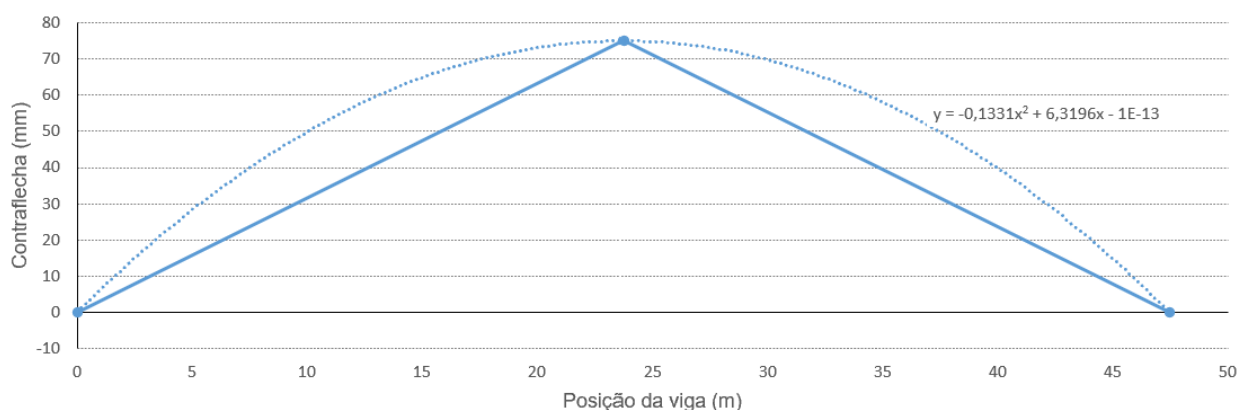


Figura 5.1- Representação da contraflecha, tendo em conta os três pontos notáveis

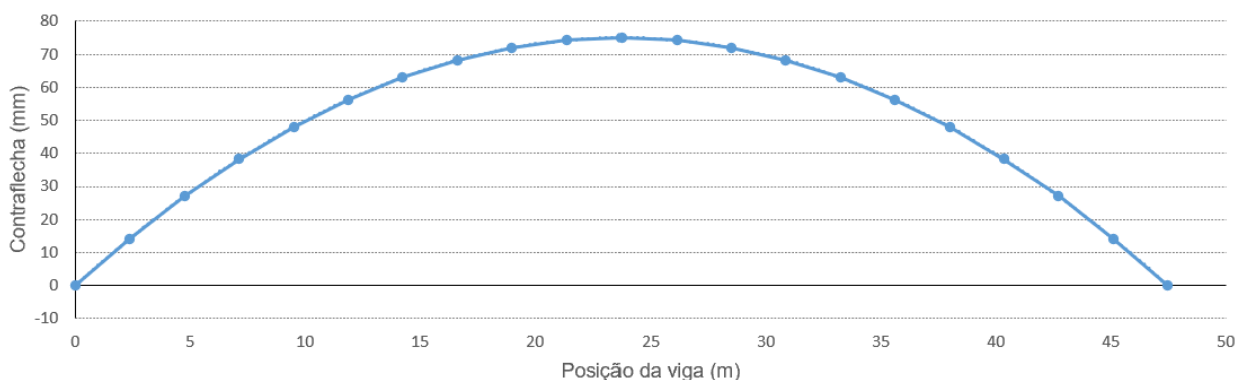


Figura 5.2- Representação da contraflecha definida em projeto para a viga do alinhamento PT-E

5.3. DADOS E CONTROLO DE GEOMETRIA EM OBRA

Para acompanhar o comportamento estrutural da viga em estudo, foram realizadas medições dos deslocamentos em pontos estratégicos ao longo dos seus elementos mais representativos. A seleção das posições teve como objetivo captar aquelas que são as diferentes configurações de deformada ao longo das diferentes fases. Os pontos de medição foram localizados às distâncias de 5.02, 12.60, 24.32, 33.64 e 41.99 metros a partir da face do pilar [Figura 5.3], correspondendo aproximadamente aos pontos de um quarto de vão, meio-vão e zonas próximas dos apoios.

Para efeitos de comparação com o modelo numérico, foram consideradas oito fases construtivas, conforme apresentado no quadro abaixo. Importa referir que, dado o edifício se encontrar ainda em fase de construção, a análise foi limitada à última campanha de medições disponibilizada, o que restringe a amostra disponível.

Quadro 5.1-Fases com dados da obra

Fases com dados da obra
Betonagem Fase 1 + Tensionamento dos cabos 1 a 4
Betonagem Fase 2 + Tensionamento dos cabos 5 a 6
Betonagem da Fase 3
Betonagem do Piso 3
Betonagem do Piso 4
Betonagem do Piso 5
Tensionamento dos cabos 7 e 8
Betonagem do Piso 6

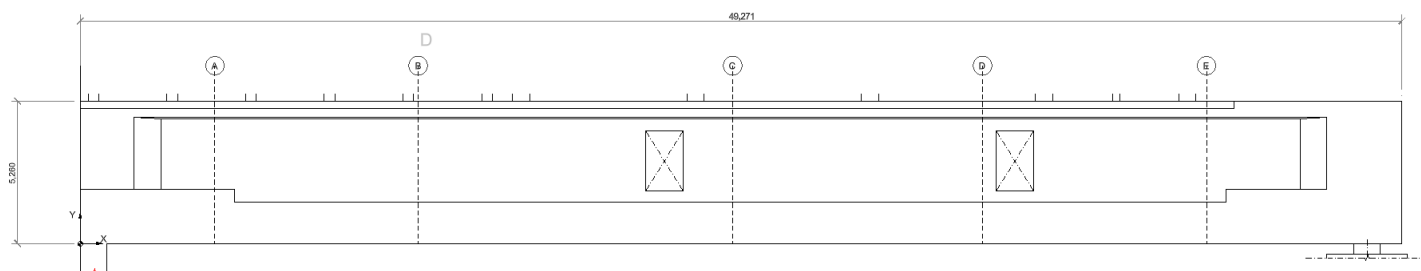


Figura 5.3- Representação dos pontos notáveis de medição relacionados com a viga do alinhamento PT-E

As medições realizadas em obra estão sujeitas a diversas fontes de erro que podem comprometer a precisão dos resultados obtidos. Entre os fatores mais relevantes destacam-se as variações de temperatura, que induzem dilatações e contrações térmicas nos materiais e afetam diretamente as deformações registadas. Além disso, a própria precisão dos elementos constitui outra fonte de incerteza, devido às limitações associadas aos aparelhos de medição aliado ainda a possíveis erros de calibração dos instrumentos. Assim sendo, apesar dos esforços para se garantir um controlo rigoroso é inevitável a presença de erros residuais que não conseguem ser dissociados da avaliação.

As medições efetuadas tiveram início com a marcação de alvos topográficos posicionados na parte superior do banzo inferior da viga correspondente à primeira fase de betonagem, aos quais estavam incorporados a contraflecha prevista em projeto e executada em obra. No entanto, aquando da recolha de dados relativos à terceira fase (betonagem da Fase 3), tornou-se inviável manter os alvos de referência originalmente estabelecidos. Face a essa limitação, procedeu-se à redefinição dos alvos de medição, onde estes passaram a ter novos pontos de referência. Dada esta mudança de referencial, surgem, naturalmente, incertezas associadas às medições e que dificultam a análise e interpretação dos resultados.

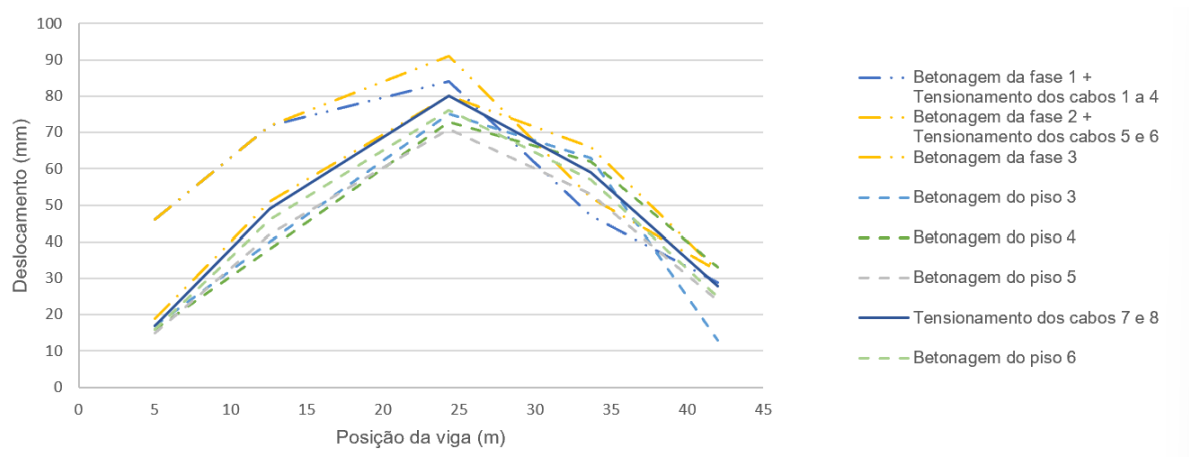


Figura 5.4- Evolução da configuração geométrica medida em obra

Quadro 5.2- Configuração geométrica medida em obra em milímetros

Fases com dados da obra	5.02 m	12.60 m	24.32 m	33,64 m	41.99 m
Betonagem Fase 1 + Tensionamento dos cabos 1 a 4	46	72	84	47	29
Betonagem Fase 2 + Tensionamento dos cabos 5 a 6	46	72	91	52	32
Betonagem da Fase 3	19	51	80	66	32
Betonagem do Piso 3	17	40	75	63	13
Betonagem do Piso 4	16	38	73	62	33
Betonagem do Piso 5	15	42	71	53	24
Tensionamento dos cabos 7 e 8	17	49	80	59	28
Betonagem do Piso 6	16	46	76	57	25

Devido à alteração dos pontos de referência das leituras a partir da terceira fase da obra, os valores medidos deixaram de ser consistentes. Esta alteração afetou diretamente a coerência dos registros, uma vez que, nas fases anteriores, os deslocamentos eram medidos em pontos localizados na face superior do banzo inferior da viga, e a partir da Fase 3 passaram a ser usados pontos localizados na face inferior do banzo inferior da viga. Dado que não se dispõe de um levantamento topográfico rigoroso “inicial” relativo a esta face e dadas as tolerâncias usuais de execução de estruturas de betão armado, é provável que a geometria real da “linha” referente à face inferior da viga seja ligeiramente diferente da correspondente à sua face superior.

Para avaliar o comportamento da estrutura, analisaram-se deformadas reais observadas em obra obtidas por diferença de cotas altimétricas entre fases sucessivas, sendo estas deformadas comparáveis com o modelo numérico desenvolvido no *DIANA*, o qual parte de uma geometria ideal sem contraflecha.

Os levantamentos topográficos realizados, incluem naturalmente, o efeito da configuração real da geometria inicial de execução da viga (contraflecha). Torna-se, então, necessário “subtrair” às medidas topográficas essas cotas altimétricas iniciais. É precisamente esse dado “em falta” no que se refere à face inferior da viga.

Para ultrapassar esta limitação, procedeu-se à estimativa da contraflecha realmente introduzida em obra, com o objetivo de subtrair essa componente aos dados medidos nas fases posteriores, restabelecendo a comparabilidade entre os resultados experimentais e numéricos. Foram consideradas duas configurações [Figura 5.5]:

- uma “contraflecha medida” em obra durante a execução da primeira fase da viga;
- uma “contraflecha parabólica” teórica, conforme definida em projeto, descrita na Secção 5.2.

A “contraflecha medida” foi determinada a partir da diferença entre as cotas altimétricas registadas na fibra superior da primeira fase e a respetiva cota de referência teórica permitindo assim reconstruir a geometria real da contraflecha executada. A aplicação desta correção às fases subsequentes garantiu a consistência interna da leitura dos deslocamentos.

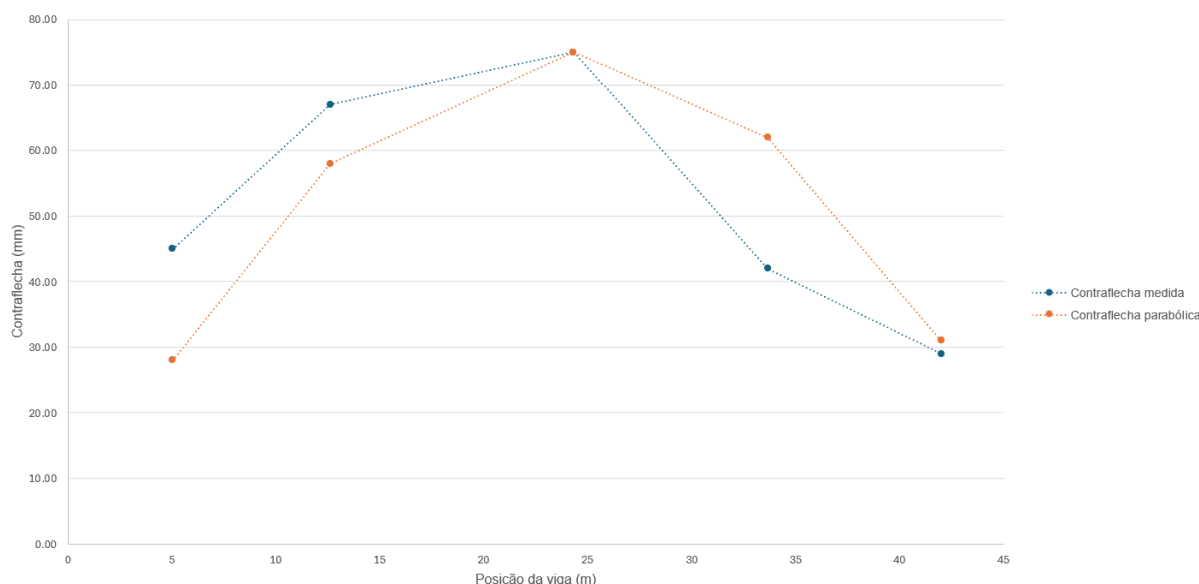


Figura 5.5- Caracterização das contraflechas abordadas

5.3.1. EVOLUÇÃO DAS DEFORMADAS PARA O CENÁRIO “CONTRAFLECHA MEDIDA”

Em obra, como é habitual, para o controlo de geometria recorreu-se a levantamentos topográficos ao longo das várias fases construtivas descritas anteriormente. Desta forma, as diferenças de cotas altimétricas registadas entre levantamentos consecutivos corresponde à deformada nessa fase.

De seguida, apresentam-se os valores da evolução das deformadas admitindo que a configuração geométrica inicial da viga corresponde ao cenário “contraflecha medida”.

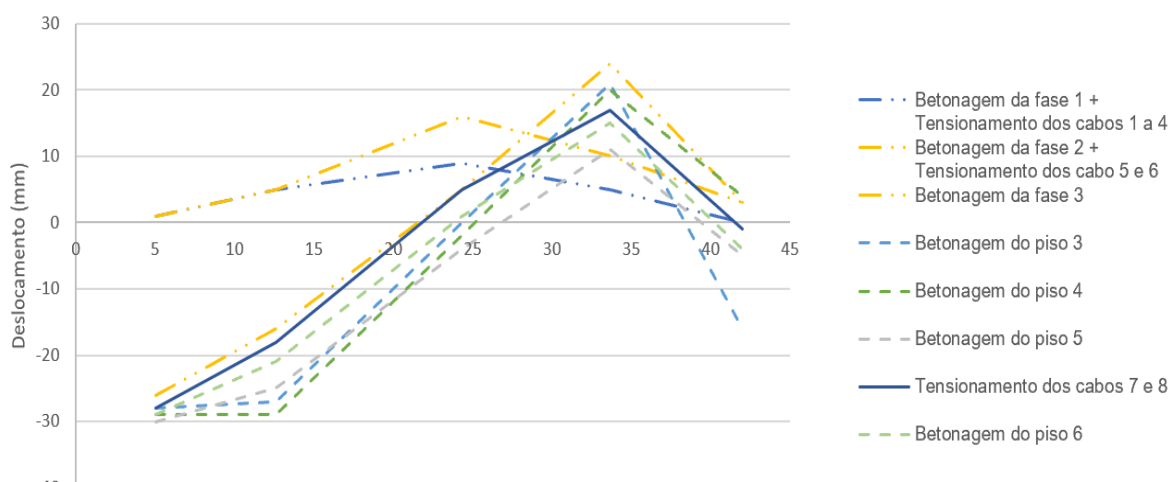


Figura 5.6- Evolução das deformadas, afetadas pela “contraflecha medida”

Quadro 5.3- Deslocamentos afetados pela “contraflecha medida”, em milímetros

Fases com dados da obra	5.02 m	12.60 m	24.32 m	33.64 m	41.99 m
Betonagem Fase 1 + Tensionamento dos cabos 1 a 4	1	5	9	5	0
Betonagem Fase 2 + Tensionamento dos cabos 5 a 6	1	5	16	10	3
Betonagem da Fase 3	-26	-16	5	24	3
Betonagem do Piso 3	-28	-27	0	21	-10
Betonagem do Piso 4	-29	-29	-2	20	4
Betonagem do Piso 5	-30	-25	-4	-11	-5
Tensionamento dos cabos 7 e 8	-28	-18	5	17	-1
Betonagem do Piso 6	-29	-21	1	15	-4

5.3.2. EVOLUÇÃO DAS DEFORMADAS PARA O CENÁRIO “CONTRAFLECHA PARABÓLICA”

Em seguida, apresentam-se os valores da evolução das deformadas admitindo que a configuração geométrica inicial corresponde ao cenário “contraflecha parabólica”.

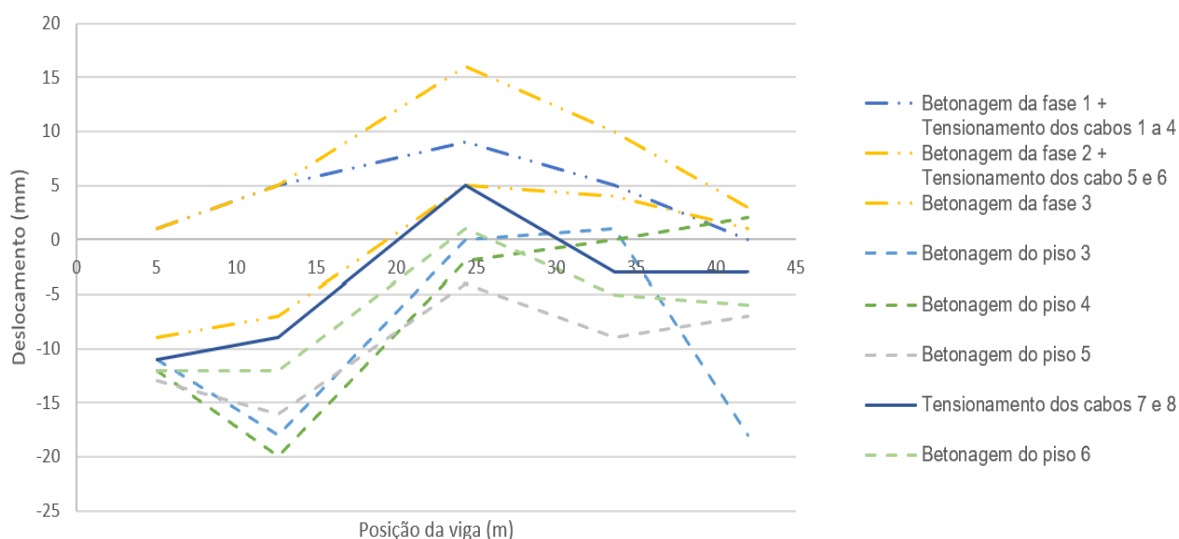


Figura 5.7- Evolução das deformadas afetadas pela “contraflecha parabólica”

Quadro 5.4- Deslocamentos afetados pela “contraflecha parabólica”, em milímetros

Fases com dados da obra	5.02 m	12.60 m	24.32 m	33.64 m	41.99 m
Betonagem Fase 1 + Tensionamento dos cabos 1 a 4	1	5	9	5	0
Betonagem Fase 2 + Tensionamento dos cabos 5 a 6	1	5	16	10	3
Betonagem da Fase 3	-9	-7	5	4	1
Betonagem do Piso 3	-11	-18	0	1	-18
Betonagem do Piso 4	-12	-20	-2	0	2
Betonagem do Piso 5	-13	-16	-4	-9	-7
Tensionamento dos cabos 7 e 8	-11	-9	7	-3	-3
Betonagem do Piso 6	-12	-12	1	-5	-6

Uma análise preliminar da [Figura 5.7] relativa à deformada da viga para o cenário “contraflecha parabólica”, revela consistência tendo em conta as solicitações associadas a cada uma das respetivas.

Importa ainda destacar as evoluções da configuração de deformada na zona junto ao pilar da *Europa Road* (lado esquerdo do gráfico). Tomando como referência o primeiro ponto de medição ($x=5.02$ metros), consegue-se observar pela [Figura 5.7], o assentamento previsto da fundação do pilar (microestacas) e o efeito da continuidade na ligação entre a viga e o pilar. De facto, com a entrada das cargas gravíticas associadas às diferentes fases construtivas, o pilar induz um encastramento parcial na viga ao tender a fletir por compatibilidade de deformações, o que se comprova com a evolução da configuração das deformadas nessa mesma zona.

No que respeita à configuração de deformada correspondente à betonagem do piso três (Fase 3), verifica-se que o valor registado no último ponto de medição ($x=41.99$ metros) apresenta uma discrepância significativa, configurando um dado anómalo que será excluído da análise comparativa

5.4. COMPARAÇÃO

Para avaliar o comportamento real da viga pré-esforçada, serão realizadas duas análises distintas no que diz respeito à comparação de deformadas. Numa primeira análise, serão comparadas, para as diferentes fases construtivas, as deformadas da viga obtidas a partir dos levantamentos topográficos e as previstas no modelo numérico. Já na segunda análise, será feita uma comparação análoga, mas tomando como instante inicial o correspondente à terceira fase (momento da mudança de referencial das leituras), onde

as deformadas das fases subsequentes se referem à variação de cotas altimétricas a partir da Fase 3 de modo a colmatar a incerteza introduzida pela mudança dos pontos de leitura.

Por fim, serão ainda analisados os deslocamentos em cada ponto, ao longo do tempo, comparando os dados fornecidos pela obra com os resultados numéricos.

5.4.1. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DEFORMADAS PARA AS DIFERENTES FASES

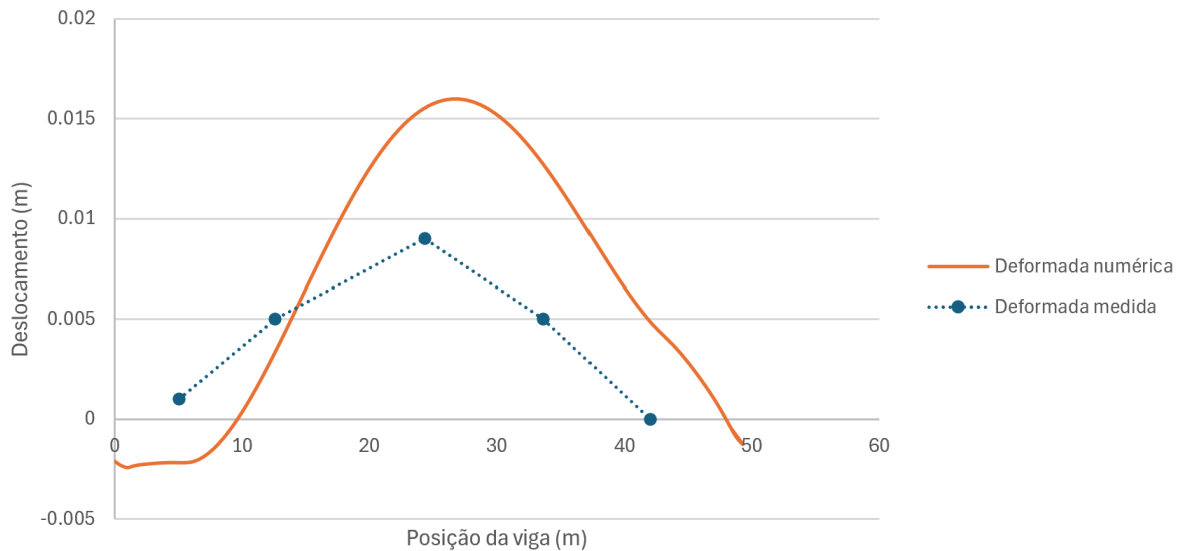


Figura 5.8- Deformadas correspondentes à Fase 1

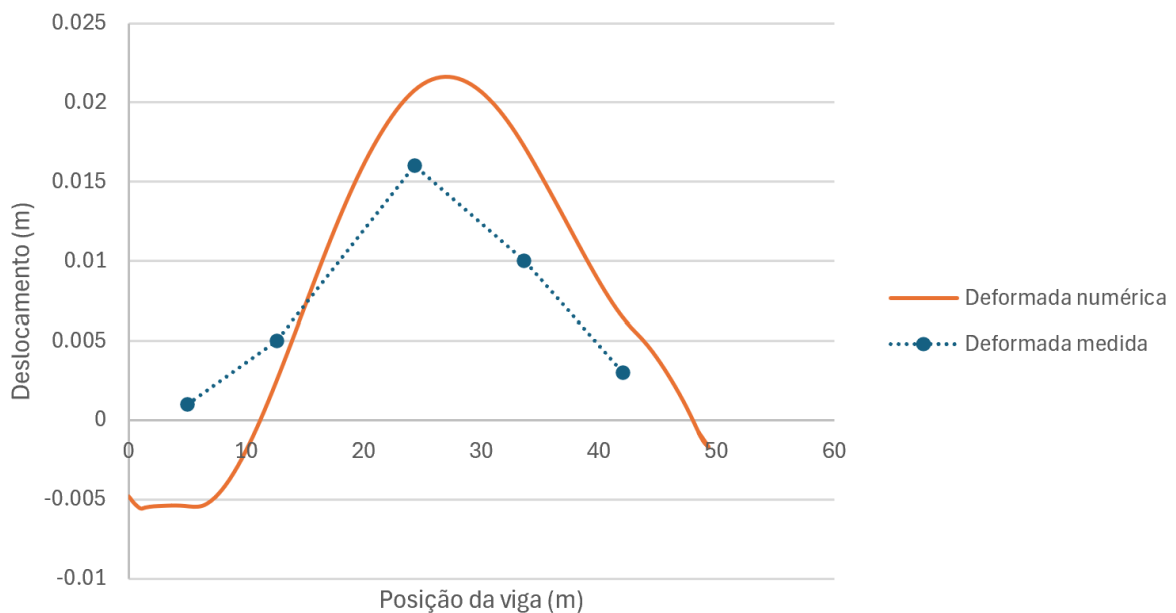


Figura 5.9- Deformadas correspondentes à Fase 2

Nas figuras acima encontram-se representadas as comparações de deformadas para as duas fases iniciais, ou seja, para a betonagem da Fase 1 e tensionamento dos cabos 1 a 4 e a betonagem da Fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6.

Em ambas as fases, estão associados a respectiva betonagem e o tensionamento dos cabos de pré-esforço. Tal como foi discutido anteriormente, o efeito do pré-esforço é predominante face ao efeito das cargas gravíticas o que dá origem a deformadas com sentido ascendente e concavidade voltada para baixo.

Pela análise dos dois gráficos comparativos, pode-se observar, numa fase embrionária, uma forte aproximação entre as referidas curvas sendo que, em ambos os casos os valores dos deslocamentos medidos em obra são inferiores aos valores estimados no modelo numérico desenvolvido.

Por sua vez, nos pontos mais à esquerda, junto à *Europa Road*, a tendência inverte-se passando os valores relativos aos dados da obra a apresentarem valores mais elevados. No que diz respeito à Fase 1, para o ponto localizado a meio-vão, a variabilidade entre as amostras é de 41% e no que diz respeito à Fase 2 essa diferença cai para os 22%.

Nas imagens abaixo, encontram-se representadas as quatro fases posteriores, correspondentes à deformada nos instantes após a betonagem da Fase 3 da viga pré-esforçada e após a betonagem dos pisos 3, 4 e 5, fases construtivas 3, 4, 5 e 6, respetivamente.

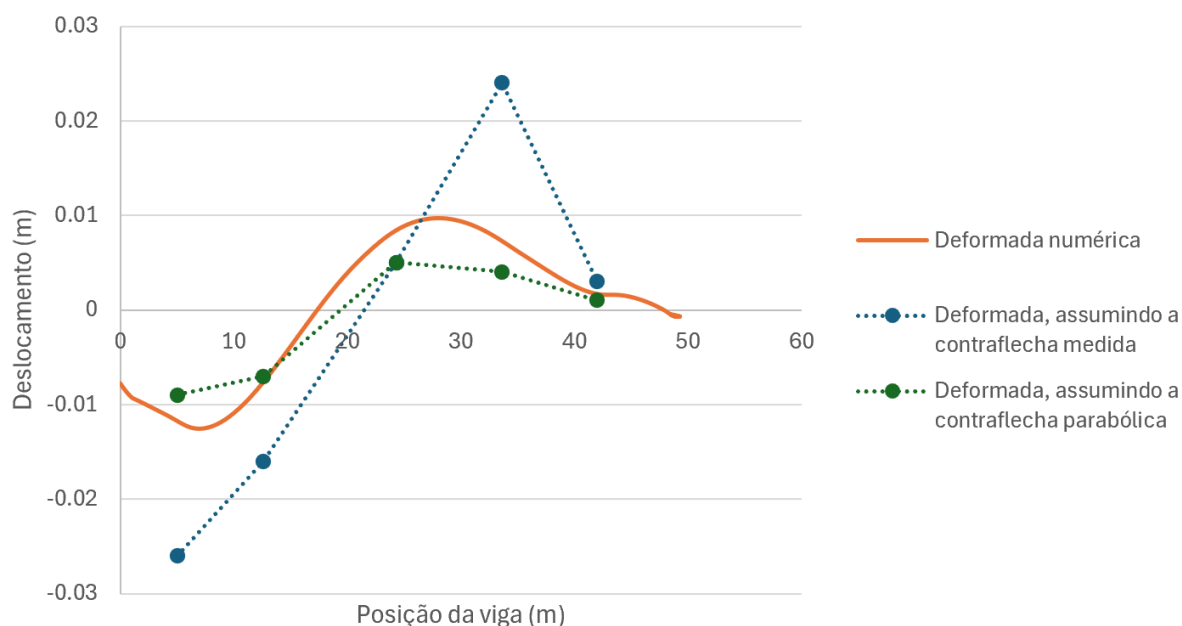


Figura 5.10- Deformadas correspondentes à Fase 3

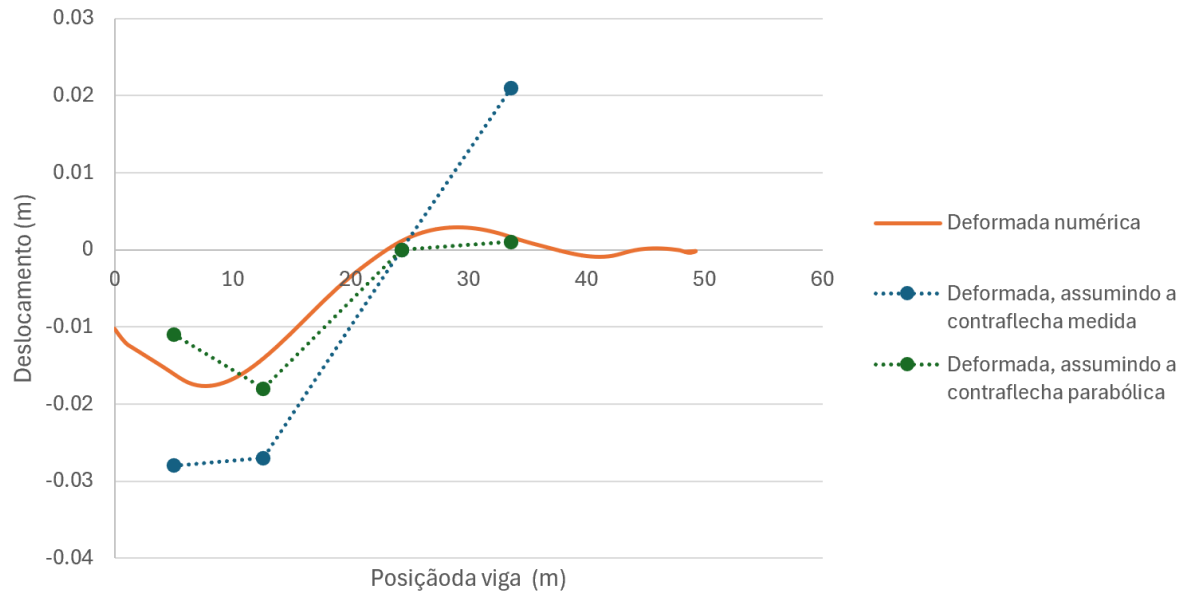


Figura 5.11- Deformadas correspondentes à Fase 4

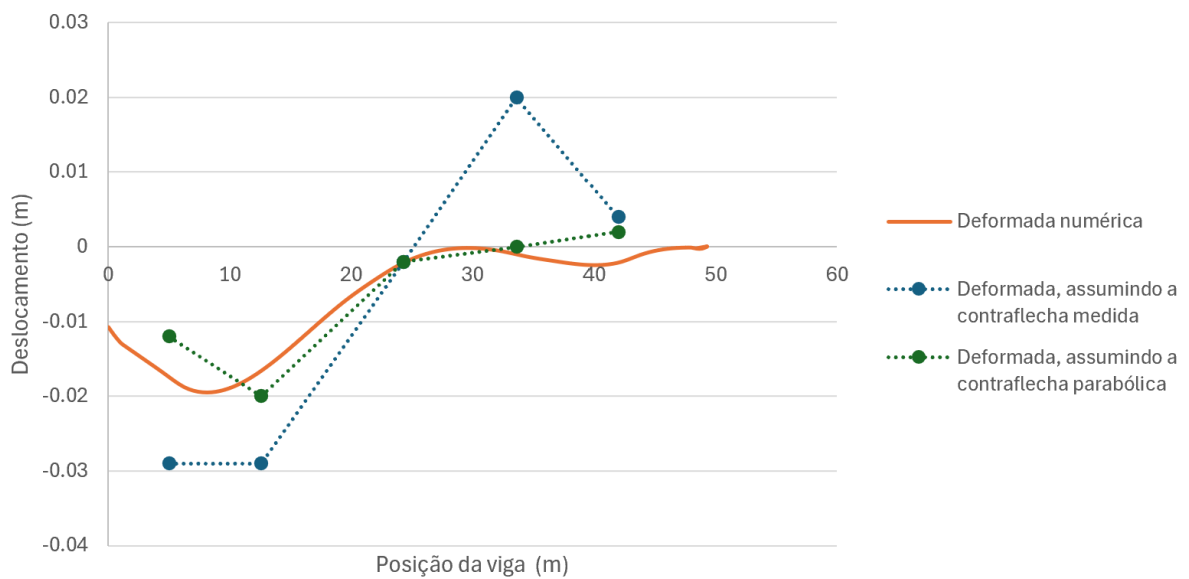


Figura 5.12- Deformadas correspondentes à Fase 5

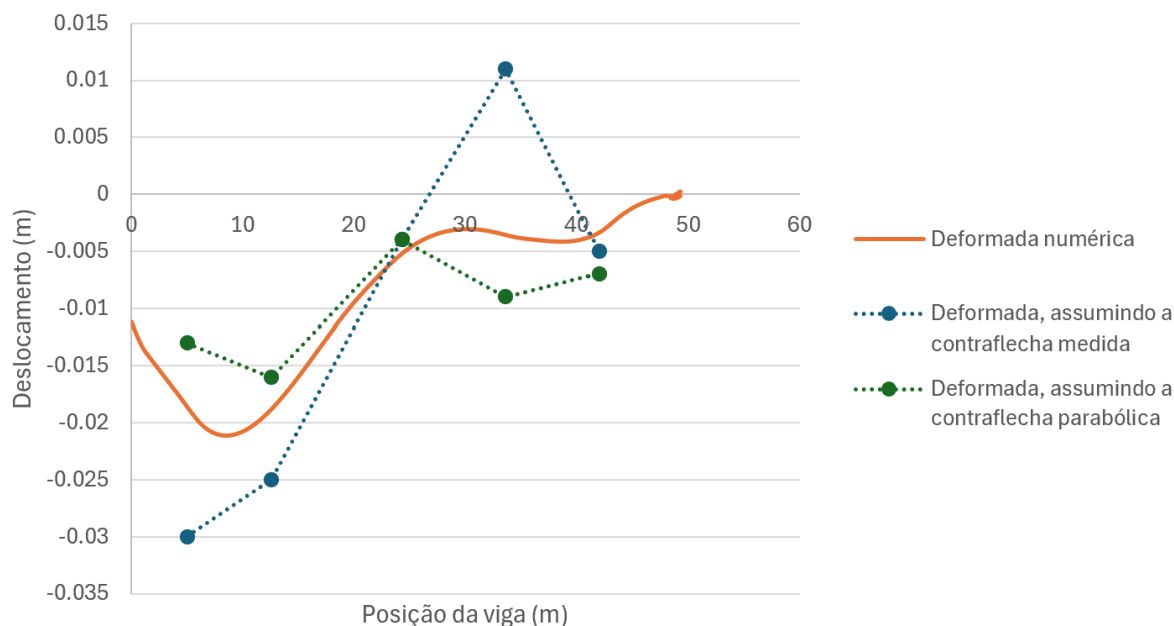


Figura 5.13- Deformadas correspondentes à Fase 6

Nestes gráficos, consegue-se observar a tendência progressiva para o desaparecimento da deformada ascendente, em resultado da entrada sucessiva de cargas gravíticas que tendem a contrariar os efeitos produzidos pelas fases anteriores e, conseqüentemente, a dar origem a uma deformada com concavidade voltada para cima, que vai ganhando expressão com o decorrer da construção dos pisos superiores.

Quando analisadas as deformadas relativas a cada fase, consegue-se observar um padrão de semelhança entre todas elas. Não obstante o facto de a deformada para o momento da betonagem do piso três (Fase 4) conter um ponto a menos na sua amostra ($x=41.99$ metros), por se considerar que se trata de uma leitura anómala, tal como mencionado anteriormente.

No que diz respeito à configuração da deformada admitindo que a geometria inicial da viga é a correspondente à “contraflecha medida”, percebemos que existe para todos os gráficos uma falta de concordância nos valores dos pontos com abcissas a 5.02 e 33.64 metros, o que não se reflete na deformada em que se admite que a geometria inicial da viga é a referente a uma “contraflecha parabólica”. Neste caso, a deformada apresenta um andamento muito similar ao previsto no modelo numérico.

Para as quatro fases, a variação entre as amostras, para um ponto a meio-vão são de 40.5, 100, 8.3 e 23.5%, respetivamente. No que diz respeito ao valor associado à Fase 4, este valor é muito elevado pelo facto de o valor obtido através dos dados da obra ser nulo o que condiciona, naturalmente, de forma errada, o valor obtido.

Para finalizar, a comparação de deformadas, encontram-se representadas, a seguir, as duas últimas fases em análise, o tensionamento dos cabos 7 e 8 (Fase 7) e por fim a betonagem do piso 6 (Fase 8).

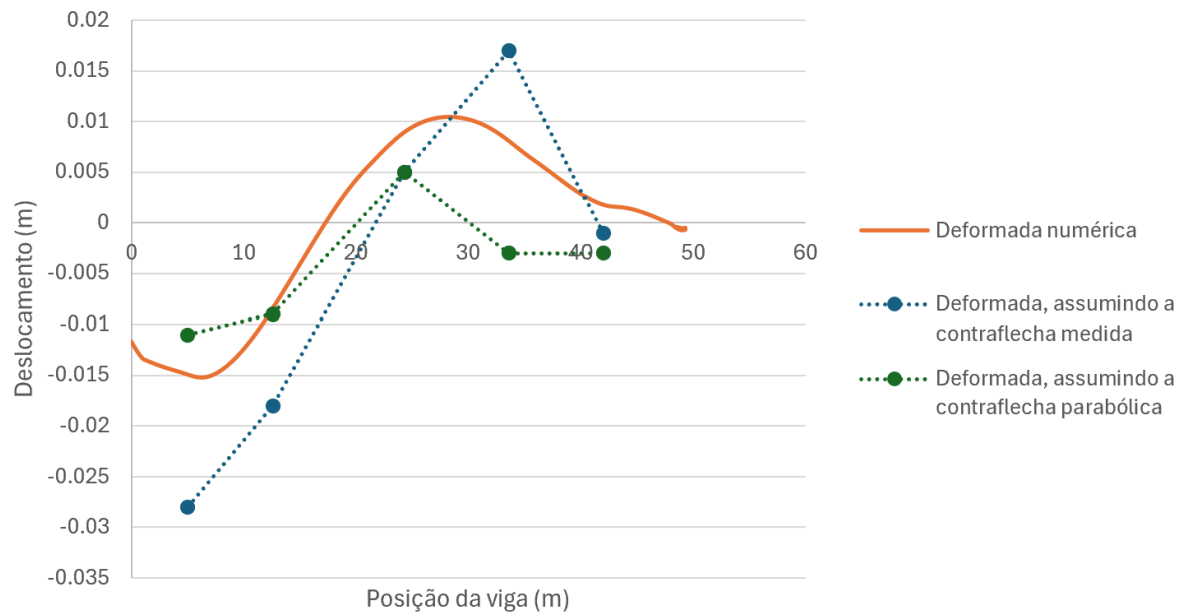


Figura 5.14- Deformadas correspondentes à Fase 7

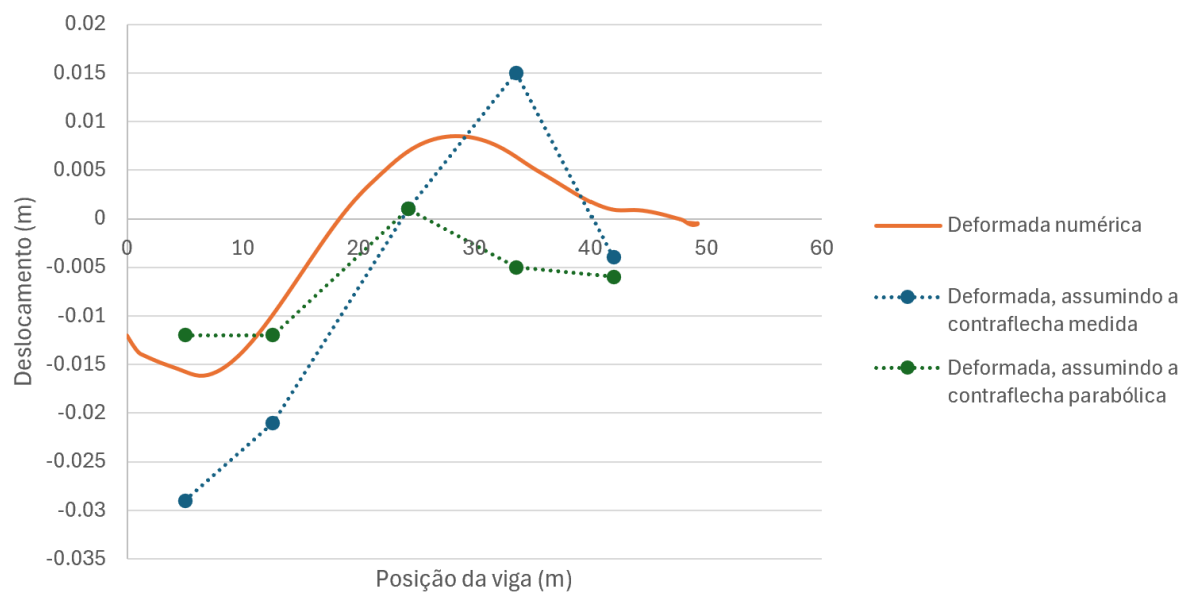


Figura 5.15- Deformadas correspondentes à Fase 8

Tendo em conta as solicitações na estrutura associadas a essas duas fases, era expectável que na Fase 7 (tensionamento dos cabos de pré-esforço 7 e 8), a viga invertesse a tendência da configuração da deformada que vinha das fases anteriores e apresenta-se, novamente, uma tendência de formação de nova configuração de geometria com uma concavidade voltada para baixo. Na fase seguinte (Fase 8), devido à solicitação de cargas gravíticas essa concavidade desvanece-se, efeito que se pode observar pelas [Figuras 5.14 e 5.15].

Novamente, observa-se que existe um grau de semelhança entre as curvas para as Fases 7 e 8. Contudo, no que diz respeito à geometria inicial da viga e a correspondente à “contraflecha medida” existe, novamente, um afastamento entre as amostras no que diz respeito ao primeiro e quarto pontos ($x=5.02$ e $x=33.64$ metros). Contrariamente, esse efeito não se observa na geometria inicial da viga e a correspondente à “contraflecha parabólica”, onde para todos os pontos a aproximação é razoável, comparativamente com os resultados esperados pelo modelo numérico.

Para as duas últimas fases, a variação entre as amostras, para um ponto a meio-vão são de 45.2 e 85.5%, respetivamente.

5.4.2. ANÁLISE DAS DEFORMADAS DESPISTANDO OS EFEITOS DAS CONTRAFLECHAS

Com o objetivo de mitigar a incerteza associada à problemática das contraflechas realmente executadas em obra, poderia ser adotada uma estratégia de reconfiguração das deformadas tomando como ponto de partida um instante de referência comum. Esta abordagem consistiria em redefinir, nesse momento, a deformação nula para todos os pontos, passando a analisar apenas as variações relativas daí em diante. Embora tal procedimento implique a perda da informação relativa à deformada acumulada até esse instante, permitiria eliminar a incerteza relativa à configuração geométrica inicial. Assim, a comparação entre os resultados medidos e os obtidos numericamente ficaria isenta dessa interferência. As figuras seguintes apresentam gráficos resultantes da aplicação desta metodologia.

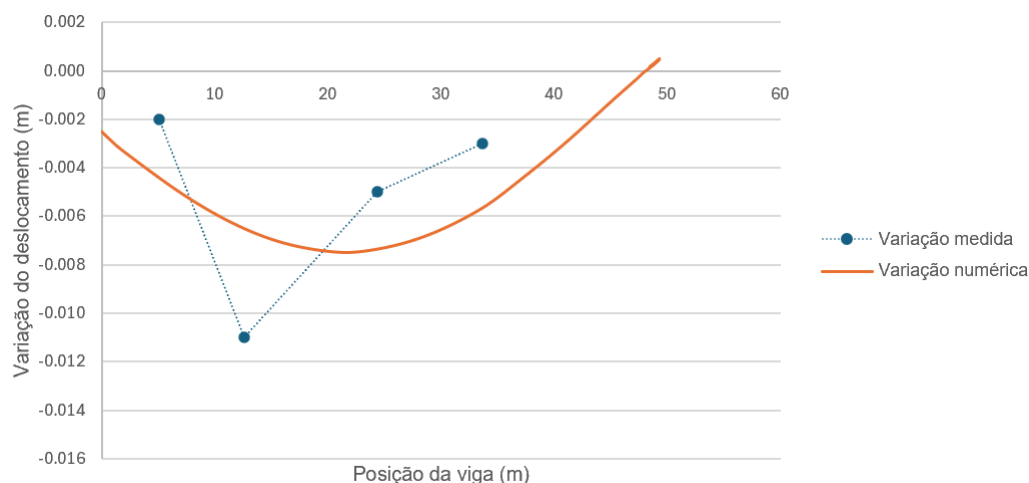


Figura 5.16- Variação da deformada da Fase 4 tendo como referência a Fase

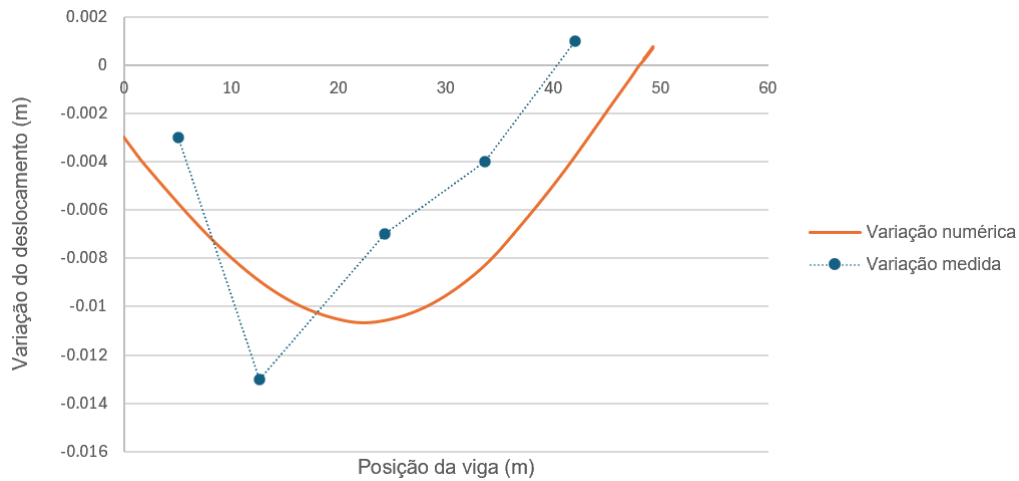


Figura 5.17- Variação da deformada da Fase 5 tendo como referência a Fase

3

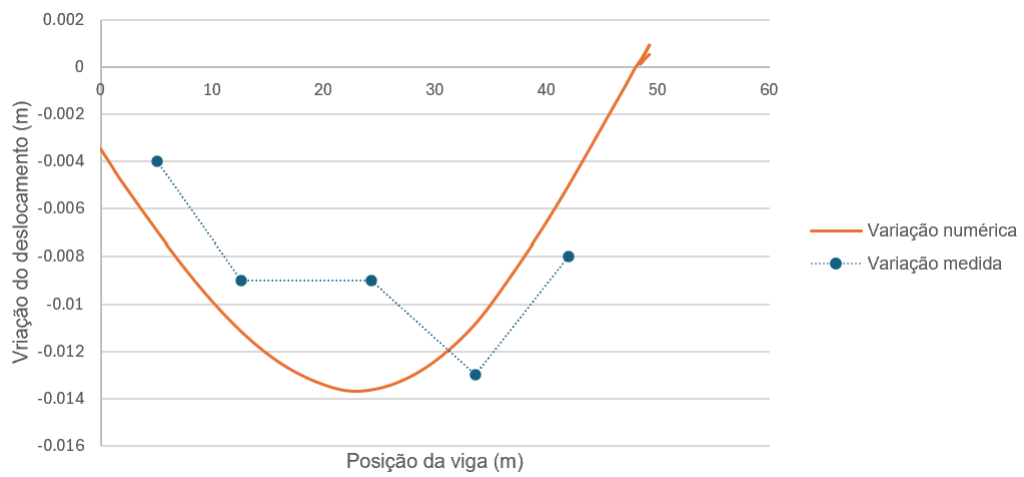


Figura 5.18- Variação da deformada da Fase 6 tendo como referência a Fase

3

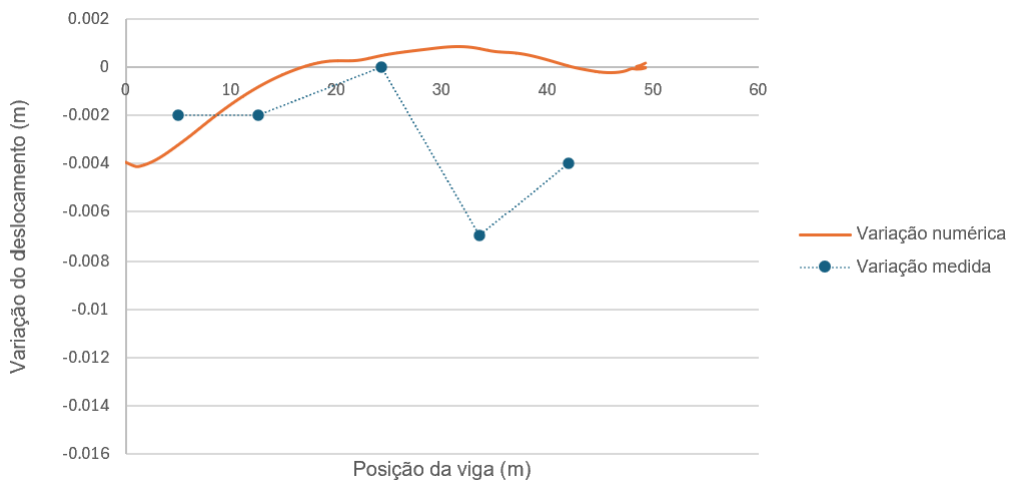


Figura 5.19- Variação da deformada da Fase 7 tendo como referência a Fase

3

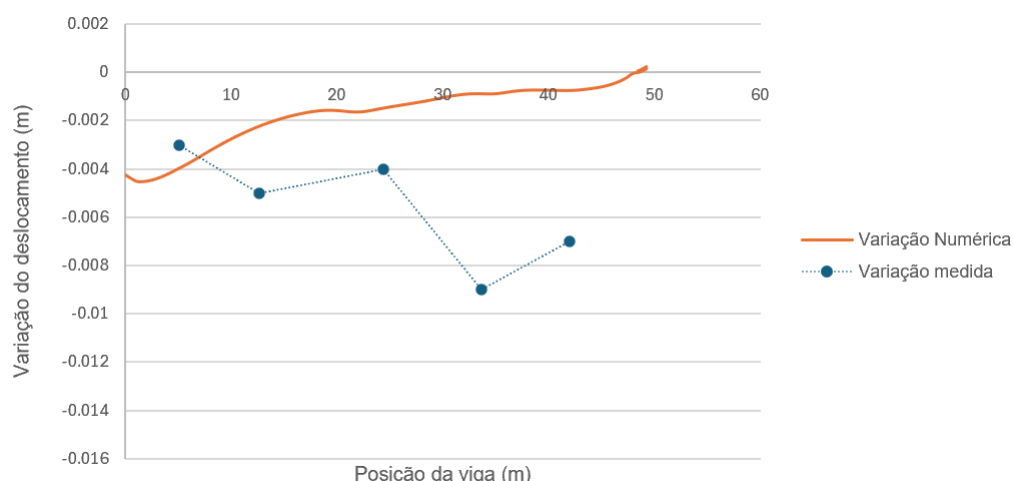


Figura 5.20- Variação da deformada da Fase 8 tendo como referência a Fase

3

A partir da análise das figuras anteriormente apresentadas [Figuras 5.16 a 5.20], constata-se que, embora algumas fases revelem configurações de deformadas com comportamentos semelhantes não se pode concluir que existe sempre concordância entre os valores previstos no modelo numérico e as medidas em obra.

Um dos principais constrangimentos associados a esta análise resulta do procedimento de “reset” da fase inicial de referência. Ao basear-se nas diferenças relativas entre fases consecutivas, a comparação das deformadas torna-se extremamente sensível a incertezas de medição. A leitura dos eixos verticais dos gráficos revela que os valores considerados se situam na ordem dos milímetros, um nível de precisão que, em contexto de obra, não é realisticamente alcançável com fiabilidade.

Assim, qualquer tentativa de comparar diretamente as deformadas com base nesses valores torna-se complexa, dado que variações mínimas, ainda que inferiores ao milímetro, são suficientes para alterar substancialmente o perfil gráfico.

Consequentemente, convém salientar que a análise da evolução das deformadas, apesar de visualmente apelativa, não constitui uma abordagem com validade técnica ou fundamento lógico absoluto, devendo ser interpretada com as devidas reservas.

5.4.3. ANÁLISE COMPARATIVA DA EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS EM CADA PONTO AO LONGO DO TEMPO

Em seguida, serão apresentadas as comparações da evolução dos deslocamentos medidos em cada ponto ao longo tempo com valores estimados no modelo numérico.

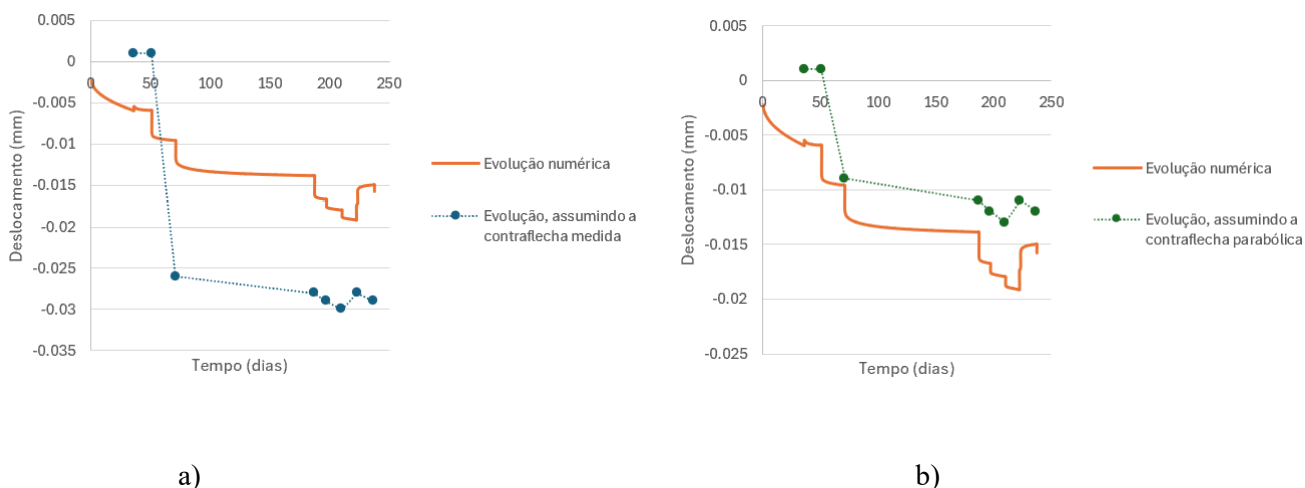


Figura 5.21- Evolução do ponto 5.02 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”

Na figura acima, encontra-se representada a comparação da evolução dos deslocamentos ao longo do tempo obtidos com recurso ao programa de cálculo e as medições em obra, para o ponto com abcissa $x=5.02$ metros.

Numa fase inicial, percebe-se que os deslocamentos obtidos *in situ* apresentam, para as duas primeiras fases, valores ligeiramente superiores aos valores retirados do *software*. Todavia, a partir do momento da betonagem da laje do piso 2 (Fase 3), existe uma variação muito acentuada nos valores, correspondente à fase em que se perdeu o referencial inicial por terem sido alterados os pontos de medição. A partir desse momento, o comportamento evolutivo do deslocamento segue, para ambos os conjuntos, configurações próximas daquela que é a tendência experimentada pelos resultados extraídos do modelo de cálculo.

No que diz respeito aos valores obtidos para a configuração de geometria associada à “contraflecha medida”, a partir do ponto descrito anteriormente, ou seja, a partir da Fase 3, os valores apresentam uma diferença que varia entre os 62 e os 86%, ao invés dos valores para a configuração de geometria relativa à “contraflecha parabólica” que apresentam discrepâncias na ordem entre os 25 e os 32%.

Nas figuras seguintes, apresenta-se a comparação dos deslocamentos para o segundo ponto de controlo de geometria, a que lhe corresponde a abcissa $x=12.60$ metros.

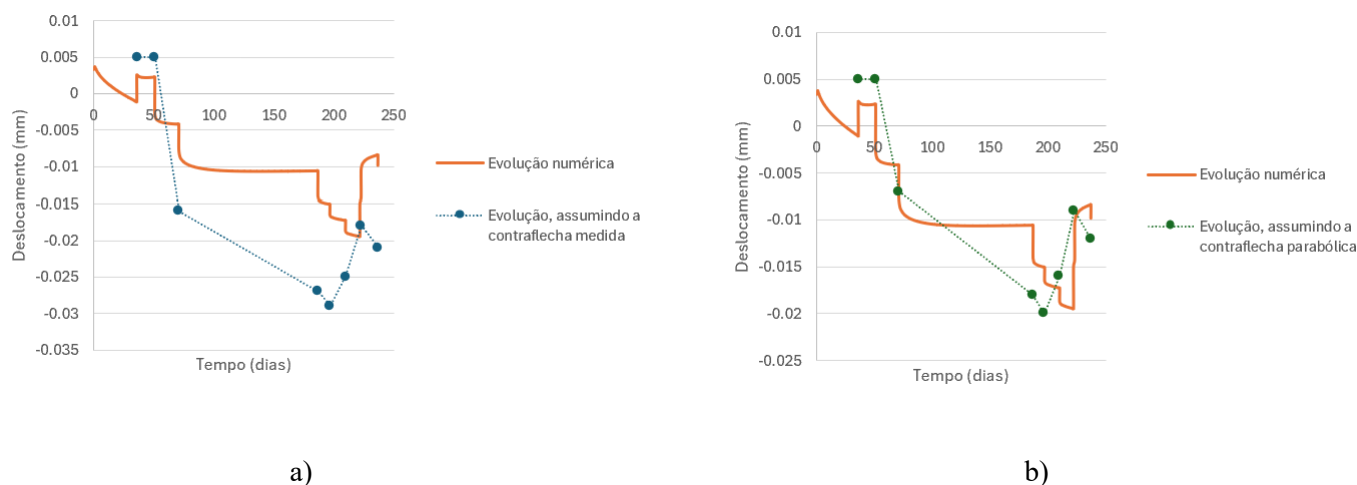


Figura 5.22- Evolução do ponto 12.60 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”

Novamente, denota-se que nas medições extraídas dos levantamentos topográficos os valores são superiores, para as duas fases iniciais, quando comparado com os valores extraídos do modelo numérico *DIANA*, e, novamente, após a terceira medição os valores invertem a tendência que vinha das fases anteriores. A partir desse instante consegue-se observar um padrão no que diz respeito à evolução do deslocamento ao longo das sucessivas fases, a partir dessa mesma fase, tal como no ponto anterior ($x=5.02$ metros). Já no que diz respeito aos valores relacionados com a configuração de deformada associada à “contraflecha medida” estes encontram-se mais desfasados face aos resultados numéricos com variações entre os 30 e os 95%. Contrariamente, os valores da configuração de deformada associada à “contraflecha parabólica” variam entre os 17 e os 23%, onde se observa uma maior aproximação entre a série de valores representada no gráfico da direita [Figura 5.22 b)].

A figura abaixo apresenta a comparação para o ponto localizado sensivelmente a meio-vão da viga com a abcissa $x=24.32$ metros. Tal como referido na Secção 5.2, para este ponto ambos os “cenários” admitidos para as contraflechas apresentam a mesma ordenada.

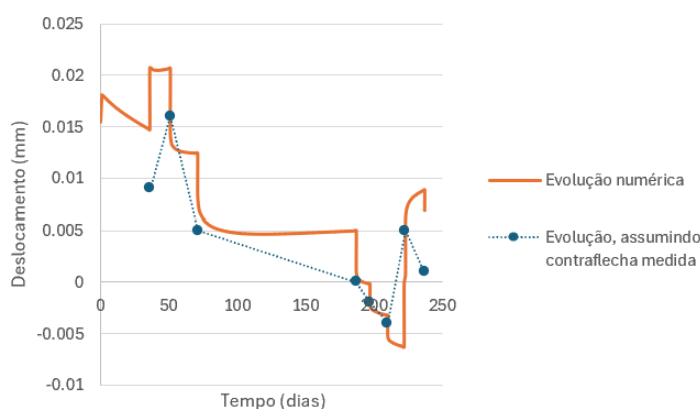


Figura 5.23- Evolução do ponto 24.32 metros ao longo do tempo

Comparativamente, ao contrário das tendências que haviam sido experimentadas nos pontos anteriores ($x=5.02$ e $x=12.60$ metros), para este ponto em específico, os valores medidos em obra são ligeiramente inferiores aos extraídos do modelo numérico, para as duas fases iniciais, com variações entre os 20 e os 40%. A partir da terceira fase, a tendência evolutiva permanece próxima entre as duas amostras conseguindo-se observar uma semelhança no comportamento do deslocamento ao longo do tempo verificando-se, a partir desta fase, variações que oscilam entre os 8 e os 85%.

Em seguida, apresenta-se a comparação dos resultados para o ponto de abscissa $x=33.64$ metros.

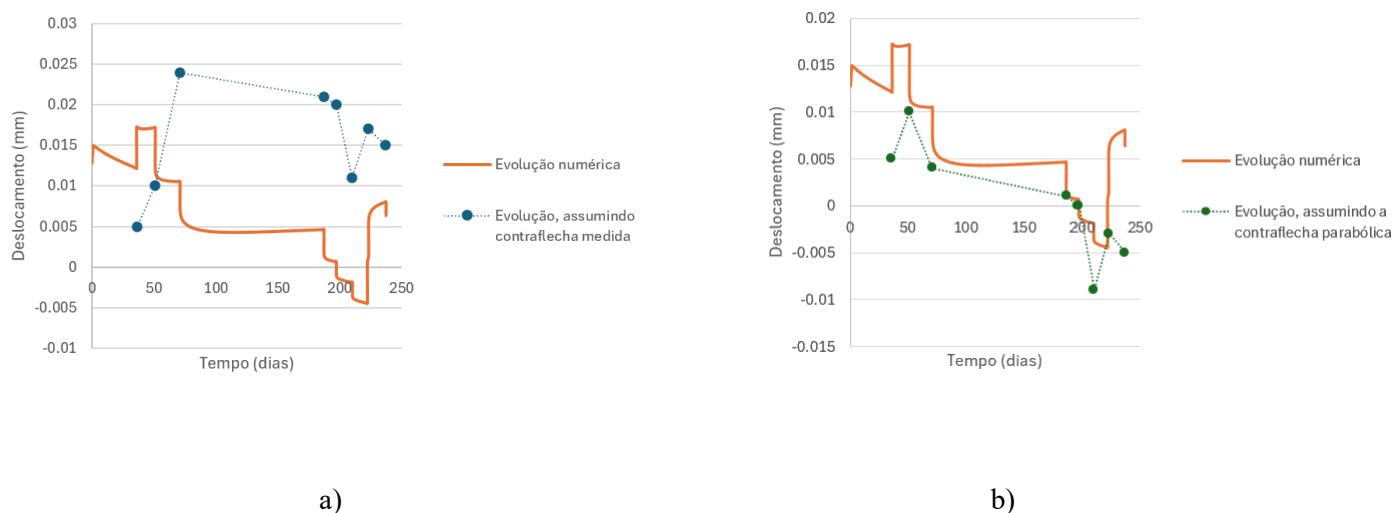


Figura 5.24- Evolução do ponto 33.64 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”

Tal como se verificou para o ponto anterior ($x=24.32$ metros), os deslocamentos relativos às medições em obra, para as duas fases iniciais, apresentam valores inferiores aos estimados pelo modelo numérico.

No que diz respeito à análise da configuração de deformada associada à “contraflecha medida”, a partir da terceira fase, os valores do levantamento topográfico apresentam discrepâncias muito significativas quando comparados com os valores extraídos do modelo de cálculo, não se conseguindo observar quaisquer correlações entre os dados.

Em contraste, no que diz respeito à configuração de deformada associada à “contraflecha parabólica” tais irregularidades não são observadas com ambas as curvas a apresentarem uma tendência de evolução razoavelmente ajustada até à quinta fase com diferenças a variar entre 40 e os 45% entre as duas amostras. Contudo, a partir da sexta medição em diante os valores deixam de se comportar de um modo ajustado deixando de existir, deste modo, quaisquer correlações entre os dados.

Por fim, apresenta-se a comparação dos resultados para o último ponto analisado, com uma abscissa $x=41.99$ metros. Neste caso, constata-se que a evolução das deformadas não segue os padrões identificados nos pontos anteriores.

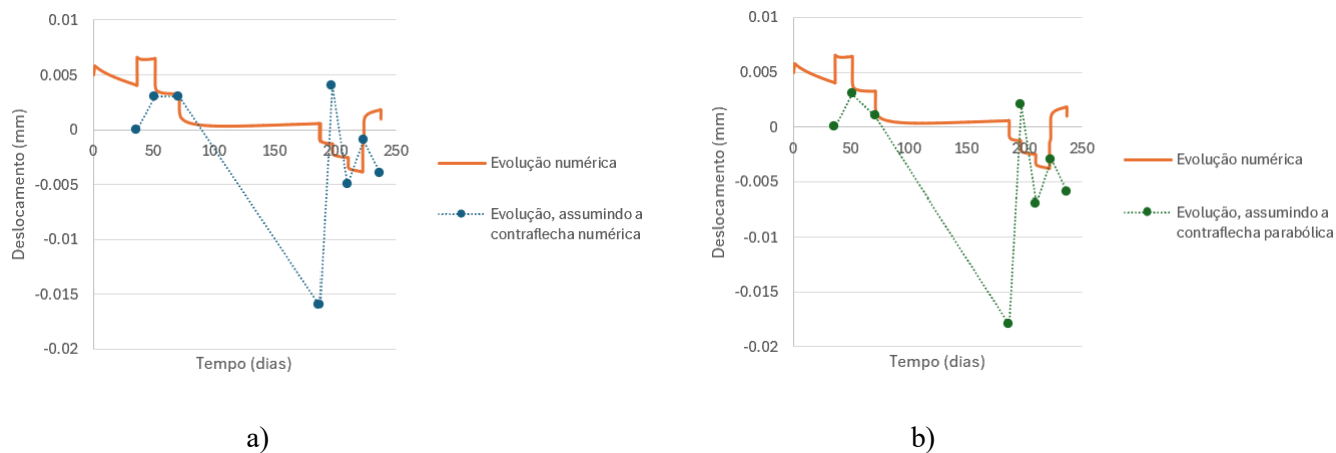


Figura 5.25- Evolução do ponto 41.99 metros ao longo do tempo a) Comparação com a “contraflecha medida”; b) Comparação com a “contraflecha parabólica”

Durante as três primeiras medições (Fases 1, 2 e 3), para ambas as configurações de contraflecha os resultados apresentam variações entre os 24 e os 74%. Todavia, a partir desse momento para ambas as análises os valores lidos em obra deixam de apresentar semelhanças com os valores previstos, não sendo possível estabelecer comparações entre as amostras.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O modelo de análise numérica desenvolvido no âmbito deste trabalho demonstrou-se eficaz na simulação do faseamento construtivo e na consideração dos efeitos reológicos do betão, nomeadamente a fluência e a retração. Esta abordagem permitiu reproduzir com maior fidelidade o comportamento real da estrutura ao longo do tempo, ultrapassando as limitações inerentes a análises elásticas convencionais que não consideram a sequência de construção e as variações temporais das propriedades dos materiais. A inclusão destes efeitos revelou-se particularmente relevante na análise de estruturas complexas, como as vigas pré-esforçadas do caso de estudo (Bloco Sul do edifício *The Reserve*, em Gibraltar), cujo comportamento é marcadamente evolutivo quer ao nível da secção transversal quer ao nível do esquema estrutural global.

Com o intuito de assegurar a fiabilidade do programa de cálculo, foram realizados ensaios de validação com base em casos de estudo de complexidade reduzida, para os quais era possível determinar as soluções analíticas. Os resultados obtidos evidenciaram uma concordância muito satisfatória, permitindo validar a modelação dos efeitos diferidos bem como o comportamento dos cabos de pré-esforço, dando confiança para a análise do caso de estudo.

O processo construtivo da obra em causa exige uma modelação estrutural cuidada, pelo que a consideração de um modelo numérico evolutivo se revelou essencial para uma representação coerente do comportamento da estrutura ao longo do tempo. Neste contexto, ficou evidente que a introdução de modelos viscoelásticos, capazes de simular os efeitos diferidos do betão, tem um impacto significativo nos resultados obtidos, influenciando diretamente a resposta global da estrutura.

No modelo numérico desenvolvido com recurso ao *software DIANA FEA*, as ações aplicadas foram obtidas a partir dos esforços axiais dos pilares que se apoiam na viga pré-esforçada em causa, esforços esses, obtidos no modelo global, elástico e linear criado no *software Robot* que, não considera o faseamento construtivo da obra. Esta simplificação implica que a distribuição de esforços obtida poderá não representar com a maior precisão o comportamento real da estrutura. Por um lado, o facto de se ter modelado apenas um dos pórticos principais do edifício faz com que não seja considerado a resposta global de interação entre os vários alinhamentos estruturais. Por outro lado, não tendo sido modelada a estrutura acima da viga pré-esforçada, desprezam-se os efeitos eventuais de transferência de cargas entre pilares que nela descarregam, em resultado da deformabilidade e da complexidade deste sistema resistente. Tal consideração poderá justificar algumas diferenças entre os resultados numéricos e os dados medidos *in situ*.

A comparação entre os resultados numéricos e os dados experimentais permitiu retirar algumas conclusões relevantes. No entanto, as medições apresentaram algum nível de incerteza, o que limitou a possibilidade de realizar análises com o grau de fundamentação desejado. Esta limitação inviabilizou a obtenção de conclusões plenamente seguras e robustas, situação que é corrente em estruturas de betão armado e pré-esforçado em ambiente “extralaboratorial”. Ainda assim, é importante reconhecer que, em contextos reais de obra, o controlo sobre as condições experimentais é muitas vezes reduzido e/ou inexistente. Nestas circunstâncias, impõe-se o desenvolvimento do trabalho com base na informação disponível, adotando uma postura crítica e imparcial na análise dos dados e na formulação das respetivas ilações.

Um dos fatores que mais comprometeu a fiabilidade dos registos foi a alteração dos alvos de medição topográfica ao longo das fases construtivas. Esta mudança dificultou a análise contínua e coerente ao longo do tempo. Ainda assim, procurou-se estimar uma configuração geométrica inicial (contraflecha) dos pontos do segundo referencial de leituras, de modo a permitir comparações consistentes entre as diversas fases da obra. Independentemente dos valores das deformações verificadas, observou-se que as configurações das curvas, indicadoras do comportamento estrutural da viga, mantiveram uma evolução coerente, confirmando a consistência mecânica do sistema.

Conclui-se, assim, que a viga tem apresentado um comportamento “mecânico” compatível com o previsto pelo modelo numérico de referência, validando, dentro das limitações identificadas, a sua resposta estrutural ao longo das diferentes fases construtivas.

A análise das deformações nas duas primeiras fases, em que se mantiveram os alvos de medição originais, revelou que os valores medidos foram, de forma sistemática, inferiores aos previstos numericamente. Esta discrepância poderá estar, numa fase inicial, associada a assentamentos nas plataformas de cofragem, os quais terão contribuído para uma redução dos deslocamentos ascendentes registados.

No que respeita à análise da evolução dos deslocamentos, verificou-se que as tendências observadas ao longo do tempo não são perfeitamente homogéneas. Em determinados momentos, os valores medidos são superiores aos esperados, enquanto noutros se verifica o oposto, o que poderá ser atribuído a limitações inerentes à precisão dos levantamentos topográficos e a, eventuais, efeitos de variação de temperatura. Apesar dessas oscilações pontuais, a forma geral das curvas apresenta consistência, com pendentes semelhantes entre os diferentes pontos analisados. Tal facto permite concluir que, do ponto de vista mecânico, o ajuste entre o comportamento real e o previsto no modelo numérico é globalmente satisfatório, não tendo sido detetadas diferenças que indiquem desvios relevantes na resposta da estrutura que pudessem obrigar a medidas corretivas para a viga pré-esforçada em causa ou medidas preventivas para as fases posteriores de construção das restantes vigas.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por fim, propõem-se algumas sugestões para potenciais desenvolvimentos futuros no domínio em que se enquadra o trabalho produzido nesta dissertação.

A compreensão integral do comportamento global do edifício exigiria ou a implementação de um modelo de cálculo global viscoelástico que englobasse a totalidade do edifício (hipótese, usualmente, impraticável dada a sua complexidade) ou um processo iterativo de interação entre os modelos viscoelásticos parciais aplicados a vigas isoladas e o modelo instantâneo utilizado para o cálculo global da estrutura. Contudo, devido às limitações temporais inerentes a este tipo de dissertação, a realização

dessas análises não foi exequível. Neste contexto, torna-se fundamental, numa fase preliminar, avaliar o impacto global das variações observadas numa viga isolada, de modo a compreender a capacidade de redistribuição dos esforços por toda a estrutura face a essas modificações.

Além disso, seria interessante do ponto de vista do estudo de estruturas pré-esforçadas a realização de uma análise da viga considerando o comportamento não linear do material “betão” (tendo em conta quer o esmagamento quer a fissuração), para diferentes modelos constitutivos de modo a avaliar o modo de rotura deste tipo de estruturas que apresentam dimensões tão expressivas.

Por fim, refere-se a relevância de continuar a acompanhar o comportamento da viga nas restantes fases construtivas e ao longo da vida da obra de modo a tentar perceber se o seu comportamento segue aquelas que são as tendências descritas através do modelo numérico desenvolvido ou se, pelo contrário, se detetam desvios que possam ser relevantes. Além disso, a análise de dados de sensores de monitorização interna da estrutura (por exemplo, extensómetros, termómetros e clinómetros) seria um complemento muito útil para realizar o acompanhamento do comportamento da estrutura a longo prazo.

BIBLIOGRAFIA

- [1]. Ribeiro, G. *Structural Design of Transfer Structures*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, 2018.
- [2]. Almeida, J., Gama, D. and Lourenço, M. *Reabilitação de um complexo habitacional na avenida da Liberdade, em Lisboa*. RPEE, 2018.
- [3]. Appleton, J. et al. *Estrutura da Torre de São Gabriel*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2000.
- [4]. Oliveira, P. *Avaliação dos efeitos diferidos no controlo de tensões e deformações do edifício The Reserve em Gibraltar*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2024.
- [5]. FIB Bulletin, No. 43 *Structural Connections for Precast Concrete Buildings*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2008.
- [6]. Lucas, E.A.R. *Estudo do Faseamento Construtivo e Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2020.
- [7]. *DIANA FEA*. <https://DIANAFEa.com/>.
- [8]. CEN. *Eurocódigo 2- Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, 2010.
- [9]. AASHTO. *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association State Highway and Transportation Officials.
- [10]. FIB *Model Code for Concrete Structures*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.
- [11]. CEB-FIP. *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. Comité Euro-International du Béton (CEB), 1993.
- [12]. Appleton, J. *Estruturas de betão-Volume 1*. Edições Orion, 2013.
- [13]. Appleton, J. *Estruturas de betão-Volume 2*. Edições Orion, 2013.
- [14]. Bažant, Z.P. and M. Jirásek *Creep and hygrothermal effects in concrete structures*. S. Dordrecht, 2018.
- [15]. Ghali, A., Favre, R. and Elbadry, M. *Concrete Structures: Stresses and Deformations*. CRC Press, 2012.
- [16]. CEN. *Eurocódigo 0- Bases para o Projeto de Estruturas*. IPQ, 2009.
- [17]. Nilson, A., Darwin, D. and Dolan, C.W. *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 2004.
- [18]. ACI Committee 318 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, 2019.
- [19]. Silva, H. Henriques A.A. and Póvoas, R.F. *Modelação do comportamento de estruturas pórtico-parede de betão armado considerando os efeitos diferidos*. Métodos Numéricos en Ingeniería, 2005.

ANEXOS

ANEXO A – EVOLUÇÃO DAS VIGAS AO LONGO DAS FASES CONSTRUTIVAS	101
ANEXO B – COMPARAÇÃO DA EVOLUÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO APÓS PERDAS INSTANTÂNEAS	103

ANEXO A

EVOLUÇÃO DA VIGA AO LONGO DAS FASES CONSTRUTIVAS

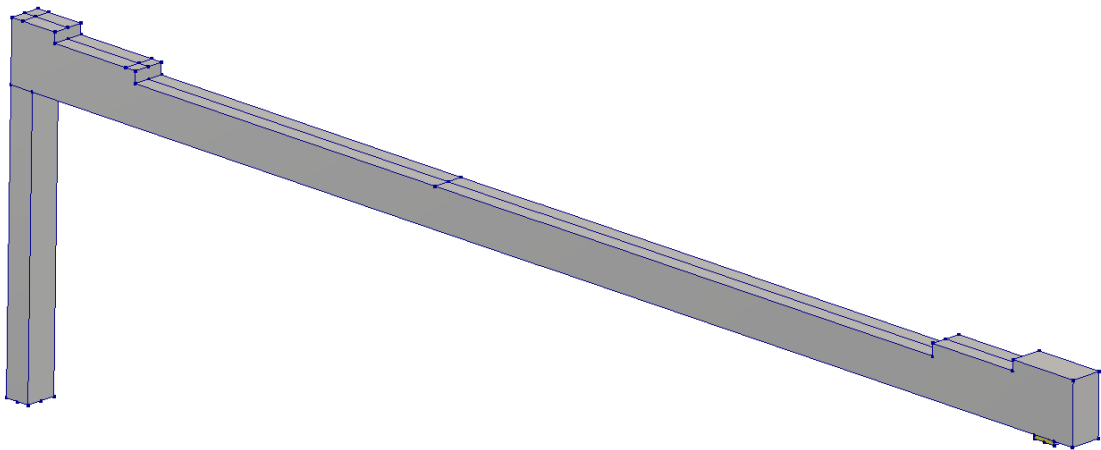


Fig. A.1 – Pormenor da viga durante a Fase 1

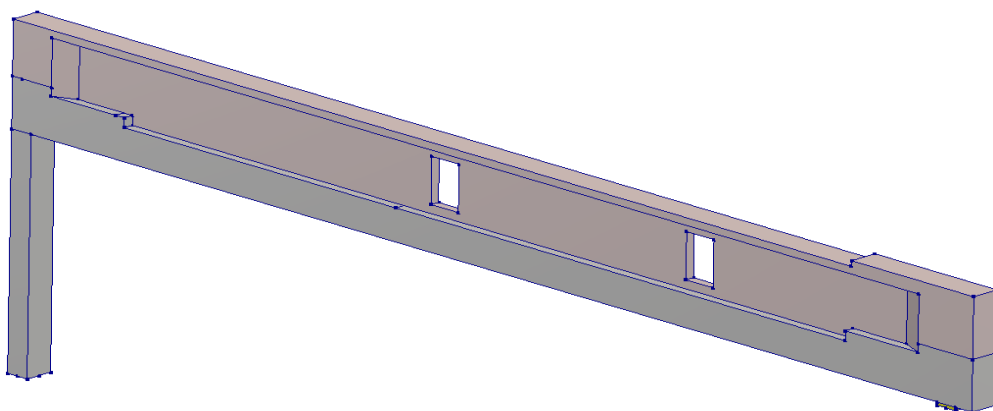


Fig. A.II – Pormenor da viga durante a Fase 2

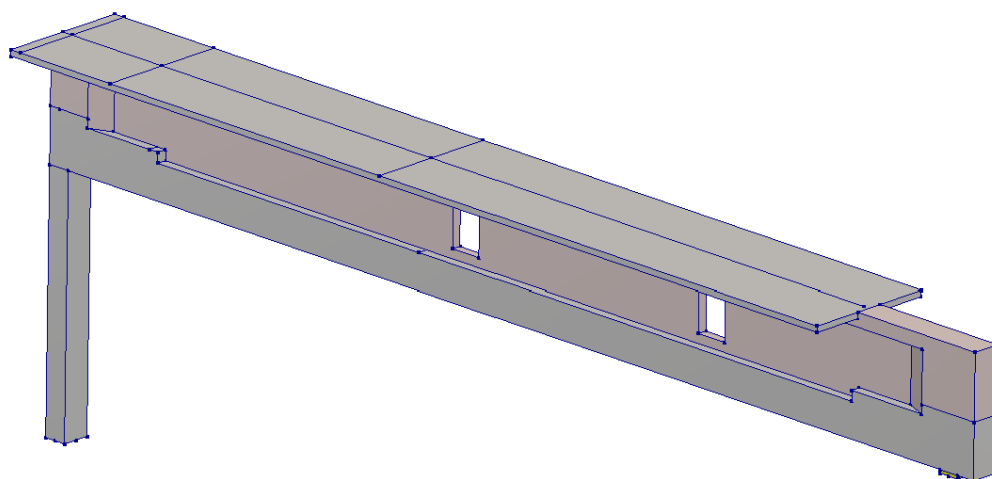


Fig. A.III – Pormenor da viga durante a Fase 3

ANEXO B

COMPARAÇÃO DA EVOLUÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO APÓS PERDAS INSTANTÂNEAS

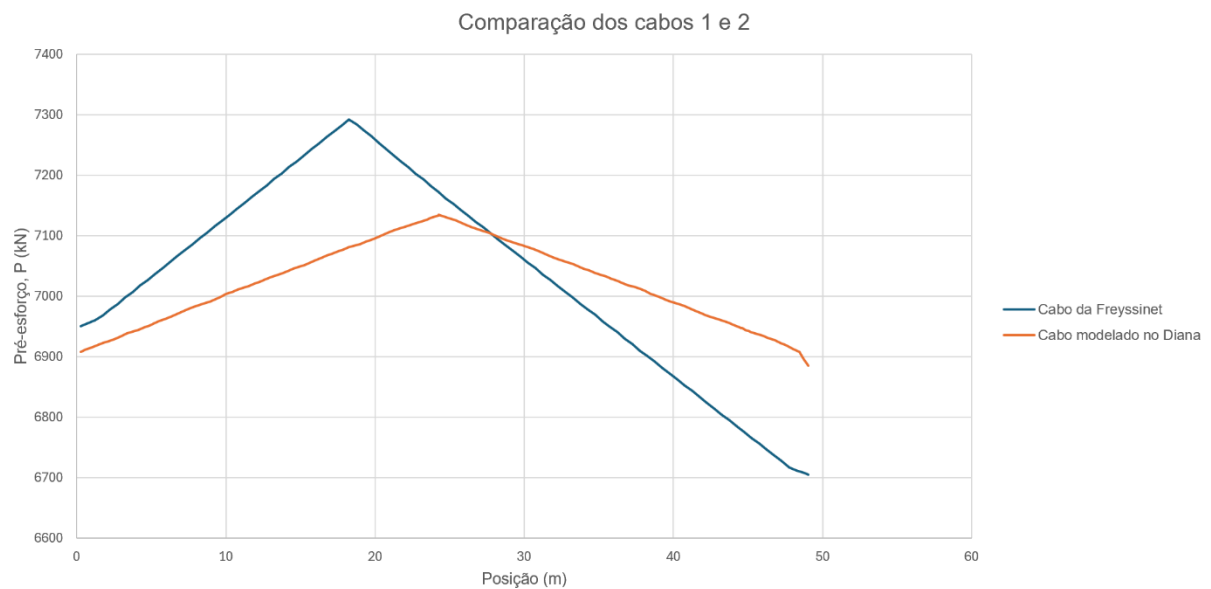


Fig. B.I – Evolução comparativa dos cabos 1 e 2

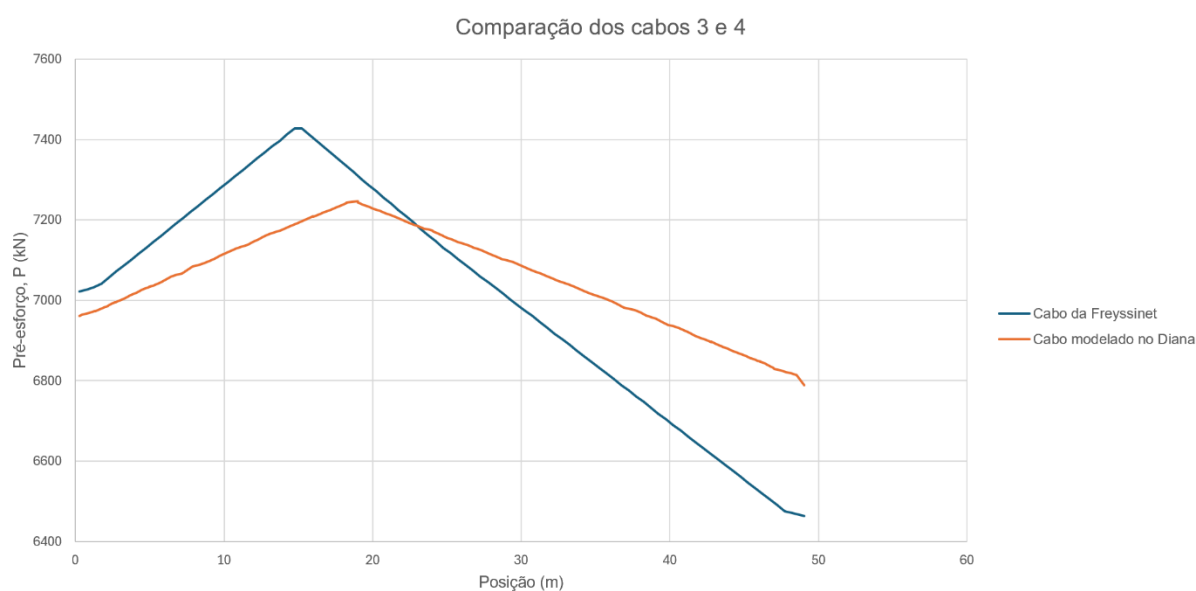


Fig. B.II – Evolução comparativa dos cabos 3 e 4

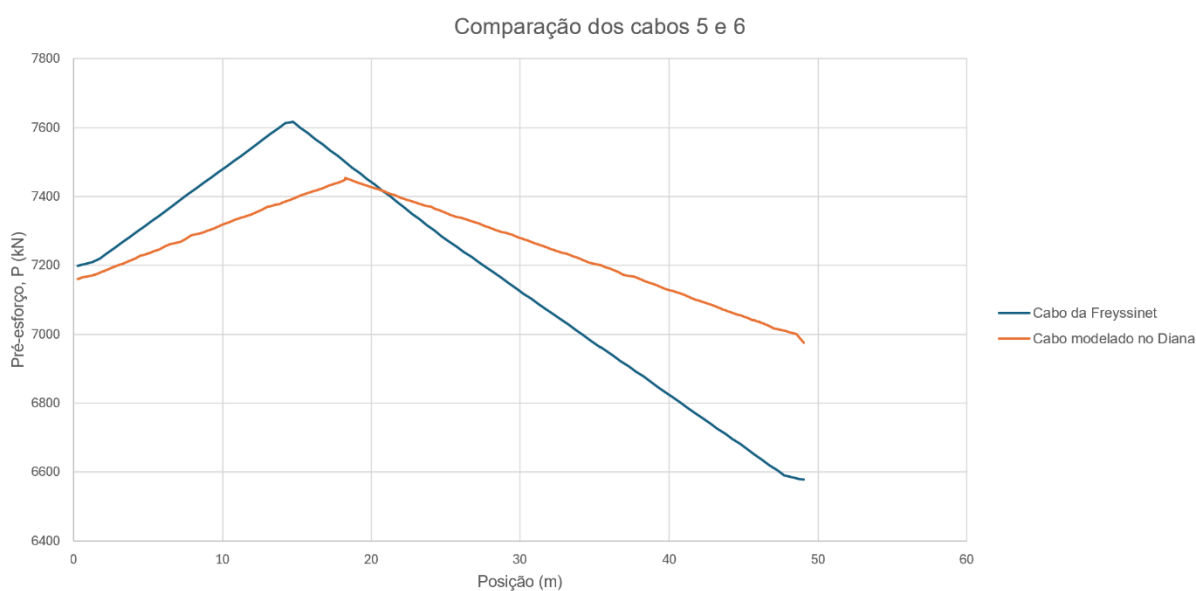


Fig. B.III – Evolução comparativa dos cabos 5 e 6

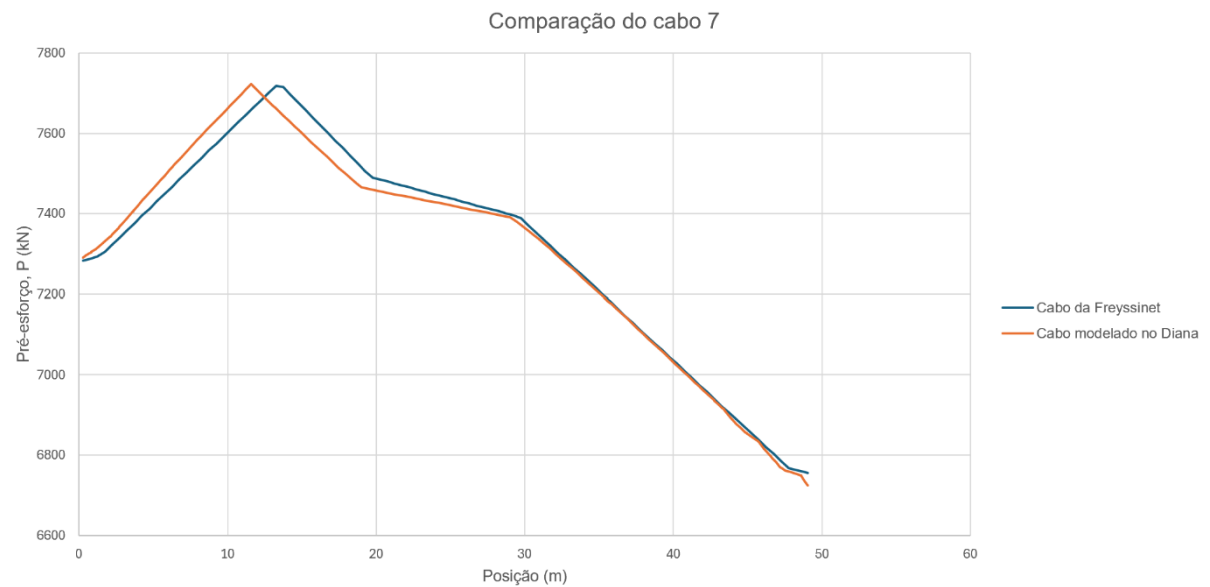


Fig. B.IV – Evolução comparativa do cabo 7

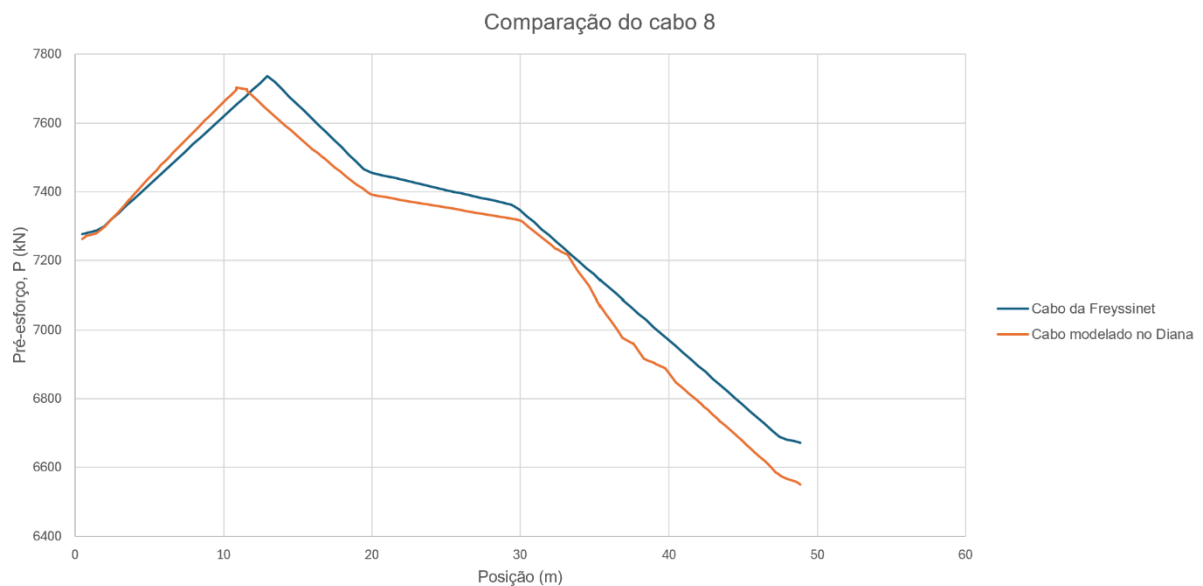


Fig. B.V – Evolução comparativa do cabo 8

