



ANALISE DE SOLUCAO ALTERNATIVA PARA O TABULEIRO DE UM VIADUTO DE BETAO PRE-FABRICADO

CARLA REJANE DA COSTA GRAÇA

novembro de 2016

ANÁLISE DE SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA O TABULEIRO DE UM VIADUTO DE BETÃO PRÉ-FABRICADO

CARLA REJANE DA COSTA GRAÇA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello (CCAD- Serviços de Engenharia, Lda)

OUTUBRO DE 2016

Aos meus Pais e meus Irmãos

“Tudo parece impossível até acontecer.”

Nelson Mandela

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	v
Resumo.....	vii
Abstract	ix
Agradecimentos	xi
Índice de Texto	xiii
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Quadros	xxi
Glossário.....	xxiii
Abreviaturas	xxv
1 Introdução.....	1
2 Estado da Arte.....	5
3 Descrição Geral do Projeto	28
4 Apresentação da Solução Alternativa para o Viaduto	39
5 Pré-Dimensionamento Dos Elementos Estruturais.....	44
6 Quantificação e Combinação de Ações.....	56
7 Modelo Numérico de Cálculo.....	83
8 Comparação Entre Soluções	133
9 Considerações Finais	135
Referências Bibliográficas	137
Anexos	141

RESUMO

Este relatório visa apresentar o estudo de uma solução alternativa para o viaduto do nó rodoviário da Unidade Operativa de Luanda, Angola. Atualmente o nó encontra-se no cruzamento da Avenida Deolinda Rodrigues, que vai dar a estrada nacional de Catete, e as ruas Soba Mandume, 1º de Agosto e Senado da Câmara. O objetivo é melhorar a qualidade do tráfego nesse nó através da introdução de um viaduto na Avenida Deolinda Rodrigues. Essa necessidade surge no âmbito da construção do Novo Aeroporto Internacional de Luanda (NAIL).

Das diversas variantes existentes, foi adotado para o tabuleiro do viaduto um sistema estrutural de laje vigada, que descarrega num sistema de vigas travessas e pilares circulares. Os elementos são constituídos maioritariamente por betão armado e pré-esforçado.

Inicialmente é feita a caracterização do local de implantação, analisando as condicionantes topográficas, rodoviárias, geológicas, hidrológicas e urbanas. Posteriormente é definida a implantação do novo viaduto e definida a sua geometria para uma correta caracterização do modelo de cálculo.

Para o modelo de cálculo, recorreu-se ao programa *AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL*, discretizando a estrutura através de um modelo de barras e painéis tridimensionais, de modo a efetuar uma análise global. Para tal, recorreu-se a normas e princípios de verificação da segurança de regulamentos europeus, nomeadamente Eurocódigos e também ao *Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Para a quantificação de ações foi utilizado o Regulamento Sul Africano “Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts”.

É feita uma descrição dos carregamentos e das combinações de ações consideradas durante a análise em Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização, tendo em conta, também, o faseamento construtivo.

Palavras-chave: viaduto, pré-fabricação, pré-esforço, Código Sul-africano.

ABSTRACT

This report aims to present the study of an alternative solution to the viaduct of road junction of the Operative Unit of Luanda, Angola. Currently the node is at the intersection of Deolinda Rodrigues Avenue, which will give to the Catete national road, and Soba Mandume, 1st August and Senado da Câmara streets. The goal is to improve the quality of traffic in that junction through the introduction of viaduct at Deolinda Rodrigues Avenue. This need arises in the construction of the New Luanda International Airport (NAIL).

Of the many existing variants, it was adopted for the viaduct deck a structural system of beamed slab, discharging into a cap beams and circular pillars system. The elements consist mainly of reinforced and prestressed concrete.

Initially, the characterization of the site is done by analyzing the topographical, road, geological, hydrological and urban conditions. Later is set the implementation of the new viaduct and set its geometry for a correct characterization of the calculation model.

For the calculation model, appealed to the AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL program discretizing the structure through a model of bars and three-dimensional panels, in order to make a global analysis. For this, resorted to the standards and principles of the safety verification of European regulations, in particular Eurocodes and also the Security and Actions Rules for Building and Bridge Structures. For quantification of actions was used the South African Regulation "Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts".

A description of uploads and combinations of actions considered during the analysis in the ultimate limit state and serviceability limit state is made, taking into account also the constructive phasing.

Keywords: viaduct, prefabrication, prestressing, South African code.

AGRADECIMENTOS

A conclusão do presente relatório, junto com a defesa do mesmo, marca o fim de uma jornada no ensino superior e de uma longa aventura num país diferente, que não poderia ser concluída com êxito sem as grandes ajudas que recebi. Quero desde já agradecer a todos aqueles que conscientemente ou não, contribuíram para o alcance deste tão esperado objetivo.

Agradeço ao meu orientador e professor, Engenheiro José Carlos de Almeida Gouveia Lello, que desde o início, ao escolher o tema do estágio mostrou grande consideração ao permitir que trabalhasse em projetos para o meu país de origem. Agradeço por permitir que eu me descobrisse em meio a tão grande desafio.

Agradeço aos engenheiros, Miguel Carvalho, João Esteves, Mariana Fernandes, Vera Azevedo, Pedro Silva, Pedro Calisto, Vasco Silva e António Lopes pela hospitalidade que demonstraram ao me receber na empresa. E especialmente aos engenheiros Miguel Carvalho, João Esteves e Vera Azevedo, pela disponibilidade demonstrada ao tirar as dúvidas que foram surgindo ao longo do trabalho.

Agradeço ao Engenheiro Rui Maia pela disponibilidade e paciência que demonstrou e também pelos incentivos e conselhos dados.

Aos meus amigos e colegas pelos bons momentos, pelos incentivos e pela ajuda que me deram ao longo do curso. Especialmente ao Edmárcio Silva, pelo apoio que me deu em alguns momentos de maior ansiedade.

Aos meus pais, Esperança Costa e Graciano Domingos, pelo imenso esforço que fizeram durante todos esses anos para que eu pudesse ter acesso a este ensino e concretizar esta etapa da minha vida. Também agradeço pela motivação e compreensão que sempre demonstraram ao longo desses anos.

Por último, Àquele que me deu forças para permanecer íntegra longe de casa e para manter firme a minha conduta apesar de eventuais desvios, à Deus.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Âmbito do Projeto	1
1.2	Apresentação da Empresa	2
1.3	Objetivos.....	3
1.4	Descrição e Organização do Relatório	4
2	Estado da Arte.....	5
2.1	Viaduto. Conceito	5
2.2	História e Evolução das Pontes de Betão Armado Pré-Esforçado	6
2.2.1	Betão Pré-Esforçado em Pontes.....	7
2.2.2	Pontes de Betão Pré-esforçado em Angola.....	9
2.2.3	Vantagens e Funcionamento da Técnica de Pré-Esforço	13
2.3	Breve História da Pré-Fabricação.....	16
2.3.1	Conceitos e Abordagens da Pré-Fabricação	17
2.3.2	Vantagens e Desvantagens da Pré-Fabricação.....	17
2.4	Tipologia de Secções Transversais de Vigas Pré-Esforçadas.....	18
2.4.1	Vigas com Secção Transversal em “I”	20
2.4.2	Vigas com Secção Transversal em “U”	21
2.5	Sistemas Estruturais de Ligação.....	22
2.5.1	Pontes Simplesmente Apoiadas	23
2.5.2	Pontes Simplesmente Apoiadas com Lajes Contínuas	24
2.5.3	Pontes Contínuas.....	25

2.5.4	Pontes Integrais	26
3	Descrição Geral do Projeto.....	28
3.1	Localização do Projeto	28
3.2	Condicionantes do Local	31
3.2.1	Condicionantes Topográficas.....	31
3.2.2	Condicionantes Rodoviárias	31
3.2.3	Condicionantes Geológico-Geotécnicas	33
3.2.4	Condicionantes Hidrológicas	33
3.2.5	Condicionantes Estéticas	34
3.3	Solução Estrutural Inicial.....	34
3.3.1	Descrição Estrutural.....	35
3.3.2	Elementos Fornecidos.....	37
4	Apresentação da Solução Alternativa para o Viaduto	39
4.1	Estudo Da Solução.....	39
4.1.2	Material Estrutural.....	39
4.1.3	Sistema Estrutural Longitudinal.....	40
4.1.4	Secção Transversal da Superestrutura	41
4.1.5	O sistema de ligação da superestrutura aos pilares e encontros.....	41
4.1.6	O processo construtivo a adotar	42
4.2	Apresentação da solução alternativa.....	42
5	Pré-Dimensionamento Dos Elementos Estruturais.....	44
5.1	Vigas Pré-Fabricadas	44
5.2	Laje e Pré-Lajes	47
5.3	Aparelhos de Apoio.....	49
5.4	Viga Travessa.....	54
5.5	Pilares.....	54
6	Quantificação e Combinação de Ações.....	56

6.1	Quantificação de Ações	56
6.1.1	Ações Permanentes	56
6.1.2	Avaliação da força de pré-esforço a introduzir no modelo	57
6.1.3	Assentamento de Apoios	61
6.1.4	Sobrecargas de Tráfego	61
6.1.5	Força de Frenagem	66
6.1.6	Ação do Vento	67
6.1.7	Temperatura	74
6.2	Combinação de Ações	80
6.2.1	Critérios Gerais de Verificação da Segurança	80
6.2.2	Regulamentação Aplicável	80
6.2.3	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos	80
6.2.4	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização	81
7	Modelo Numérico de Cálculo	83
7.1	Elaboração do Modelo Completo	83
7.2	Introdução das Ações no Modelo	85
7.2.1	Peso Próprio	86
7.2.2	Restantes Cargas Permanentes	87
7.2.3	Sobrecargas de Tráfego	87
7.2.4	Vento	91
7.2.5	Frenagem	91
7.2.6	Assentamentos	92
7.2.7	Temperatura	93
7.2.8	Pré-esforço	94
7.2.9	Resumo das Ações Introduzidas no Modelo	100
7.3	Introdução das Combinações de Ações no Modelo	102
7.4	Análise Transversal do Tabuleiro	104

ÍNDICE DE TEXTO

7.5	Análise Longitudinal do Tabuleiro.....	107
7.5.1	Cálculo dos Esforços Máximos.....	107
7.5.2	Verificação do estado de tensão	115
7.5.3	Cálculo da Armadura ordinária.....	124
8	Comparação Entre Soluções.....	133
9	Considerações Finais	135
9.1	Conclusões	135
9.2	Desenvolvimentos Futuros	136
	Referências Bibliográficas.....	137
	Anexos	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1- Localização do percurso de acesso ao NAIL [19].....	2
Figura 1.2- a) Ponte sobre o Rio Giraul b) Ponte sobre o Rio Coporolo [16]	3
Figura 2.1- Ponte Annet, França [3]	7
Figura 2.2- Vigas em caixão pré-fabricado, ponte Vasco da Gama [3]	8
Figura 2.3- Ponte Vasco da Gama, Portugal [3]	8
Figura 2.4- Ponte Sá Viana Rebelo sobre o Rio Lucala (Lucala I) [5]	10
Figura 2.5- Ponte Pinheiro Chagas [5]	11
Figura 2.6- Localização da ponte sobre o rio Kwanza [14]	11
Figura 2.7- Ponte 17 de Setembro [24]	12
Figura 2.8- Construção da ponte 17 de Setembro, por avanços sucessivos [23].....	13
Figura 2.9- Pré-esforço aplicado em blocos de construção [3]	14
Figura 2.10- Alteração provocada pela introdução do pré-esforço na viga [3]	15
Figura 2.11- Elementos pré-fabricados em tabuleiros de pontes: a) Aduelas pré-fabricadas; b) Vigas pré-fabricadas. [26][27]	19
Figura 2.12- Tipos de secções de vigas pré-fabricadas correntemente utilizados (adaptado de Calavera Ruiz e Hernández (2002)).....	19
Figura 2.13- Secção transversal do tabuleiro de uma Ponte com vigas em “I”[8]	20
Figura 2.14- Tabuleiro com vigas em “U”	21
Figura 2.15- Tabuleiro simplesmente apoiado com laje contínua[8].....	24
Figura 2.16- Ligação de continuidade na zona do apoio, por armaduras ordinárias [7]	26
Figura 2.17- Corte longitudinal de uma Ponte integral [8].....	27
Figura 3.1- Localização do Nó da Unidade operativa (Google Maps, 2016)	29

Figura 3.2- Localização do nó da Unidade operativa [19]	29
Figura 3.3- Local de implantação do viaduto (Google Earth, 2016)	30
Figura 3.4- Nova solução para o Nó da Unidade Operativa [19].....	31
Figura 3.5- Perfil longitudinal [29].....	32
Figura 3.6- Perfil Geológico [29]	33
Figura 3.7- Localização do rio Cambambe (Google Maps, 2016)	34
Figura 3.8- Planta de implantação do Viaduto [29].....	35
Figura 3.9- Corte transversal tipo do tabuleiro [29].....	36
Figura 3.10- Planta da Fundação [29].....	37
Figura 4.1- Corte transversal tipo da nova solução para o tabuleiro	42
Figura 5.1- Excerto da tabela de pré-dimensionamento de vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas, do manual técnico da Shay Murtagh 2013	45
Figura 5.2- Secção transversal das vigas W1 a W15 [17]	46
Figura 5.3- Propriedades das vigas em “W”. Excerto da Ficha técnicas das vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas da Shay Murtagh.....	46
Figura 5.4- Propriedades da viga W10 em mm	47
Figura 5.5- Espaçamento transversal entre vigas.....	48
Figura 5.6- Características típicas de vigas em “W”. Excerto da Ficha técnicas das vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas da Shay Murtagh	48
Figura 5.7- Identificação do ângulo γ . Excerto do catálogo técnico da Neoprex.....	49
Figura 5.8- Guarda com luminária.....	51
Figura 5.9- Guarda de segurança metálica.....	52
Figura 5.10- Tabela de pré-dimensionamento de aparelhos de apoio de elastómero fretado. Excerto do catálogo técnico da Neoprex.....	53
Figura 5.11- Dimensões finais do pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio.....	54
Figura 5.12- Secção transversal no topo dos pilares.....	55
Figura 6.1- ConFiguração em planta do modelo NB da SATCC	64
Figura 6.2- Modelo de sobrecarga NC.....	65

Figura 6.3- Excerto do código sul-africano. Alturas a utilizar para a determinação da área sólida.....	69
Figura 6.4- Excerto do código Sul-africano. Altura d a considerar para a determinação do coeficiente CD	70
Figura 6.5- Excerto do código Sul-africano. Coeficiente CD em função do rácio b/d	71
Figura 6.6- Excerto do Código Sul-africano. Coeficiente CD para pilares.....	73
Figura 6.7- Excerto do código sul africano. Temperatura mínima efetiva de acordo com o grupo estrutural.....	75
Figura 6.8- Excerto do código sul africano. Temperatura máxima efetiva de acordo com o grupo estrutural.....	76
Figura 6.9- Excerto do código sul-africano. Ajuste da temperatura efetiva devido a camada superficial do tabuleiro.....	77
Figura 6.10- Temperatura diferencial para diferentes tipos de construção	78
Figura 6.11- Excerto do código sul-africano. Valores de temperaturas diferenciais para o grupo 4.....	79
Figura 7.1.....	84
Figura 7.2- Definição de compatible nodes.....	85
Figura 7.3- Aplicação de compatible nodes	85
Figura 7.4-Criação dos casos de carga.....	86
Figura 7.5- Aplicação do peso próprio no modelo	87
Figura 7.6- Aplicação das restantes cargas permanentes	87
Figura 7.7- Aplicação da sobrecarga distribuída nos tramos ímpares	88
Figura 7.8- Aplicação da sobrecarga distribuída nos tramos pares	88
Figura 7.9- Criação da carga de faca NA.....	89
Figura 7.10- Aplicação da carga de Faca	89
Figura 7.11- Definição da sobrecarga do veículo NB36.....	90
Figura 7.12 - Aplicação da sobrecarga NB36.....	90
Figura 7.13- Aplicação da ação do vento no tabuleiro e nos pilares.....	91
Figura 7.14- Aplicação da Frenagem NA	91
Figura 7.15- Aplicação da Frenagem NB.....	92

Figura 7.16- Assentamento de 10 mm no encontro E1.....	92
Figura 7.17- Assentamento de 10 mm no alinhamento P1.....	93
Figura 7.18- Variação uniforme da temperatura positiva.....	93
Figura 7.19- Variação uniforme da temperatura negativa.....	94
Figura 7.20- Temperatura diferencial no tabuleiro.....	94
Figura 7.21- a) modelo simplificado da viga W10; b) Introdução dos dados da força de pré-esforço na viga; c) Aplicação da força de pré-esforço na viga.....	95
Figura 7.22- a) Diagrama de tensões na viga devido ao peso próprio; b) Diagrama de tensões na viga devido ao pré-esforço; c) Diagrama de tensões na viga devido a ação conjunta do peso próprio e do pré-esforço.....	96
Figura 7.23- Aplicação da cara relativa ao peso da laje do tabuleiro na viga.....	97
Figura 7.24- Aplicação da força de pré-esforço no modelo longitudinal.....	97
Figura 7.25- Tensões de compressão nas vigas mais esforçadas.....	98
Figura 7.26- Tensões de tração nas vigas mais esforçadas.....	98
Figura 7.27- Tensões de compressão para a nova força de pré-esforço. (combinações quase-permanentes).....	99
Figura 7.28- Tensões de tração para a nova força de pré-esforço. (combinações quase- permanentes). 99	99
Figura 7.29- Diagrama de tensões no momento da aplicação do pré-esforço.....	100
Figura 7.30- Momentos negativos em X para a laje do tabuleiro para os ELU.....	104
Figura 7.31- Momentos negativos em X para a laje do tabuleiro para as combinações quase-permanentes.....	105
Figura 7.32- Momentos positivos em X para a laje do tabuleiro para as combinações em ELU.....	106
Figura 7.33-Viga em estudo.....	107
Figura 7.34- Propriedades da secção transversal viga/laje do tabuleiro.....	124
Figura 7.35- Propriedades da secção transversal equivalente.....	125
Figura 7.36- Método do diagrama retangular simplificado.....	125
Figura 7.37- Momentos fletores em Y para a viga travessa.....	131
Figura 7.38- Esforço transversal em para a viga travessa.....	131

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1- Perfil Transversal.....	33
Quadro 4.1-Resumo dos materiais a utilizar	40
Quadro 5.1- Características do aparelho de apoio	53
Quadro 6.1- Propriedades da secção transversal da viga	59
Quadro 6.2- Propriedades do aço de pré-esforço.....	61
Quadro 6.3- Definição do número de vias fictícias de acordo com o SATCC	62
Quadro 6.4- Valor característico do carregamento NA(1)	62
Quadro 6.5- Definição do coeficiente de redução a aplicar à carga em cada via fictícia.....	63
Quadro 6.6- Resumo do cálculo da sobrecarga NA(1).	63
Quadro 6.7- Resumo do cálculo da sobrecarga NA(2).	64
Quadro 6.8- Dimensões do veículo NC.....	65
Quadro 6.9- Valores do coeficiente kd.	68
Quadro 6.10- Resumo das temperaturas diferenciais	79
Quadro 6.11- Coeficientes parciais para as combinações em estados limites de utilização	82
Quadro 7.1- Quadro resumo das ações introduzidas no modelo	101
Quadro 7.2- Resumo das combinações introduzidas no modelo	103
Quadro 7.3- Cálculo da armadura de flexão da laje em X.....	105
Quadro 7.4- Verificação da segurança a Fendilhação	106
Quadro 7.5- Momentos da viga de 25 metros (modelo simplificado	108
Quadro 7.6- Momentos da viga de 25 metros (modelo longitudinal)	110
Quadro 7.7- Esforços transversos máximos para as combinações em ELU	111
Quadro 7.8- Solução para a armadura longitudinal	126

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 7.9- Armadura transversal da viga	128
Quadro 7.10- Resultados do cálculo da armadura transversal	129
Quadro 7.11- Resumo dos materiais utilizados.....	130
Quadro 7.12- Dimensionamento da armadura superior da viga	132
Quadro 7.13- Dimensionamento da armadura inferior da viga.....	132
Quadro 7.14- Cálculo da armadura de esforço transversal da viga travessa.....	132
Quadro 8.1- Medições para as soluções do tabuleiro.....	133

GLOSSÁRIO

$\gamma_{bet\tilde{a}o}$	Peso específico do betão em kN/m ³
A_{str}	Área da secção transversal da laje em m ²
K	Coefficiente de elasticidade
M_{PPviga}	Momento devido ao peso próprio da viga
M_{PPlaje}	Momento devido ao peso próprio da laje
M_{Rcp}	Momento devido às restantes cargas permanentes
I_y	Momento de inércia da secção transversal da viga segundo o eixo Y
Y_g	Posição do centro de gravidade da secção transversal
e	Excentricidade em relação ao centro de gravidade das armaduras de pré-esforço
P_{∞}	Força de pré-esforço a tempo infinito
$P_{m0}(x)$	Força de pré-esforço inicial
A_p	Área das armaduras de pré-esforço
$\sigma_{pm0}(x)$	Tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço
f_{pk}	Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
F_{NA}	Força de frenagem da sobrecarga NA
F_{NB}	Força de frenagem da sobrecarga NB

q	Pressão dinâmica de pico
A_1	Área sólida em m^2
C_D	Coeficiente que tem em conta a forma da estrutura e os efeitos do atrito
W_1	Força nominal transversal do vento
k_d	Coeficiente que depende da densidade do ar e, portanto, da altitude do local acima do nível do mar
v_c	Velocidade máxima do vento em m/s
S_d	Valor de cálculo do esforço atuante
R_d	Valor de cálculo do esforço resistente
S_{Gik}	Esforço resultante das ações permanentes, tomadas com o seu valor característico
S_{Q1k}	Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico
S_{Qjk}	Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico
γ_{Gi}	Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes
γ_Q	Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis
$\psi_{0,j}$	Coeficientes ψ correspondentes à ação variável de ordem j
$\psi_{1,1}$	Coeficiente ψ_1 correspondente à ação variável de base
$\psi_{2,i}$	Coeficiente ψ_2 correspondente à ação variável i
$\psi_{0,i}$	Coeficiente ψ_0 correspondente à ação variável i
F_C	Força de compressão do betão
F_P	Força de Pré-esforço
F_S	Força relativa as armaduras ordinárias

ABREVIATURAS

NAIL	Novo Aeroporto Internacional de Luanda
RSA	Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
NP – EN 206-1: 2007	Norma Portuguesa, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade
NP EN 1992-1-1: 2010	Norma Portuguesa, Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
EN 1992-2: 2005	Norma europeia, Eurocode 2: – Concrete Bridges - Design and detailing rules.
ULS/ELU	Ultimate Limit State (Estado Limite último)
SLS	Serviceability Limit State (Estado Limite de Serviço)
SLS- QP	Estado Limite de Serviço- combinação quase-permanente
SLS- FR	Estado Limite de Serviço- combinação frequente
SLS- CR	Estado Limite de Serviço- combinação característica

1 INTRODUÇÃO

1.1 ÂMBITO DO PROJETO

O presente relatório foi elaborado no âmbito da unidade curricular DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado em Engenharia civil, do Ramo de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, no seguimento do estágio curricular na empresa CCAD-Serviços de Engenharia, Lda.

O Título do trabalho é: Análise de Solução Alternativa para o Tabuleiro de um Viaduto de Betão Pré-fabricado, e foi orientado pelo Professor José Lello. Este trabalho surge no âmbito dos projetos de obras de arte realizados pela empresa CCAD-Serviços de Engenharia, Lda para Angola, com o objetivo de facilitar os acessos ao NAIL.

A construção do NAIL, surge na evolução natural das operações no aeroporto 4 de Fevereiro (atual aeroporto internacional de Luanda), num contexto estratégico em que se afirma a vocação de Luanda para se transformar em plataforma aérea internacional de coleta, distribuição e escala de tráfego de passageiros e cargas. Com uma capacidade de 50 mil toneladas de carga por ano, o NAIL constitui um projeto que se prevê ser o maior da África central e Ocidental. [15]

O NAIL está a ser erguido a 40 quilómetros do centro de Luanda, na localidade do Bom Jesus, município de Icolo e Bengo (Figura 1.1). Neste contexto, previu-se ainda a construção e melhoria da autoestrada Luanda / Cacuaco / Viana / Cabolombo, facilitando a ligação destas localidades ao novo aeroporto. [15][20]

Inseridos neste conjunto de projetos, encontram-se em desenvolvimento um total de 10 projetos de viadutos de acesso ao NAIL, um dos quais é o objeto de estudo deste relatório.

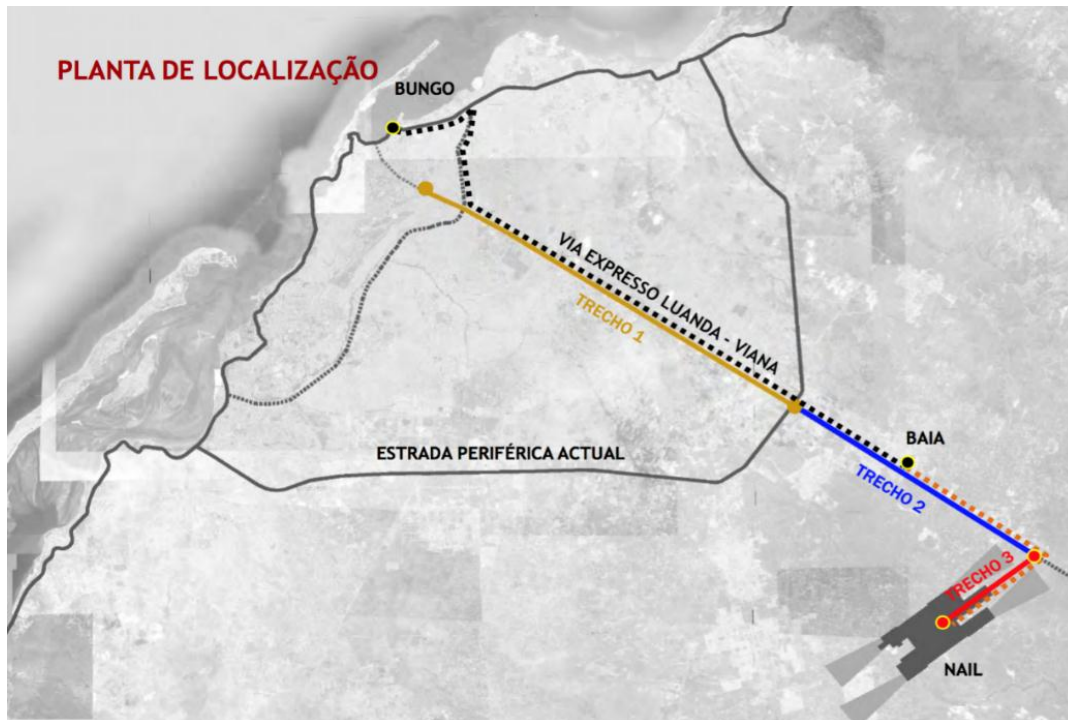


Figura 1.1- Localização do percurso de acesso ao NAIL [19]

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda, foi criada em Junho de 2005 com o objetivo de elaborar projetos de engenharia, arquitetura, gestão e fiscalização de obras, bem como prestar serviços relacionados com as atividades referidas.

Nos últimos anos foram desenvolvidos diversos projetos de obras de arte, edifícios industriais, habitação, comércio e distribuição, serviços, educação, contenções especiais, estações de tratamento de águas e águas residuais. Esses projetos não abrangem apenas o mercado português, mas, também outros mercados como Espanha, Ucrânia, Marrocos, Argélia, Moçambique, Angola e Macau. [16]

É interessante considerar que relativamente a obras de arte para Angola, a CCAD elaborou mais de 70 projetos, desde Projetos iniciais a projetos de reabilitação, dentre os quais encontra-se a solução inicial para o viaduto do nó da Unidade Operativa, objeto de estudo do presente trabalho. As Figuras 1.2 a) e b) são exemplos de duas obras de arte elaboradas pela empresa CCAD para Angola.



a)

b)

Figura 1.2- a) Ponte sobre o Rio Giraul b) Ponte sobre o Rio Coporolo [16]

Valores como competência e inovação levam a empresa a uma busca constante de soluções com boa relação custo/qualidade.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é apresentar o estudo de uma solução estrutural de um tabuleiro em betão armado, pré-esforçado e pré-fabricado, alternativa à solução para o viaduto do Nó da Unidade Operativa existente, procurando apresentar algumas melhorias referentes ao melhor comportamento estrutural, à otimização, à economia e à estética.

Procura-se com este trabalho abordar as condicionantes da localização do projeto, o estudo da solução inicial, a escolha da nova solução estrutural, a quantificação de ações, o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, a modelação, análise e dimensionamento da estrutura, bem como a pormenorização dos elementos estruturais. Neste contexto, pretende-se proceder a modelação da estrutura com recurso ao software de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, para a quantificação dos esforços e reações, que permitam o dimensionamento da estrutura.

Para o pré-dimensionamento da estrutura recorreu-se à metodologias de cálculo simplificadas, aos catálogos de fabricantes de elementos estruturais e à solução inicial.

Do ponto de vista do dimensionamento estrutural, é objetivo do trabalho responder à regulamentação e normalização aplicável, a saber, o *Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSA), os Eurocódigos, o Regulamento Sul Africano, bem como atender às regras de boas práticas na atividade.

Note-se que embora o objetivo principal seja o dimensionamento do tabuleiro (superestrutura), serão modelados também os elementos da mesoestrutura, para uma melhor perceção do comportamento global da estrutura.

É também um importante objetivo deste trabalho fazer uma abordagem de conceitos e aspetos históricos das técnicas de pré-esforço e pré-fabricação previstas na nova solução do viaduto.

1.4 DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

Tendo em conta os objetivos citados no ponto anterior este relatório está dividido em 9 capítulos.

No primeiro capítulo faz-se um enquadramento geral, apresentam-se os objetivos e a estrutura geral do relatório.

O segundo capítulo é resultante de uma pesquisa bibliográfica que possibilitou a abordagem de aspetos históricos do surgimento da técnica de pré-esforço a nível mundial e em Angola. É feito um breve histórico da pré-fabricação abordando as vantagens e desvantagens, o funcionamento da metodologia de construção bem como os sistemas de ligação de estruturas pré-fabricadas.

No terceiro capítulo é feita uma descrição geral do projeto, desde o âmbito do surgimento do projeto, as condicionantes da localização do viaduto, à apresentação e descrição da solução estrutural inicial e dos elementos fornecidos para a realização da solução alternativa.

O quarto capítulo é o capítulo onde a atenção é dirigida ao tema do trabalho propriamente dito. Apresenta-se o estudo da solução alternativa escolhida, abordando passo a passo os critérios que levaram à essa solução e posteriormente apresentando-a.

No quinto capítulo são descritas as metodologias utilizadas para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, bem como as ações consideradas para esta etapa.

O sexto capítulo apresenta o método utilizado para a quantificação de ações e as combinações consideradas.

No sétimo capítulo aborda-se a elaboração do modelo numérico para a análise e obtenção de esforços de dimensionamento com recurso ao software de cálculo *Robot Structural Analysis Professional*. Neste capítulo é feita a análise longitudinal e transversal da estrutura, bem como o dimensionamento e verificações de segurança dos elementos estruturais. Optou-se por apresentar os desenhos de pormenores em anexo devido ao formato dos mesmos.

O oitavo capítulo apresenta um estudo comparativo entre soluções e algumas medições que conduzem à constatações relativamente às vantagens e desvantagens da nova solução.

No nono capítulo é feita a conclusão do trabalho e apresentam-se desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 VIADUTO. CONCEITO

Um viaduto é uma passagem superior construída sobre uma via de comunicação (estrada ou ferrovia). É um tipo de ponte que visa não interromper o fluxo rodoviário ou ferroviário, mantendo a continuidade da via de comunicação quando esta se depara e tem que transpor um obstáculo natural constituído por depressão do terreno (estradas, ruas ou acidentes geográficos como abismos), cruzamentos e outros, sem que este obstáculo seja obstruído. Os viadutos são muito comuns em grandes metrópoles, onde o normalmente intenso tráfego de veículos de grandes avenidas ou vias expressas não pode ser interrompido. São comuns também em cidades que apresentam muitos acidentes geográficos, servindo de ligação entre pontos altos de uma determinada região. [21]

Devido a semelhança de características visuais e construtivas, muitas vezes o conceito de ponte é ligado ao conceito de viaduto, pelo que, é importante esclarecer ambos conceitos.

Ponte— Atravessamento de um vale profundo com uma linha de água importante. [22]

Viaduto— Atravessamento de um vale seco ou com uma linha de água de pequena importância. Cruzamento com outras vias de comunicação. [22]

Verifica-se, portanto, que para efeitos de estudo, não esquecendo das especificações próprias dos projetos, a conceção de pontes e viadutos é essencialmente a mesma. Pelo que as matérias abordadas no decorrer deste trabalho referindo-se a pontes, aplicam-se ao caso em estudo.

2.2 HISTÓRIA E EVOLUÇÃO DAS PONTES DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

O primeiro uso conhecido do betão foi para um pavimento em Israel, datado de cerca de 7000 aC. Os egípcios usavam o betão como enchimento de paredes de pedra durante o segundo milênio aC, e os gregos usaram-no como uma argamassa em 500 aC. O uso romano mais antigo de betão data do ano 300 aC, inicialmente como um material do núcleo, entre paramentos de alvenaria. Esses usos iniciais de betão provavelmente utilizaram cimento feito a partir de cal. No segundo século dC, os romanos descobriram que acrescentando pozolana à cal produzia-se um betão muito mais forte, que poderia ser usado como um material de construção por si só. [2]

Os romanos tentaram reforçar o betão usando barras de bronze, mas não foram bem-sucedidos, devido aos diferentes coeficientes de expansão térmica dos dois materiais. Por conseguinte, a sua utilização foi limitada a estruturas que trabalhavam principalmente à compressão: paredes, arcos e cúpulas. [2]

A grande descoberta do século XIX foi o reforço de betão utilizando ferro ou aço, que têm praticamente o mesmo coeficiente de expansão que o betão, e que efetivamente deu-lhe resistência à tração. Isto permitiu que o betão fosse utilizado em vigas e lajes, onde trabalhou à flexão. Edifícios, pontes, muros de arrimo e muitas outras estruturas foram feitas nesse betão armado. A primeira patente no Reino Unido para o betão armado foi reclamada em 1854 por William Wilkinson. [2]

No entanto, embora seja um dos principais materiais de construção do mundo, tem deficiências. Vigas e lajes de betão armado deformam significativamente sob carga, exigindo secções encorpadas para proporcionar rigidez adequada. Quando deformam, elas fissuram, o que estraga a sua aparência e deixa as armaduras vulneráveis à corrosão. O grande número de varões de aço necessários para dar a resistência necessária para longa duração de pontes e edifícios torna difícil a betonagem, tornando-se um método trabalhoso e demorado para construir. [2]

Em 1928, Eugène Freyssinet inventou o betão pré-esforçado. Cabos de aço de alta resistência foram substituir os varões. Estes cabos eram esticados por macacos e, em seguida, fixados no betão. Assim, eles comprimiam o betão, livrando-o de fissuras, melhorando tanto a sua aparência como a sua resistência à deterioração. Os cabos eram concebidos para combater as deformações de vigas e lajes, permitindo a construção de estruturas muito mais esbeltas. À medida que os cabos eram cerca de quatro vezes mais fortes do que os varões, eram necessários muito menos, reduzindo o congestionamento nas vigas, tornando-as mais rápidas de construir e menos trabalhosas. [2]

2.2.1 Betão Pré-Esforçado em Pontes

As primeiras pontes de betão pré-esforçado foram construídas em meados dos anos 1930 com a Ponte Oued Fodda na Argélia (1936), a Ponte Aux na Saxônia (1936) e a Ponte Oella na Alemanha (1938) liderando o caminho, mas foi só após a Segunda Guerra Mundial que o betão pré-esforçado se tornou firmemente estabelecido na reconstrução de pontes em toda a Europa, devido a escassez de aço que se deu no continente nesse período. Nos anos 1950 o betão pré-esforçado começou a ser amplamente utilizado para trabalhos em pontes. [3]

Eugène Freyssinet, geralmente considerado o pai do moderno pré-esforço, estabeleceu a técnica com as suas seis pontes sobre o rio Marne, em França, construídas entre 1945 e 1950. Uma delas, a ponte Annet, é ilustrada na Figura 2.1. O tabuleiro é ao mesmo tempo uma caixa de betão e um arranjo de vigas “I”, com pré-esforço usado verticalmente, bem como horizontalmente ao longo do tabuleiro. [3]



Figura 2.1- Ponte Annet, França [3]

Em Portugal, a Ponte Vasco da Gama (Figura 2.3), que atravessa o rio Tejo, inaugurada em 1998, é um excelente exemplo de conceção moderna de ponte de betão pré-esforçado com uma vasta gama de técnicas de construção utilizadas na travessia de cerca de 18 km de comprimento (é a ponte mais extensa da Europa). [3]

Abrangendo o principal canal de navegação, a ponte principal tem uns 830 m de comprimento, é uma ponte atirantada com um vão principal de 420 m, utilizando vigas de betão pré-esforçado moldadas “in situ” e tabuleiro de betão. O Viaduto da Expo e a navegação de 130 m que se estende sobre o Viaduto Central, foram construídos com segmentos pré-fabricados (aduelas) de vigas em caixão (Figura 2.2) erigidos como corpos em balanço. [3]

CAPÍTULO 2

Para o viaduto central foram utilizadas unidades pré-fabricadas com o comprimento do vão (peças inteiras) pesando 2200 toneladas cada uma. As secções foram lançadas em terra e transportadas em barças antes de serem levantadas e posicionadas. Inicialmente posicionadas como simplesmente apoiadas nos pilares, as unidades foram conectadas para garantir a continuidade do tabuleiro. [3]



Figura 2.2- Vigas em caixão pré-fabricado, ponte Vasco da Gama [3]



Figura 2.3- Ponte Vasco da Gama, Portugal [3]

2.2.2 Pontes de Betão Pré-esforçado em Angola

Devido a deficiência de informação histórica sobre a chegada das técnicas de engenharia Civil em Angola, torna-se difícil precisar a chegada da técnica de pré-esforço em Angola. No entanto, analisando o registo elaborado pelo Ministério do Ultramar com o título “Pontes no Ultramar Português” (1968) é possível descrever um conjunto de obras de arte, entre pontes e pontões, mais antigas de que se tem registo.

É conhecido historicamente que Angola foi uma colónia de Portugal, designada na altura como Província de Portugal, razão pela qual as obras de arte de Angola estão registadas como pontes no ultramar português.

De acordo com o Registo acima citado as duas empreitadas de obras de arte de betão pré-esforçado mais antigas datam de 1958, ambas atravessam o rio Lucala e são:

- Ponte Sá Viana Rebelo;
- Ponte Pinheiro chagas.

A ponte Sá Viana Rebelo (Figura 2.4), também conhecida como Lucala I, é constituída por 5 tramos de 25 m entre eixos de pilares. Cada tramo é formado por 5 vigas pré-fabricadas, simplesmente apoiadas, pré-esforçadas e ligadas superiormente pela laje do tabuleiro. Os pilares são de betão armado, articulados, havendo um encontro fixo e outro móvel também de betão armado. As fundações são feitas em estacas e a patente de pré-esforço utilizada foi a de Heilmann e Lipman. Com o comprimento total de 140,50 m e uma faixa de rodagem de 6 m, esta obra importou 6,5 milhões de escudos (moeda portuguesa utilizada na altura) e concluiu-se em 1958. [5]



Figura 2.4- Ponte Sá Viana Rebelo sobre o Rio Lucala (Lucala I) [5]

A Ponte Pinheiro Chagas (Figura 2.5) é constituída por 3 tramos com 37 m cada um, vencendo um vão total de 111 m. Os pilares e encontros são de betão armado e têm fundações diretas. A superestrutura é constituída por uma laje vigada contínua, com duas vigas pré-esforçadas, suportando um tabuleiro com 6 m de faixa de rodagem. A patente do pré-esforço utilizada foi a de Philip Holzmann, tendo a obra ficado concluída em 1958 e importando 3,3 milhões de escudos. [5]



Figura 2.5- Ponte Pinheiro Chagas [5]

A maior ponte do país foi construída utilizando a técnica de pré-esforço. Localiza-se a 95 km de Luanda, na localidade de Cabala, no município de Icolo e Bengo. Nesta região, devido a necessidade de se atravessar o rio Kwanza, principalmente para os peregrinos ao santuário de Nossa Senhora da Muxima (Figura 2.6), o trânsito tornava-se um desafio perigoso, pois, a travessia do majestoso rio tinha que ser feita de canoa. Nesse âmbito surge a necessidade de construção de uma ponte. [14]



Figura 2.6- Localização da ponte sobre o rio Kwanza [14]

A ponte sobre o rio Kwanza, batizada como ponte 17 de Setembro (Dia do herói nacional em Angola) tem um comprimento total de 1534 m e desenvolve-se a uma altura máxima de 18 m. Apresenta 2 vias em sentidos opostos, com 3,5 m cada, uma berma de 2 m e um passeio com 1,8 m de largura útil. [14][23]

A ponte é constituída por tabuleiro em betão armado e pré-esforçado, perfil transversal em viga caixão com dois vãos de 68 m e um vão central de 120 m, suportados por dois pilares sobre o rio Kwanza, Figura 2.7. Foi construída por avanços sucessivos em consola por aduelas de 5 m (Figura 2.8) betonadas “in situ” e é estruturalmente contínua com os viadutos de acesso. [14][23]

Os viadutos de acesso são constituídos por tabuleiros em viga contínua de altura constante, construídos tramo a tramo sobre cofragem deslizante assente sobre cavalete apoiado no solo. A obra é constituída por dois módulos contínuos, separados por uma junta de dilatação: o módulo Norte constituído por viaduto-ponte-viaduto, com 760 m de comprimento e o módulo Sul, em viaduto, com 774 m. [14] [23]

As fundações são indiretas e atingem profundidades de até 78 m. As estacas têm 1,5 m de diâmetro. A construção da obra teve início em Setembro de 2008 e término em Agosto de 2010, tornando-se a ponte mais extensa do território angolano. Foram utilizados um total de 70 000 m³ de terra, 33 000 m³ de betão e 3 milhões de kg de aço. [14][23]



Figura 2.7- Ponte 17 de Setembro [24]



Figura 2.8-Construção da ponte 17 de Setembro, por avanços sucessivos [23]

2.2.3 Vantagens e Funcionamento da Técnica de Pré-Esforço

O betão pré-esforçado forneceu ao engenheiro de pontes a capacidade de construir estruturas econômicas, duráveis e eficientes, combinada com a mais recente tecnologia de projeto e construção para fornecer melhor acesso e ligações de transporte para as comunidades locais. [3]

O pré-esforço de betão é agora uma técnica bem estabelecida em todos os países, com um amplo portfólio de tipos de pontes e comprimentos de vãos construídos, variando de grandes travessias marítimas para viadutos urbanos, autoestradas, estruturas ferroviárias e passadiços. Assim, as principais vantagens do uso de pré-esforço resumem-se em:

- Permitir um melhor aproveitamento dos materiais através de uma utilização racional de betões e aços de alta resistência;
- Ampliar a região de comportamento da estrutura sem fendilhação do betão (maiores vãos e maiores esbeltezas);
- Diminuir as deformações (introduzindo deformações de sentido contrário às devidas ao peso próprio e a outras ações de serviço);
- Reduzir o peso próprio das estruturas (em comparação com as soluções em betão armado), permitindo uma construção em económica de estruturas dos tipos viga e pórtico de grandes vãos. [30]

Para todas estas estruturas, os princípios por trás da conceção e construção de pontes de betão pré-esforçado permanecem os mesmos, que consistem em combinar a resistência à tração do pré-esforço, com a resistência à compressão do betão para criar uma estrutura equilibrada e melhorada. O Betão é forte à compressão, mas fraco à tração, no entanto, o pré-esforço pode ser utilizado para garantir que o betão permaneça dentro da sua capacidade de tração e compressão sob o carregamento aplicado. [2][3]

O efeito de pré-esforço pode ser demonstrado pela tentativa de pegar uma fila de blocos de construção para crianças (“legos”), como representado na Figura 2.9. Ao empurrar os blocos pelas extremidades, aplicando uma força de “pré-esforço”, é possível mantê-los em cima. No entanto, se nenhuma força for aplicada nas extremidades, em seguida, a fila de blocos desmorona-se. As juntas entre os blocos são incapazes de resistir a tensão e, sem a força “pré-esforço”, afastam-se sob o seu peso próprio. Com a força de “pré-esforço” aplicada, as juntas são mantidas em compressão sobre a sua profundidade total. [2][3]

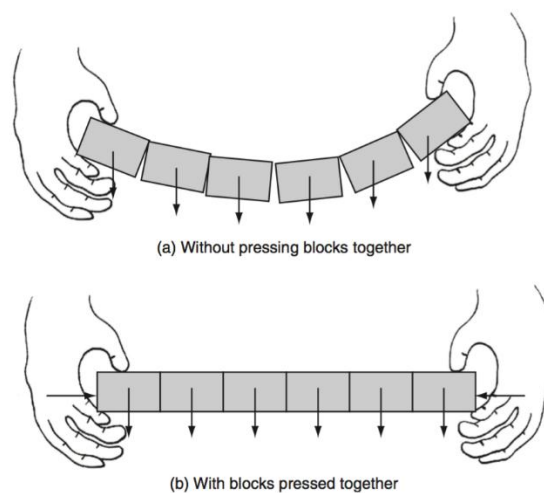


Figura 2.9- Pré-esforço aplicado em blocos de construção [3]

Os mesmos princípios se aplicam a tabuleiros de pontes, onde, a viga de betão não pré-esforçado seria sujeita à tração ao longo da fibra inferior devido aos momentos de flexão gerado pela carga aplicada, Figura 2.10 (a). Com uma força de "pré-esforço" aplicada como indicado na Figura 2.10 (b), a tração pode ser eliminada e o betão mantido em compressão sobre a secção cheia. [3]

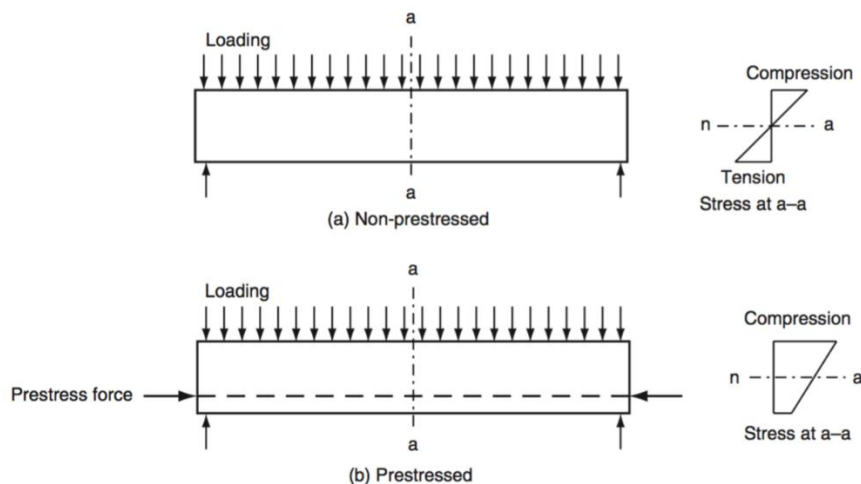


Figura 2.10- Alteração provocada pela introdução do pré-esforço na viga [3]

A força transferida entre o tendão de pré-esforço e o betão atinge o membro de betão como pré-esforço. Os tendões são puxados e esticados, e, em seguida, ancorados contra o betão, com a tensão no tendão sendo equilibrada pela compressão no betão. Desta forma, uma força de compressão externa é aplicada ao betão e é usada para conter as tensões de tração geradas sob os momentos fletores e forças de corte presentes. [3]

Os tendões são colocados quer no interior do elemento de betão como tendões internos, ou juntamente com o betão como tendões externos, e podem ou não estar ligados ao betão. Eles podem ser pré-tensionados ou pós-tensionados e podem ser fios, cordões ou barras. No entanto, o seu efeito sobre o betão, e os princípios básicos da concepção, são os mesmos em todos os casos. [3]

O betão pode ser totalmente pré-esforçado, o qual assegura que as tensões longitudinais sejam sempre em compressão, ou parcialmente pré-esforçado, o qual permite que uma pequena tensão ocorra no interior do betão sob certas condições de carga. [3]

2.2.3.1 Pré-Tensão e Pós-Tensão

Existem dois tipos principais de tabuleiros de pontes pré-esforçadas: pré-tensionados e pós-tensionados.

Pré-tensão envolve o tensionamento das armaduras de pré-esforço antes da colocação do betão, sendo a transferência de forças realizada por aderência, quando o betão adquire a necessária resistência e se libertam as armaduras das amarrações exteriores. Este processo é característico da construção fabril de elementos pré-fabricados. [30]

Pós-tensão envolve o tensionamento das armaduras depois de o betão ter adquirido a resistência necessária. As armaduras são colocadas no interior de bainhas, sendo a transmissão de forças garantida

nas ancoragens e ao longo das armaduras. O preenchimento ou o sistema de injeção do espaço entre as armaduras de pré-esforço e as bainhas, pode envolver materiais rígidos (calda de cimento) ou flexíveis (graxas ou ceras). [30]

2.2.3.2 Pré-Esforço Aderente e Não Aderente

Como o nome indica, no pré-esforço aderente o aço está aderente à secção de betão, tal como a armadura passiva. As variações de extensão no betão e no aço são iguais. [2][3][6]

Como exemplos de pré-esforço do tipo aderente, temos a pré-tensão, que é sempre aderente e a pós-tensão com injeção de bainhas. Como exemplos de pré-esforço do tipo não aderente, temos o pré-esforço exterior e ainda o chamado sistema monocórdão autoembainhado, usualmente empregue no pré-esforço de lajes. [2][3][6]

No pré-esforço do tipo aderente, o aço de pré-esforço está geralmente em cedência em estado limite último, mas o mesmo já não acontece com o tipo não aderente. Assim, do ponto de vista do estado limite último o pré-esforço aderente é mais eficiente, na medida em que permite tirar partido da capacidade total dos aços. Mas é também mais eficiente do ponto de vista da fissuração do betão, graças à ativação das forças de aderência no momento da formação da fissura. [2][3][6]

2.3 BREVE HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO.

A pré-fabricação de edifícios surge na Europa, após a II Guerra Mundial, como forma de resposta rápida à falta de habitação nos países mais destruídos. A real revolução das pontes pré-fabricadas ocorreu nos anos 50 e 60, e foi impulsionada pelo grande crescimento do tráfego rodoviário e pela construção de novas autoestradas, criando uma necessidade de soluções rápidas e económicas para passagens inferiores e viadutos que minimizassem o máximo possível as perturbações do tráfego em curso. Além disso, o desenvolvimento industrial de sistemas de pré-esforço com cabos de grande comprimento, utilizados em fábricas de pré-fabricação contribuiu para uma maior generalização do uso de soluções pré-fabricadas em obras de arte. [4][7][8]

A pré-fabricação de obras de arte esteve durante muitos anos limitada a vigas de secção transversal pouco esbelta, soluções para vãos até aos 15-20 metros e eram realizadas com fios pré-esforçados. Na época os meios de transporte e de manuseamento eram limitados e era difícil obter betões com resistências superiores aos 35/40 MPa. [8]

As secções transversais evoluíram ao longo do tempo. Inicialmente os tabuleiros pré-fabricados eram soluções simples, compostas por um conjunto de vigas retangulares colocadas lado a lado e pré-esforçadas transversalmente, obtendo-se uma estrutura final equivalente a uma laje maciça.

Posteriormente utilizavam-se vigas I ou T, com laje superior, e vigas U para formar secções em caixão, sendo atualmente estas três soluções as mais correntes na construção de tabuleiros de pontes e viadutos. [4][7][8]

2.3.1 Conceitos e Abordagens da Pré-Fabricação

A principal diferença das estruturas pré-fabricadas em betão das restantes estruturas de betão é apenas o diferente faseamento construtivo. Este faseamento construtivo consiste essencialmente na subdivisão da estrutura em elementos de menor dimensão, na fabricação destes elementos num local diferente daquele em que vão estar em serviço, no transporte e montagem dos elementos na sua localização definitiva e na ligação entre os vários elementos de forma a garantir o comportamento estrutural global exigido à estrutura.

Existem duas grandes abordagens da pré-fabricação em betão [25]:

- Pré-fabricação com base no produto pré-fabricado— A estrutura a construir adapta-se aos elementos pré-fabricados disponíveis nos pré-fabricadores. Este tipo de abordagem limita a conceção global da estrutura e das ligações adotadas.
- Pré-fabricação à medida— Os elementos pré-fabricados são escolhidos com base na conceção global da estrutura. O pré-fabricador tem de adaptar as suas capacidades produtivas às necessidades da obra, em particular nas ligações a adotar. É possível utilizar elementos pré-fabricados padronizados com adaptações à obra a construir.

2.3.2 Vantagens e Desvantagens da Pré-Fabricação

a) Vantagens

A utilização da pré-fabricação tem como objetivo aumentar a qualidade de execução, ao permitir realizar partes ou a totalidade dos elementos que constituem o tabuleiro em ambiente industrial, e a rapidez de execução uma vez que a pré-fabricação do tabuleiro pode ocorrer simultaneamente com a execução das fundações e dos pilares da estrutura. [30]

Assim, as vantagens da execução de estruturas com elementos pré-fabricados resumem-se em:

- Baixos custos de produção, graças à construção de elementos em fábrica;
- Custos de manutenção mínimos;
- Rápida e fácil montagem, por eliminação dos trabalhos de cofragem e escoramento;
- Diminuição de mão de obra;
- Interrupção de tráfego mínima, no caso de obras de arte;
- Maior rigor no controle de qualidade e durabilidade;

- Ganhos de produtividade pela padronização do processo construtivo e menor dependência das condições atmosféricas;
- Menor impacto a nível ambiental. [4][7][8][25]

2.3.2.1 Desvantagens

Devido à característica de produção de peças fabricadas em localização diferente da final, a pré-fabricação traz uma série de inconvenientes. Fatores como a distância entre a fábrica e a obra (que devido aos custos de transporte podem tornar esta solução economicamente inviável), os acessos ao local da obra e ainda a competência técnica da empresa devem ser sempre considerados antes de se optar por estas soluções. [7][25]

Portanto, os principais inconvenientes da pré-fabricação são:

- Qualidade das peças dependente das condições em fábrica/estaleiro;
- Custos elevados (principalmente se a distância entre local de fabrico e obra for elevada);
- Soluções pouco versáteis;
- Limitação dos vãos;
- Mau comportamento sísmico (a continuidade melhora este fator). [4][7][8][25]

2.4 TIPOLOGIA DE SECÇÕES TRANSVERSAIS DE VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS

Os dois tipos principais de elementos pré-fabricados utilizados em tabuleiros de pontes são: os segmentos (ou aduelas) de secções pré-fabricadas e as vigas pré-fabricadas (Figura 2.11).

Os tabuleiros construídos pelo método que, na nomenclatura inglesa, é denominado por “*Precast Segmental Method*”, são compostos por vários segmentos (ou aduelas) pré-fabricados, de reduzido comprimento, ligados por pré-esforço longitudinal após a montagem. Devido ao custo de fabrico dos segmentos e do equipamento de montagem, este método construtivo só é, geralmente, economicamente vantajoso para pontes com grandes vãos. As secções transversais utilizadas, geralmente em forma de caixão, são semelhantes às secções utilizadas na construção “in situ”. [4][7][8]

As vigas pré-fabricadas são geralmente construídas com um comprimento igual ao do vão, sendo cada vão constituído por várias vigas ligadas entre si por uma laje betonada “in situ” e por carlingas. As secções transversais mais comuns são em forma de “I” ou em forma de “U”, pré-esforçadas por pré-tensão, podendo ser dada continuidade longitudinal ao tabuleiro com recurso a cabos pós-tensionados de ligação de vãos adjacentes. Segundo FIB (2000), esta é uma técnica económica para a construção de

pontes com vãos até 50 m, limite este que tem sido ultrapassado com o aparecimento de meios de elevação com maior capacidade e a conceção de novas soluções de continuidade. [4][7][8][30]



Figura 2.11- Elementos pré-fabricados em tabuleiros de pontes: a) Aduelas pré-fabricadas; b) Vigas pré-fabricadas. [26][27]

Os tipos mais comuns de secção transversal de vigas pré-fabricadas são (Figura 2.12):

- Secções retangulares (Figura 2.12 a));
- Secções em “I” (Figura 2.12 b) e c));
- Secções em “T” (Figura 2.12 d));
- Secções em “T” invertido (Figura 2.12 e));
- Secções em “U” (Figura 2.12 f) e g)).

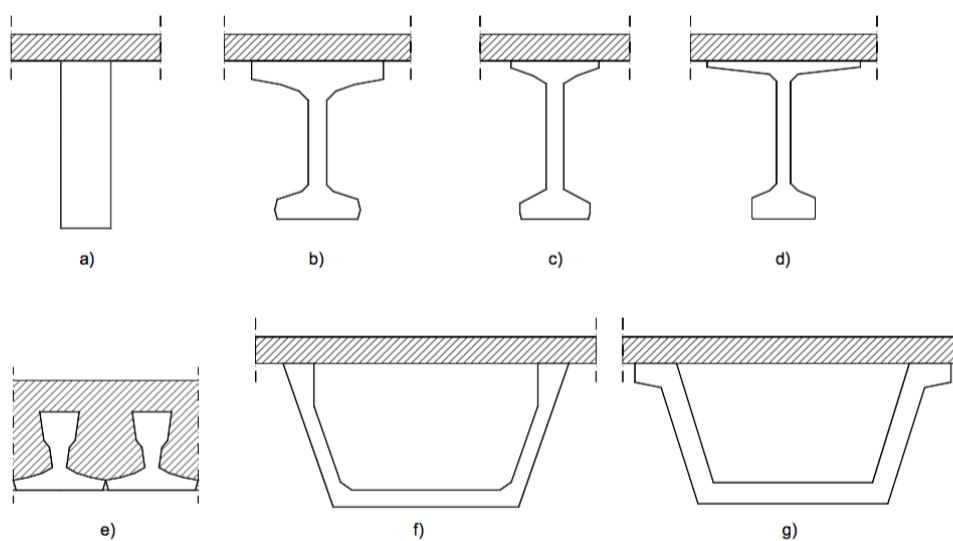


Figura 2.12- Tipos de secções de vigas pré-fabricadas correntemente utilizados (adaptado de Calavera Ruiz e Hernández (2002)).

A escolha da secção transversal é feita tendo em conta fatores como:

- Procedimentos de fabrico;
- Sistema de pré-esforço utilizado (pré-tensão ou pós-tensão);
- Sistemas de transporte e montagem;
- Método de construção da laje de tabuleiro. [8]

2.4.1 Vigas com Secção Transversal em “I”

Em vãos superiores a 15 m, a secção transversal mais utilizada é formada por vigas em “I”, afastadas entre si de 0,6 a 6 m. Sobre as vigas é executada uma laje, em toda a largura do tabuleiro, que forma com as vigas uma secção composta (Figura 2.13). A laje liga as vigas pré-fabricadas entre si e suporta as sobrecargas de utilização, sendo geralmente em betão armado. A cofragem da laje é, correntemente, realizada por lajes finas, de betão armado ou pré-esforçado, designadas por pré-lajes. Estas podem ter função resistente no tabuleiro final ou funcionar apenas como cofragem durante a betonagem da laje do tabuleiro. A betonagem da laje “in situ” após a montagem das vigas conduz a soluções com vigas leves que são, portanto, mais económicas em termos de transporte e montagem. [4][7][8]

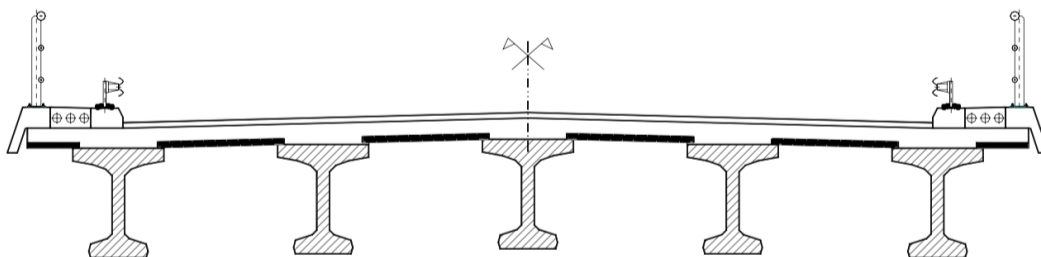


Figura 2.13- Secção transversal do tabuleiro de uma Ponte com vigas em “I” [8]

A distribuição transversal de cargas pelas várias vigas é garantida pela rigidez à torção das vigas, pela laje e pelas carlingas. É comum a adoção de carlingas apenas nos alinhamentos dos apoios. Estas restringem a rotação por torção das vigas pré-fabricadas e permitem o levantamento do tabuleiro para a substituição dos aparelhos de apoio. [4][7][8]

A altura da secção transversal do tabuleiro depende essencialmente da forma da secção da viga e do afastamento transversal entre vigas. A esbelteza do tabuleiro, definida como a razão entre o comprimento do vão e a altura total da secção transversal, tem geralmente, segundo FIB (2000), um valor aproximado de 18 para um afastamento entre vigas de 2 m a 3 m.

A aplicação de pré-esforço pode ser feita por pré-tensão, por pós-tensão, ou com recurso a ambas as técnicas. A utilização da pré-tensão tem a importante vantagem de garantir uma maior proteção contra

a corrosão das armaduras, conferida pelo betão, quando comparada com a proteção conferida pelas caldas de injeção às armaduras de pré-esforço por pós-tensão. As vigas em “I” pré-esforçadas por pós-tensão precisam de um alargamento da alma nas extremidades para acomodar a ancoragem dos cabos de pré-esforço. [4][7][8]

2.4.2 Vigas com Secção Transversal em “U”

As vigas com secção transversal em “U” (Figura 2.14) são uma variante da solução em vigas caixão conhecida na nomenclatura inglesa como “*Box Beams*” e constituem a forma mais flexível de tabuleiros de pontes. Podem cobrir uma gama de vãos desde 25 m até os maiores tabuleiros de betão não suspensos construídos, da ordem de 300 m. Uma única viga caixão pode suportar tabuleiros de até 30 m de largura. Para as vigas de extensão acima de cerca de 50 m, a secção em caixão é praticamente a única secção de tabuleiro viável. Para vãos mais curtos, as vigas caixão estão em concorrência com as outras secções citadas acima. A esbelteza é da ordem de 30, no entanto, vãos de 50 m já foram realizados com vigas caixão de 1,5 m de altura. [4][7][8]

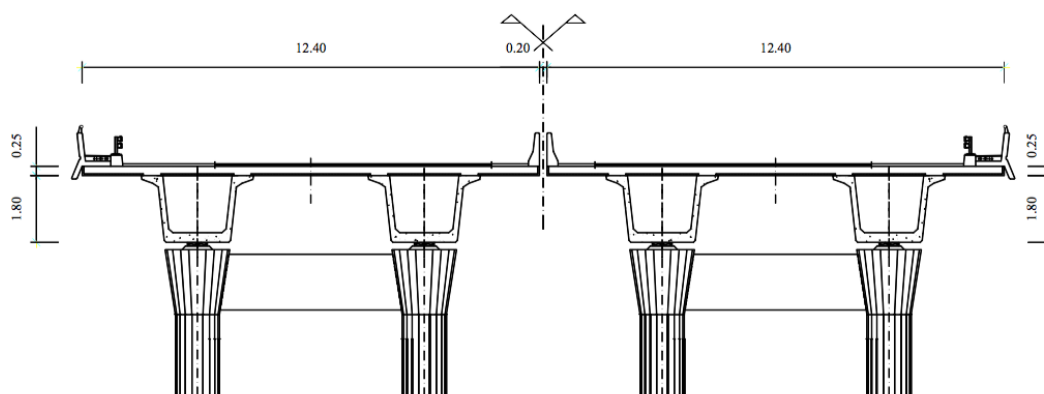


Figura 2.14- Tabuleiro com vigas em “U”.

As vantagens da viga caixão são principalmente a sua elevada eficiência estrutural, que minimiza a força de pré-esforço necessária para resistir a momentos fletores, e a sua grande resistência à torção devida à capacidade de re-centralizar as sobrecargas excêntricas, minimizando o pré-esforço necessário para resistir às mesmas. [4][7][8]

A solução de vigas pré-fabricadas com secção transversal em “U” apresenta diversas vantagens quando comparada com a secção transversal em “I”, como a menor altura da secção, menor número de vigas a dispor no tabuleiro e maior capacidade de acomodar tensões de compressão nas secções de apoio devido à largura do banzo inferior. Por estas razões as vigas em “U” são mais duráveis e esteticamente

mais agradáveis, facto que muitas vezes é negligenciado, mas que assume uma importância cada vez maior. [4][7][8]

Os banzos superiores possuem uma largura mínima condicionada pelo espaço necessário para realizar o apoio de pré-lajes (caso existam) e para estabelecer a ligação entre a viga e a laje. Geralmente esta largura é da ordem dos 40 cm. Devido à grande largura do banzo inferior o centro de gravidade tende a aproximar-se da face inferior, pelo que o dimensionamento dos banzos superiores será condicionado pela estabilidade das almas e pela necessidade de aumentar a distância do centro de gravidade da face inferior e conseqüentemente aumentar a eficácia do pré-esforço em fase construtiva. [4][7][8]

O banzo inferior tem a sua espessura condicionada pelas tensões de compressão impostas nas zonas dos apoios, principalmente na fase de exploração já que nestas zonas geram-se momentos negativos que comprimem a zona inferior das vigas. Por razões de estabilidade as vigas com este tipo de secção apresentam diafragmas nas extremidades, o que também aumenta a resistência ao empenamento. [7]

2.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE LIGAÇÃO

O ponto fraco da pré-fabricação são as ligações. O método mais simples de resolver o problema consiste em não efetuar ligações com continuidade, isto é, deixar os vários elementos simplesmente apoiados. No entanto, esta solução, para além de não apresentar reservas de resistência, apresenta também inconvenientes sob o ponto de vista da utilização. Por exemplo, as juntas de tabuleiros de pontes estão sujeitas a um grande desgaste no revestimento e infiltração das águas da chuva. Em alguns países é obrigatória a execução, nas juntas, de uma lajeta na ligação entre os elementos pré-fabricados. No entanto, devido às cargas repetidas do tráfego, esta lajeta acaba por fissurar e danificar o pavimento, sendo por esta razão preferível realizar ligação monolítica entre os vários elementos pré-fabricados. Por outro lado, no que diz respeito à ação sísmica, há vantagens óbvias na realização da continuidade. São conhecidos graves acidentes ocorridos em pontes construídas com tramos isostáticos, em que, por ação do sismo, os tabuleiros caíram por perderem apoio. [28]

De acordo com o FIB (2004) existem 4 tipos de sistemas estruturais:

- Pontes simplesmente apoiadas
- Pontes simplesmente apoiadas com Lajes contínuas
- Pontes contínuas
- Pontes Integrais

2.5.1 Pontes Simplesmente Apoiadas

No primeiro período de construção de pontes pré-fabricadas, foi considerado lógico projetar os tabuleiros de pontes como estruturas simplesmente apoiadas. Os tabuleiros eram formados por tramos independentes, separados por juntas de dilatação, simplesmente apoiados sobre os pilares através de aparelhos de apoio. Com esta técnica conseguiam-se tabuleiros cuja construção era fácil e rápida.

O cálculo deste tipo de estruturas é também relativamente simples. Como se trata de uma estrutura simplesmente apoiada, as deformações impostas (assentamentos de apoio, variação diferencial de temperatura, retração diferencial entre viga e laje e fluência do betão) não conduzem, em geral, a uma variação da distribuição de momentos fletores aplicados à estrutura, podendo originar apenas uma distribuição de tensões autoequilibradas na secção transversal. O aspeto mais complexo relacionado com o cálculo prende-se com a determinação da resposta da estrutura quando sujeita à atuação de cargas que simulam os veículos definidos regulamentarmente, aspeto este que está presente no cálculo de qualquer tabuleiro de ponte do tipo vigado. [4][7][8]

Embora as vigas em si provaram ser muito bem-sucedidas, há desvantagens inerentes aos sistemas de tabuleiros simplesmente apoiados. São necessários aparelhos de apoio em cada extremidade da viga. Estes são caros e algumas vezes precisam de ser substituídos. No entanto, os principais problemas com tabuleiros simplesmente apoiados originam-se da presença de juntas de dilatação:

- Durabilidade a longo prazo na presença de sais de degelo (quando estes são aplicados sobre o tabuleiro);
- Desconforto ao tráfego. [4]

Os problemas de durabilidade resultam geralmente do atravessamento das juntas de dilatação por água e sais de degelo, uma vez que, em geral, não é possível garantir a impermeabilidade das juntas. A água e os sais de degelo originam a deterioração das próprias juntas e dos aparelhos de apoio e problemas de corrosão no topo das vigas pré-fabricadas e nas vigas de apoio do tabuleiro. Este problema tem particular importância pelo fato de o topo das vigas ser, geralmente, inacessível para efeitos de inspeção ou manutenção. [4][7][8]

Existem algumas formas de minimizar os problemas de durabilidade, desenvolvendo soluções que permitam a inspeção e substituição dos aparelhos de apoio, prevendo canais de drenagem das águas que atravessam as juntas de dilatação e prevendo galerias para acesso e inspeção dos encontros. Porém, estas medidas significam custos acrescidos de manutenção/reparação, pelo que a longo prazo estas obras podem-se tornar pouco interessantes do ponto de vista económico. [4][7][8]

Torna-se evidente, portanto, que a melhor solução para evitar os problemas acima mencionados consiste em eliminar as juntas transversais do tabuleiro da ponte, quer por sistemas de tabuleiro contínuo ou por pontes integrais.

2.5.2 Pontes Simplesmente Apoiadas com Lajes Contínuas

A continuidade parcial é um método que fornece continuidade apenas à laje de pavimento, as vigas sendo concebidas como simplesmente apoiadas.

Esta solução consiste em ligar os diferentes tramos, na zona do apoio, apenas ao nível da laje. As vigas pré-fabricadas são montadas sobre apoios definitivos independentes, betonando-se depois a laje do tabuleiro que é, portanto, o único elemento que estabelece a continuidade entre tramos (Figura 2.15). Esta ligação garante uma superfície do tabuleiro contínua, mas a ponte funciona estruturalmente como uma série de tramos simplesmente apoiados, uma vez que a reduzida rigidez da laje de continuidade não permite que se instalem na secção de apoio momentos fletores significativos. Para permitir a flexão, a laje do tabuleiro é separada das vigas de suporte ao longo de um comprimento de cerca de 1,5 m por uma camada de material compressível, como por exemplo poliestireno expandido. [4][7][8]

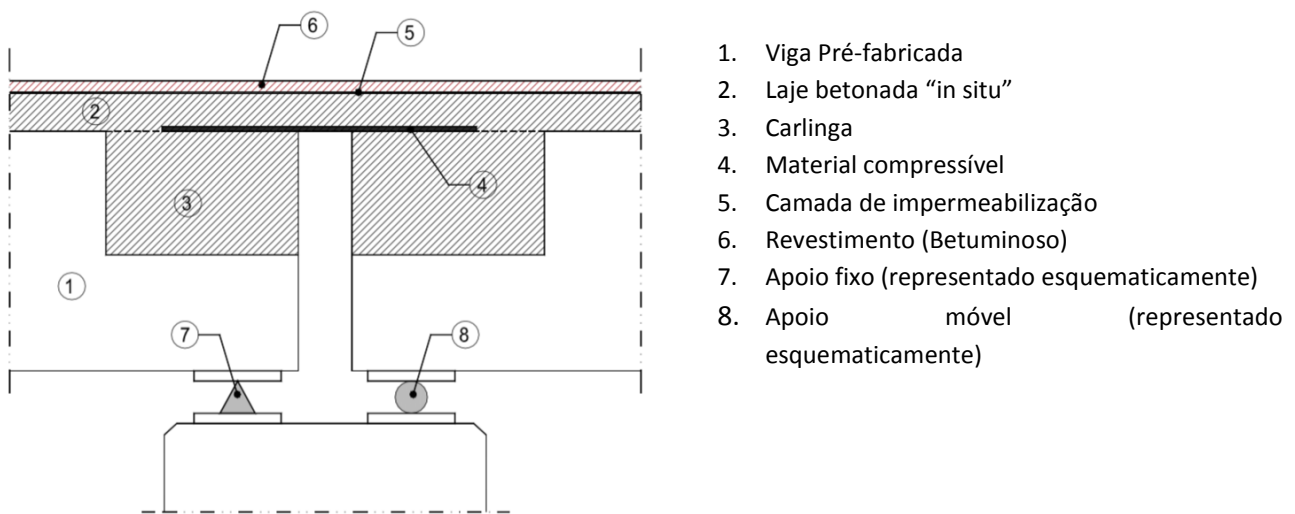


Figura 2.15- Tabuleiro simplesmente apoiado com laje contínua[8]

Embora o conforto da circulação rodoviária seja consideravelmente melhorado com a eliminação das juntas de dilatação sobre os pilares, a membrana de impermeabilização sobre a laje de ligação pode ser facilmente danificada, impedindo-a de proteger a laje, as extremidades de viga, os aparelhos de apoio, e o topo de pilares dos saís de degelo.

2.5.3 Pontes Contínuas

A melhor solução no que diz respeito à durabilidade, aparência e conforto de circulação é transformar os vãos individuais em um sistema totalmente contínuo usando carlingas e uma laje de tabuleiro contínuo nos apoios. A ponte pode, assim, ser suportada por um pequeno número de aparelhos de apoio de alta qualidade. Ao eliminar aparelhos de apoio em cada viga, a largura e a espessura dos pilares pode ser substancialmente reduzida. Embora sejam necessários suportes temporários para a construção, o seu custo adicional sempre pode ser justificado pelas qualidades estéticas dos pilares delgados que estes tornam possível. As ligações de continuidade podem ser materializadas com armaduras ordinárias (Figura 2.16), ou por recurso a técnicas de pré-esforço, utilizando cabos de pós-tensão (aderente ou não aderente) ou barras de pré-esforço, podendo ser realizadas na zona do apoio ou fora da zona do apoio.

[4][7][8]

A opção pela continuidade estrutural conduz a um conjunto de vantagens, estruturais, estéticas e económicas:

- Melhor desempenho em termos de durabilidade visto que não existem juntas de dilatação;
- Redução dos esforços provocados pelas sobrecargas nas secções do vão e introdução de uma capacidade de redistribuição de esforços em estado limite último que conduz a menores deformações verticais, aumenta a frequência própria de vibração do tabuleiro na direção vertical e melhora o comportamento da estrutura sob as ações sísmicas;
- Permite uma maior esbelteza do tabuleiro e uma maior uniformidade no alçado da obra, podendo também ser eliminados os tradicionais capitéis no topo dos pilares, sendo conseguida uma solução esteticamente mais agradável quando a viga transversal está embebida na espessura do tabuleiro;
- Para além da redução das quantidades de materiais que possam resultar da continuidade, existe uma importante redução dos custos de manutenção, uma vez que se eliminam os problemas referidos no ponto 2.5.1.

O principal inconveniente dos tabuleiros contínuos reside nas maiores dificuldades introduzidas por esta técnica durante a fase de execução da obra, implicando uma redução do ritmo de construção. Este aspeto é especialmente importante quando é utilizado pré-esforço de continuidade, uma vez que são necessárias mais fases construtivas e pessoal especializado. Além disso, a execução de tabuleiros contínuos levanta também dificuldades acrescidas durante a fase de projeto. A evolução do esquema estrutural na direção longitudinal do tabuleiro e da secção transversal das vigas origina uma evolução

nos esforços e nas tensões instaladas, uma vez que com a continuidade estabelecida a secção de apoio não pode rodar pelo que, ao longo do tempo, vão-se desenvolver momentos fletores positivos devido à ação do pré-esforço e momentos fletores negativos devido à ação do peso próprio do tabuleiro e da retração diferencial.

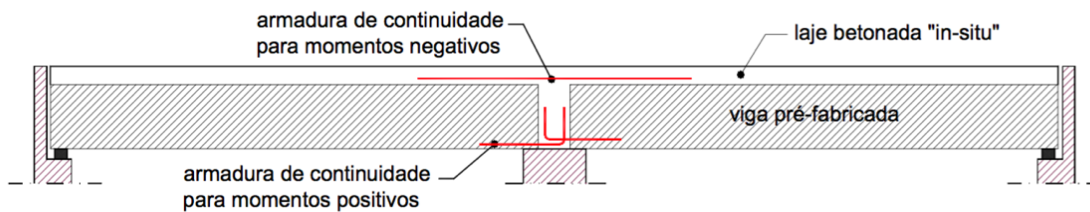


Figura 2.16- Ligação de continuidade na zona do apoio, por armaduras ordinárias [7]

2.5.4 Pontes Integrais

Esta solução é, como o nome indica, de uma ponte construída sem quaisquer juntas de dilatação (Figura 2.17), seja entre vãos consecutivos ou entre vãos extremos e encontros. Essa técnica resulta do interesse em abolir totalmente as juntas de dilatação que como mencionado nos subtópicos anteriores causam grandes problemas relacionados a durabilidade, conforto e custos.

Deve-se ter especial atenção no dimensionamento dos encontros que devem ser dimensionados considerando que vão sofrer os mesmos deslocamentos que as extremidades do tabuleiro, movimentos estes devido a deformações diferidas do betão, variações térmicas e ações horizontais induzidas pela ação do vento, sismos e frenagem dos veículos.

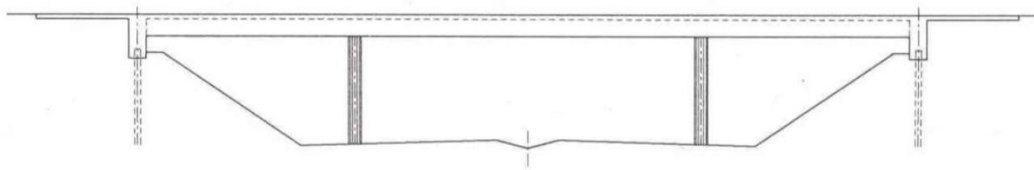


Figura 2.17- Corte longitudinal de uma Ponte integral [8]

3 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

O viaduto tem início no quilómetro 0+239 e término no quilómetro 0+481, apresentando uma extensão total de 242 metros entre encontros, em uma zona com condições de fundação razoáveis a boas. A altura máxima ao solo atinge valores na ordem dos 11 metros e a plataforma transversal apresenta uma largura total de 19,80 metros. Trata-se de um viaduto de betão armado e pré-esforçado com 4 vias, duas para cada sentido e sem concordâncias em planta. De acordo com a portaria 701-H/2008, trata-se de uma obra da categoria IV (pontes e viadutos com vão máximo superior a 120 metros).

3.1 LOCALIZAÇÃO DO PROJETO

O viaduto do nó da unidade operativa é assim chamado ao longo do trabalho devido ao fato de encontrar-se num nó de ligação próximo à Unidade Operativa da Polícia Nacional em Luanda, Angola.

Nó de ligação é um conjunto de vias na vizinhança de um cruzamento a níveis diferentes. Os nós de ligação foram criados com o intuito de reduzir ou eliminar pontos de conflito existentes entre estradas que se cruzam a níveis diferentes. A principal vantagem deste tipo de solução é a eliminação total ou parcial de pontos de conflito entre as correntes de tráfego convergentes.

Neste sentido, o nó da Unidade Operativa tem como objetivo minimizar os congestionamentos existentes no local. Este nó encontra-se no cruzamento da Avenida Deolinda Rodrigues que vai até a estrada nacional de Catete, e as ruas Soba Mandume, Senado da Câmara e 1º de Agosto como mostra a Figura 3.1. Tornou-se necessário criar uma solução para esse cruzamento, porque a Avenida Deolinda Rodrigues é uma via que dá acesso ao NAIL, correspondente ao primeiro nó da Figura 3.2.

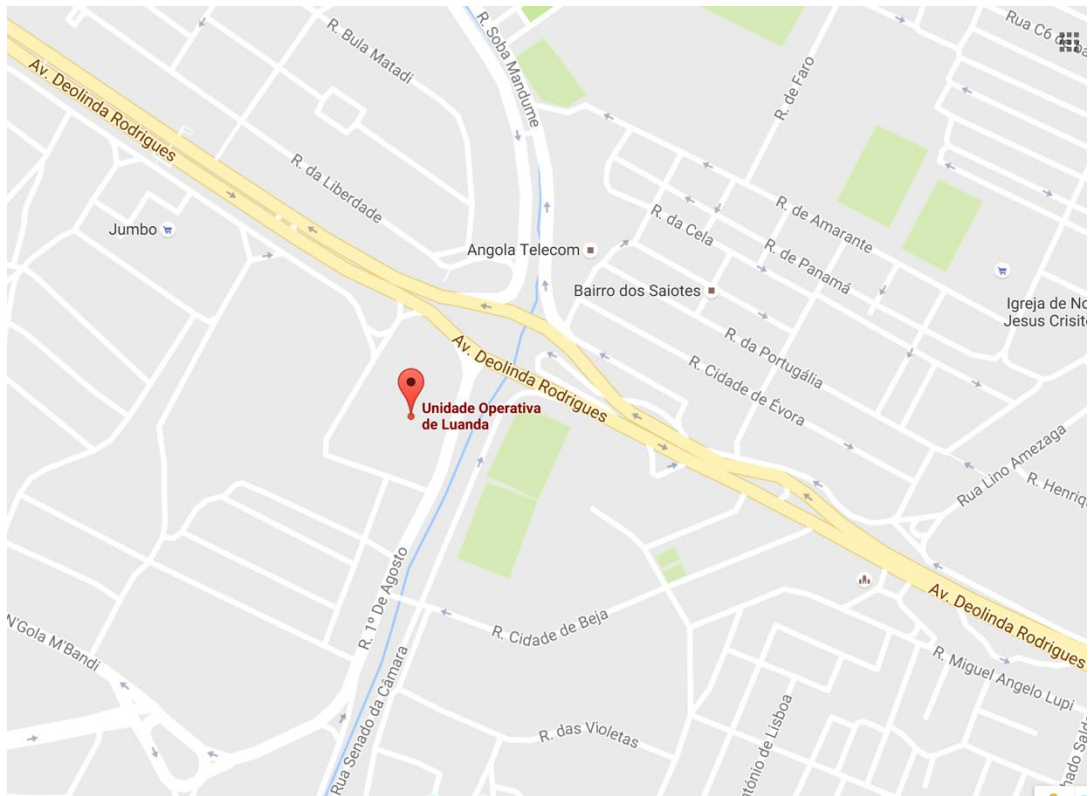


Figura 3.1- Localização do Nó da Unidade operativa (Google Maps, 2016)

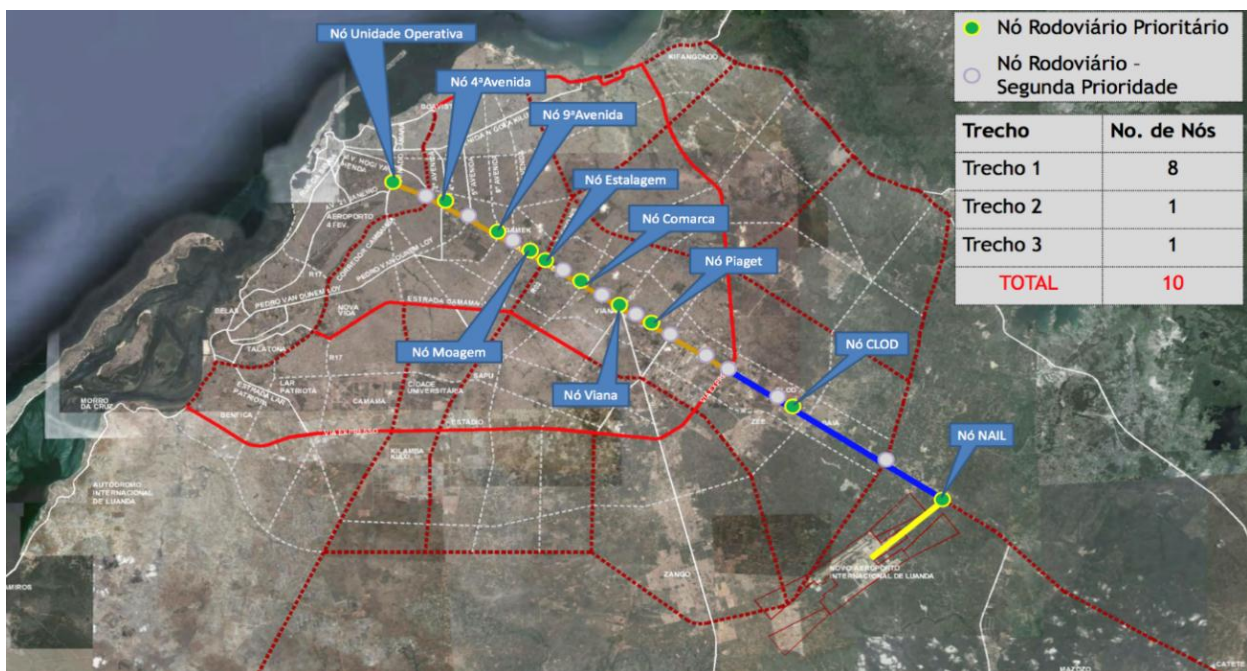


Figura 3.2- Localização do nó da Unidade operativa [19]

Na solução inicial do nó da unidade operativa, os veículos que circulassem pela avenida Deolinda Rodrigues em direção a Catete, e os que circulassem pela mesma avenida, mas em direção a rua Soba

Mandume, tinham que seguir pelo mesmo troço por quilómetros, sendo que após o cruzamento, o veículo com destino à rua Soba Mandume teria que percorrer mais de meio quilómetro para o primeiro retorno, Figura 3.1. Também, os veículos vindos da rua Senado da Câmara com destino a Catete teriam de interseccionar a via da avenida Deolinda Rodrigues, agravando ainda mais o trânsito. Ou seja, Veículos com 3 percursos diferentes teriam de transitar juntos durante vários quilómetros nos dois primeiros casos e pelo menos durante cerca de 600 metros no último caso. O mesmo aconteceria a quem fizesse o trajeto inverso, Catete— Avenida Deolinda Rodrigues. Esta com certeza foi uma solução que se tornou ineficaz face ao crescimento demográfico e consequente aumento do tráfego em Luanda. O NAIL e o subsequente aumento do tráfego na Via Luanda—Viana, agravariam ainda mais esta situação provocando um tráfego muito congestionado neste troço. Por esta razão tornou-se necessário encontrar uma solução visando a criação de vias alternativas para os percursos existentes.

A nova solução dada pela construção do novo viaduto, visa proporcionar no espaço já existente 3 percursos distintos para as situações acima descritas. De modo que os veículos com destino à Catete e os veículos vindos de Catete e seguindo por um troço reto, passariam pelo novo viaduto. Os demais veículos passariam por uma consequente rotunda que facilitaria dos retornos. A Figura 3.3 ilustra o local de implantação do viaduto.



Figura 3.3- Local de implantação do viaduto (Google Earth, 2016)

Associada à construção do viaduto foi criada uma solução para as infraestruturas existentes, Figura 3.4.



Figura 3.4- Nova solução para o Nó da Unidade Operativa [19]

3.2 CONDICIONANTES DO LOCAL

Para melhor caracterização do local é necessário analisar as características e condicionantes de âmbito rodoviário, topográfico, geotécnico, hidrológico, urbano e estético do local onde o viaduto se insere.

3.2.1 Condicionantes Topográficas

A orografia do terreno e a inclinação dos taludes condicionam a localização dos pilares e vãos das pontes e têm naturalmente influência decisiva no traçado da via rodoviária.

Analisando a planta de implantação georreferenciada fornecida (Ver ponto 3.4), observa-se um terreno aproximadamente plano em que as cotas variam entre 67,7 e 70 m no local de implantação do viaduto.

3.2.2 Condicionantes Rodoviárias

O traçado e as características da via rodoviária, indicados em planta e em perfis em que se desenvolve a ponte ou viaduto, estabelecem a altura do tabuleiro ao solo, a largura do tabuleiro e a sua geometria em planta (diretriz da via) e em alçado (perfil longitudinal).

Um dos critérios fundamentais a ter em conta é a altura do tabuleiro, definida atendendo a necessidade de ocorrência de trânsito na rodovia por baixo do viaduto.

CAPÍTULO 3

Constituem também condicionamentos rodoviários as características das vias que se localizam sob a ponte ou viaduto.

O viaduto em estudo está destinado ao trânsito unicamente rodoviário e a única exigência imposta pelo dono de obra neste caso, foram guardas com luminária no separador central. O perfil longitudinal é condicionado pela existência do rio e de infraestruturas rodoviárias por baixo do viaduto.

Todos os elementos referentes ao traçado e às características da via rodoviária foram previamente fornecidos.

Na Figura 3.5 observa-se o perfil longitudinal do viaduto:

- Inclinação do trainel ascendente: 6%
- Inclinação do trainel descendente: 5%

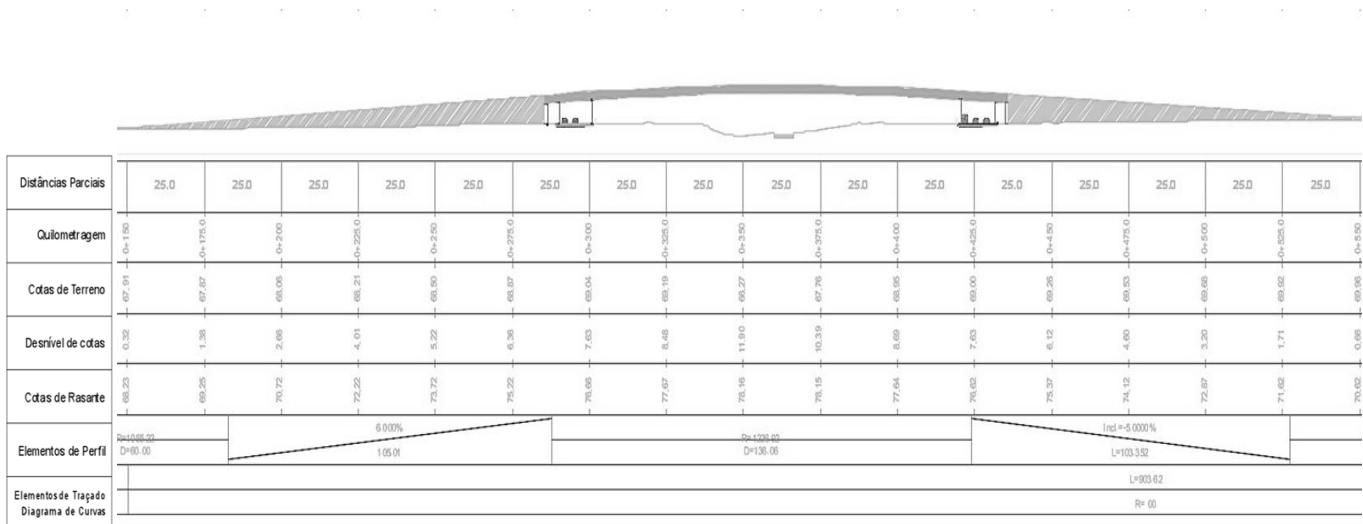


Figura 3.5- Perfil longitudinal [29]

O Quadro 3.1 apresenta as dimensões do perfil transversal do viaduto.

Elemento do Perfil Transversal	Largura (m)
4 Vias de 3,5 m	14
2 Bermas exteriores de 1,5 m	3
2 Bermas interiores de 0,25 m	0,5
2 Muros de 0,4 m	0,8
Separador central de 1,5 m	1,5
Largura total	19,8

Quadro 3.1- Perfil Transversal

3.2.3 Condicionantes Geológico-Geotécnicas

É fundamental caracterizar o terreno de fundação das estruturas na fase inicial da elaboração de um projeto. Tal caracterização vai permitir definir o tipo de fundação da obra — direta ou indireta. Para além da escolha do tipo e profundidade a atingir com a fundação, a caracterização do terreno é fundamental para a definição da ação sísmica e para a conceção dos métodos construtivos a adotar na escavação ou furação do terreno.

Foram realizados sondagens e ensaios NSPT em 3 locais do terreno de implantação, como ilustrado na Figura 3.6, que permitiram o reconhecimento de:

- Solo Recente: Solo de cobertura/aterros (1);
- Pliocénico: areia fina a média, com matriz silto-argilosa a argilo-siltosa. Castanha-alaranjada a castanha avermelhada (2);
- Miocénico: areia fina a média, com matriz argilosa a argilo-siltosa carbonatada (3), argila siltosa (4).

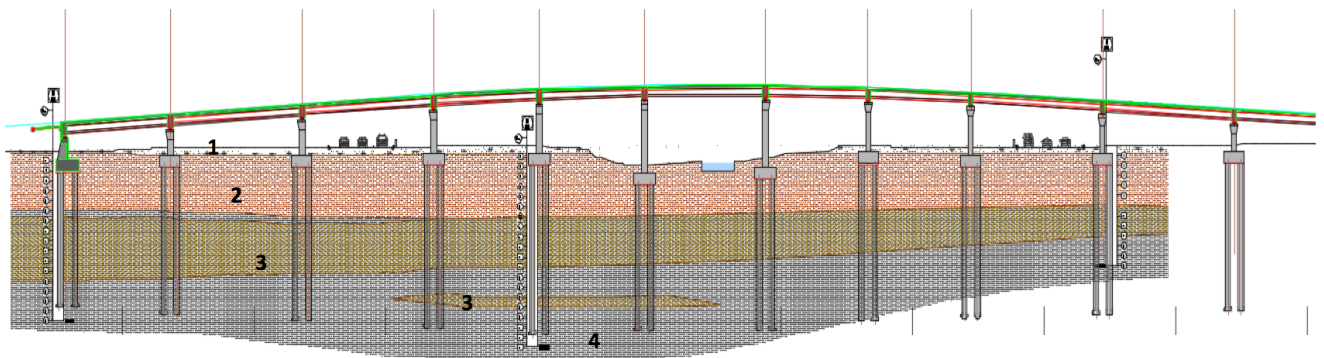


Figura 3.6- Perfil Geológico [29]

3.2.4 Condicionantes Hidrológicas

O curso de água acarreta inúmeros problemas principalmente quando este tem influência direta

aquando da construção da obra. Existem também problemas na fase de exploração devidos às ações hidrodinâmicas provocadas pelas correntes sobre os possíveis elementos submersos, especialmente quando estes se situam no leito do rio.

No caso em estudo, o viaduto atravessa uma linha de água de pequena importância (Figura 3.7). Portanto, se se conseguir evitar que os pilares se localizem no leito do rio, eliminamos a existência de elementos submersos simplificando o cálculo estrutural e posteriormente a fase construtiva.

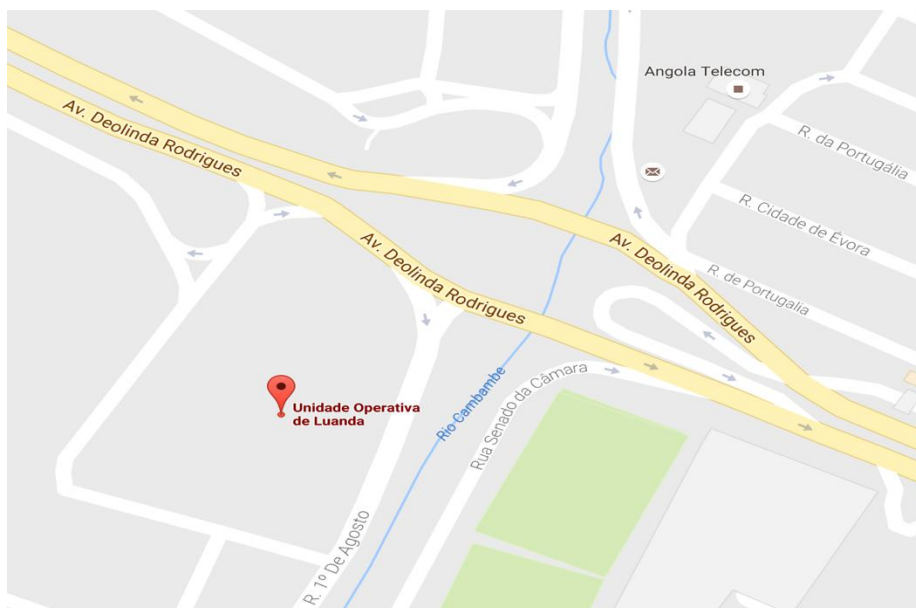


Figura 3.7- Localização do rio Cambambe (Google Maps, 2016)

3.2.5 Condicionantes Estéticas

A estética de uma ponte pode considerar-se como a beleza da construção e da sua perceção pelos nossos sentidos. Neste conceito estão envolvidas as ideias de proporção, a satisfação pela utilidade da obra, a sua forma e a integração com o ambiente.

3.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL INICIAL

Este subcapítulo tem o objetivo de fazer uma descrição estrutural da solução inicial do projeto, elaborado pela empresa CCAD.

3.3.1 Descrição Estrutural

A estrutura porticada que constitui o projeto inicial é de betão armado pré-esforçado e é composta por um tabuleiro contínuo.

O tabuleiro desenvolve-se em 11 tramos de 20 m –2x 25 m –2x 20 m –23 m –2x 19,5 m –2x 25 m –20 m, com uma extensão total de 242 m entre encontros. É possível ver na planta de implantação (Figura 3.8) o alinhamento dos tramos em relação ao rio, desde o encontro E1, à esquerda, ao encontro E2 à direita.

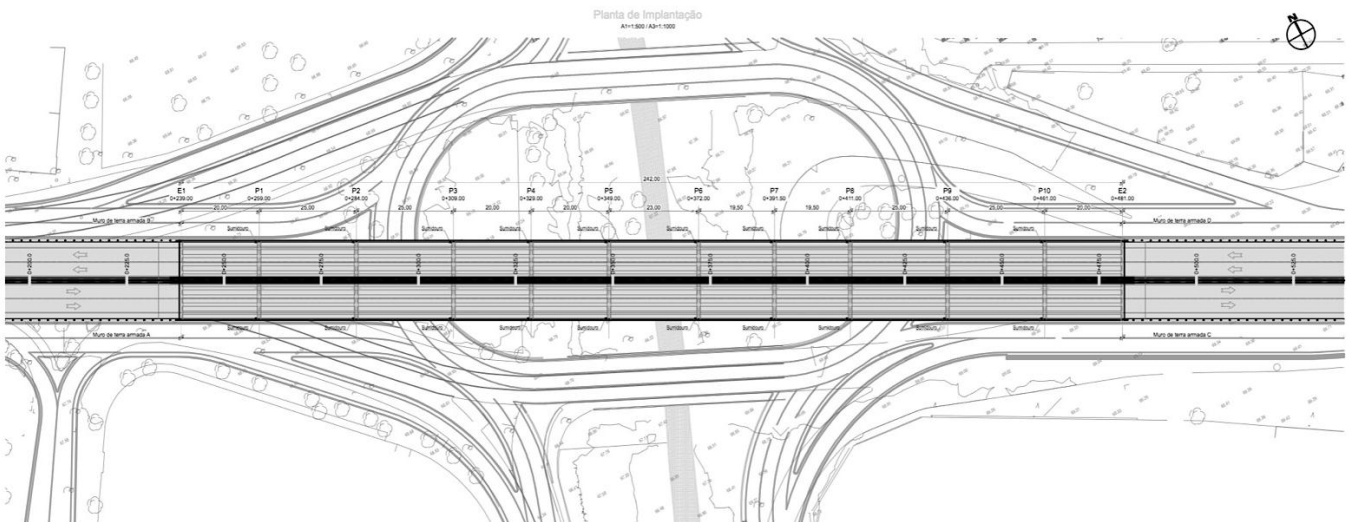


Figura 3.8- Planta de implantação do Viaduto [29]

A solução do tabuleiro (Figura 3.9) é composta por 5 vigas longitudinais de betão armado, pré-fabricado, pré-esforçadas longitudinalmente por aderência. As vigas são do tipo “I” e terão 1,35m de altura.

A plataforma do tabuleiro é constituída por uma laje de betão armado com uma espessura mínima de 0,25 m. A laje será betonada sobre pré-lajes colaborantes, pré-fabricadas, com 0,07 m de espessura incluída nos 0,25 m de espessura nominal da laje.

Optou-se pela divisão do viaduto em dois tabuleiros, um para cada sentido, separados por uma junta de 0,10 m.

Os pilares a executar são de betão armado e apresentam uma secção transversal circular de 1,0 m sendo estes elementos moldados “in situ”. A ligação dos pilares às sapatas é monolítica.

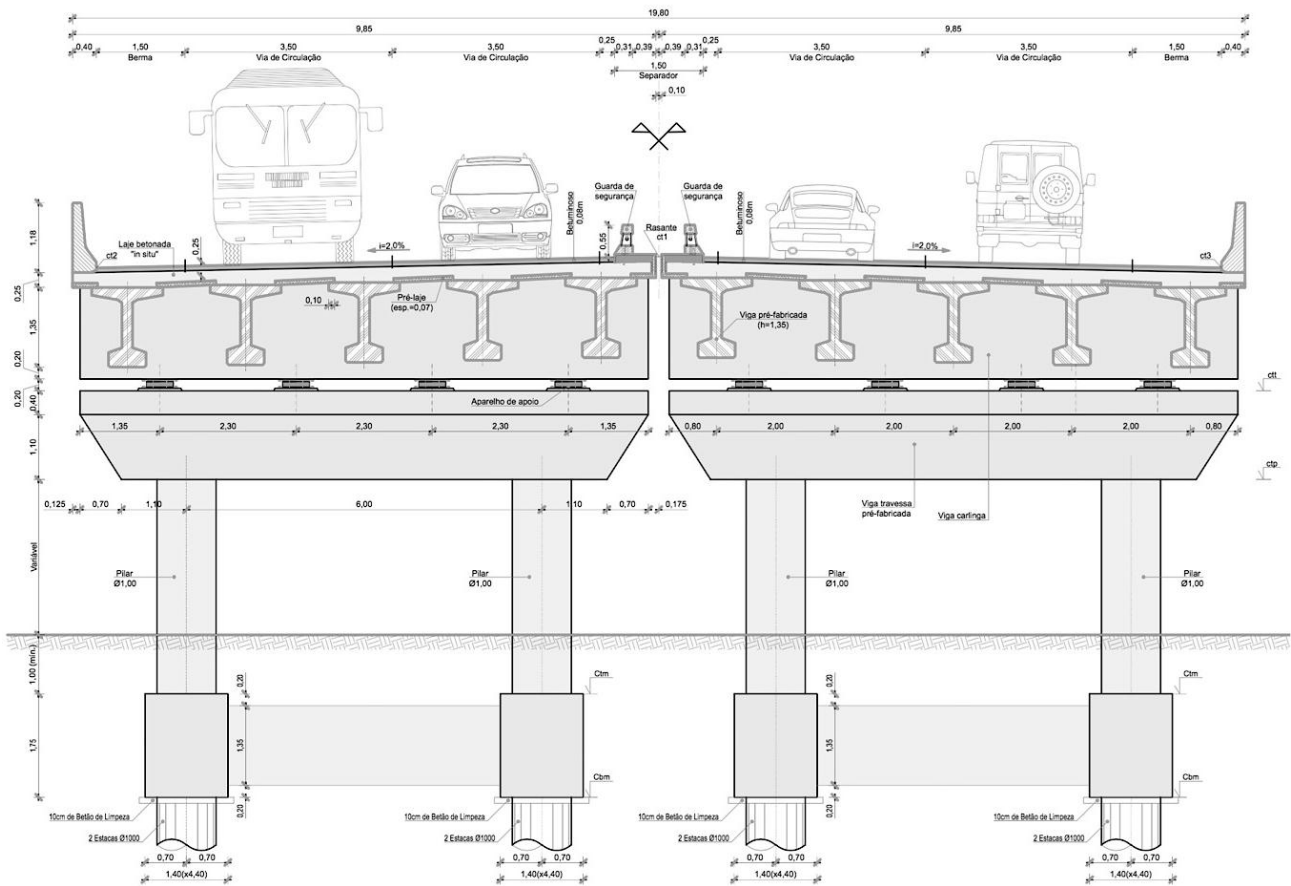


Figura 3.9- Corte transversal tipo do tabuleiro [29]

As vigas I são ligadas transversalmente por vigas carlingas e os pilares por viga travessa pré-fabricada. Cada viga carlinga apresenta 4 aparelhos de apoio de neopreme cintado de 0,20 m de altura. As fundações são indiretas constituídas por maciços ligados por viga, apresentando duas estacas de 1,00 m de diâmetro por maciço (Figura 3.10). Os encontros E1 e E2 são do tipo aparente, fundados indiretamente por estacas. Apresentam uma largura de 19,80m com altura máxima de 6,3m.

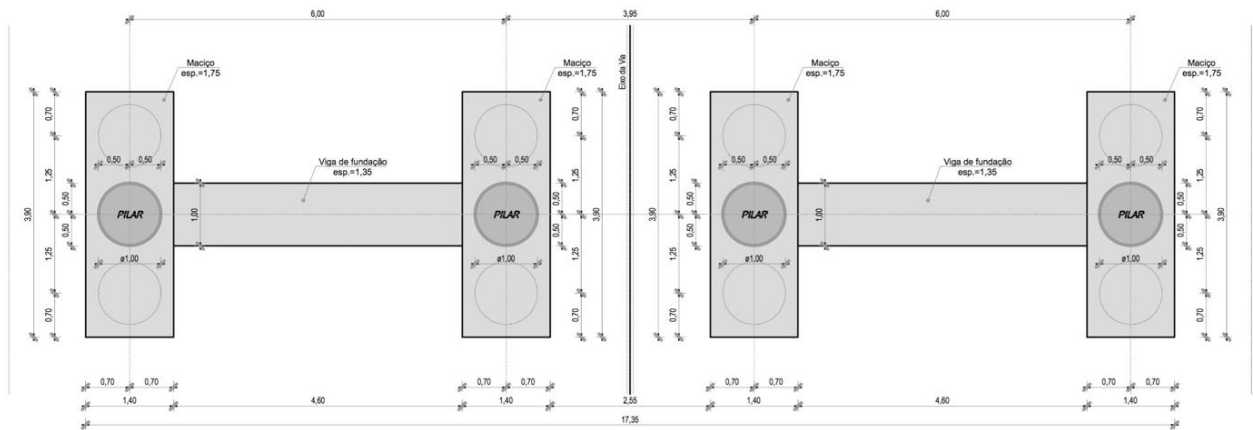


Figura 3.10- Planta da Fundação [29]

3.3.2 Elementos Fornecidos

Como elementos de base para a elaboração deste trabalho, foram fornecidas plantas em formato DWG (AutoCad) da solução inicial, a saber:

- Planta de implantação georreferenciada;
- Corte longitudinal pelo eixo do viaduto, com representação do resultado das sondagens e ensaios;
- Planta das fundações, das vigas e dos encontros;
- Secção transversal tipo e corte transversal tipo;
- Pormenores das armaduras dos elementos estruturais;
- Quadro de materiais utilizados;
- Quadro de esforços para dimensionamento de aparelhos de apoio.

Também foi fornecido um documento em formato DOCX (Microsoft Word), com a análise longitudinal e transversal da solução inicial do tabuleiro, e uma apresentação em formato PDF com a localização, desenhos tipo e imagens das obras de acesso ao NAIL.

4 APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA O VIADUTO

4.1 ESTUDO DA SOLUÇÃO

Tendo como base os elementos fornecidos mencionados no capítulo 3, foi realizado um estudo de uma solução alternativa, tomando decisões a respeito de:

- O material estrutural;
- O sistema estrutural longitudinal;
- A secção transversal da superestrutura;
- O sistema de ligação da superestrutura aos pilares e encontros;
- O processo construtivo a adotar.

Durante este estudo tentou-se encontrar soluções com alguma vantagem relativamente à inicial, desde pequenos aspetos como a uniformização de vãos, melhor comportamento estrutural a aspetos estéticos como a melhor visibilidade da estrutura.

4.1.2 Material Estrutural

As pontes podem ter como material estrutural o betão armado, o betão armado pré-esforçado, o aço (pontes metálicas) ou a conjugação aço-betão no caso de pontes mistas.

No caso em estudo, e atendendo às vantagens explicadas no capítulo 2, optou-se pelo uso do *betão armado pré-esforçado* como material estrutural.

4.1.1.1 Betão

Uma vez que o viaduto se localizará em Luanda, à cerca de 4 km da costa, segundo a NP EN 206-1: 2007, a classe de exposição seria XC4. Para esta classe de exposição, com um tempo de vida útil de 100 anos (EN 1990), a classe mínima de betão indicada é o C30/37. Segundo a classe de exposição do viaduto (XC4) o recobrimento nominal (*cnom*) a utilizar é, segundo o EC2 igual a 40 mm.

Para um dado componente estrutural, diferentes superfícies do betão podem estar sujeitas a ações ambientais diferentes, ver Quadro 4.1.

4.1.1.2 Aço

O aço a utilizar no dimensionamento da armadura passiva da estrutura em estudo será o *A500NR*, de acordo com o Eurocódigo 2 que remete para a norma EN 10080. Optou-se por esse aço devido a sua tensão de cedência ser superior e, portanto, conduzir a soluções com menos armadura passiva, evitando o congestionamento de armaduras e facilitando a betonagem.

O aço de pré-esforço a utilizar será o Y1860S715,7 de acordo com a Norma EN 10138-3.

O Quadro 4.1 apresenta um resumo dos materiais e recobrimentos mínimos regulamentares para a estrutura.

Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 100 anos (EN 1990)			
BETÃO					
Elemento	NP EN 206-1: 2007				
	Classe	Recobrimento [mm]		Classe de exposição ambiental	Classe estrutural
		Armadura Passiva	Armadura de Pré-esforço		
Laje	C30/37	35	45	XC4	S5
Vigas Pré-fabricadas	C30/37	30	40	XC3	S5
Pré-lajes	C30/37	30	40	XC3	S5
Travessa	C30/37	35	45	XC4	S5
Pilares	C30/37	35	45	XC4	S5
AÇO					
Elemento	Classe	Norma			
Armadura Passiva	A500NR	EN 10080			
Armadura de pré-esforço	Y1860S715,7	EN 10138-3			

Quadro 4.1-Resumo dos materiais a utilizar

4.1.3 Sistema Estrutural Longitudinal

As pontes podem ser classificadas, quanto ao sistema estrutural da superestrutura em pontes em viga, pontes de treliça, pontes em arco, pontes suspensas, pontes estaiadas, pontes em pórtico.

Para esta estrutura foi escolhido um dos sistemas estruturais mais utilizados, a saber, pontes em viga. Neste âmbito, foi também analisada a distribuição de vãos com vista a uma maior uniformização dos vãos, condicionada por 4 fatores:

- Existência do pequeno curso de água a 120 metros do encontro E1;
- Existência de estradas por baixo do viaduto;

- Tentativa de manter os vãos extremos não superiores a 80% dos vãos centrais, respeitando o equilíbrio de vãos;
- Tentativa de manter os vãos extremos não inferiores a 60% dos vãos centrais, evitando o perigo de levantamento do tabuleiro.

Obteve-se assim uma solução de vãos com 3 comprimentos diferentes:

- 6 vãos de 20 m;
- 4 vãos de 25 m;
- 1 vão de 22 m.

Todas as demais características do perfil longitudinal se mantiveram.

4.1.4 Secção Transversal da Superestrutura

Dentro das secções pré-fabricadas mais correntes, explicadas no capítulo 2, escolheu-se a secção em viga caixão. Essa escolha pareceu apropriada, uma vez que a secção transversal inicial era em vigas “I”, tornando interessante estudar o comportamento da estrutura com uma secção em caixão e levando também em consideração as vantagens que a mesma oferece face à solução em vigas “I” (ver capítulo 2). Optou-se, portanto, por vigas em “U”, com uma altura de 1,40 m.

Tendo em conta as condicionantes para o perfil transversal mencionadas no capítulo 3, optou-se por manter as características iniciais da rodovia. Alterou-se apenas o muro exterior, que na primeira solução era em betão armado, e nesta solução será metálico. Esta opção permitirá, também, fazer um estudo comparativo relativamente à ação do vento, visto que a guarda de segurança é aberta. A guarda de segurança metálica será em perfil ómega duplo, com uma altura total 1,17 m, incluindo a base para a fixação, de betão armado.

Não serão utilizadas carlingas de ligação entre vigas.

4.1.5 O sistema de ligação da superestrutura aos pilares e encontros

A ligação da superestrutura à infraestrutura é igualmente materializada por aparelhos de apoio que além transmitir as cargas da superestrutura para a infraestrutura e libertam movimentos para reduzir esforços na estrutura. Porém, em vez de 4, serão utilizados apenas 2 apoios em cada alinhamento, com uma altura total de 0,274 m.

A continuidade estrutural longitudinal será estabelecida pela betonagem da laje “in situ”.

Para garantir o melhor funcionamento da estrutura como um todo, realizou-se a ligação entre pilares por uma viga travessa de secção transversal quadrada de 1,00 m de base.

Manteve-se a opção da divisão do viaduto em dois tabuleiros, um para cada sentido, separados por uma junta de 0,10 m. Esta junta é dimensionada para a ação sísmica. Dada a inexistência da ação sísmica no local de implantação da estrutura, manteve-se o comprimento mínimo da junta de 0,10 m.

Nos pilares de betão armado efetuou-se um alargamento no topo, com vista a uma melhor receção de esforços da superestrutura, com a secção transversal circular de 1,41 m de diâmetro.

Todas as demais características da rodovia, perfil transversal e longitudinal mantiveram-se (ver capítulo 3).

5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após a tomada de decisão acerca dos pontos anteriores, foi feito um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, para chegar às respectivas dimensões. Esse pré-dimensionamento teve como base fichas técnicas de elementos pré-fabricados, a solução inicial e boas práticas do ramo de estruturas.

Em seguida, serão descritos os métodos de pré-dimensionamento de Vigas pré-fabricadas, laje, pré-lajes, aparelhos de apoio, viga travessa e pilares.

5.1 VIGAS PRÉ-FABRICADAS

O pré dimensionamento das vigas caixão pré-fabricadas foi efetuado com base na ficha técnica de vigas pré-fabricadas da empresa *Shay Murtagh* (2013), escolhida principalmente pela riqueza de detalhes que oferece, facilitando o trabalho do projetista.

A ficha técnica fornece um sistema de pré-dimensionamento das vigas com base no vão a vencer e assumindo os seguintes critérios:

- Uso dos eurocódigos em conjunto com anexos importantes da Irlanda e do Reino Unido;
- A sobrecarga dos veículos é aplicada seguindo os modelos LM1, LM2 e a parte aplicável dos veículos LM3;
- Betão C40/50 para as vigas pré-fabricadas e C32/40 para a laje betonada “in situ”;
- São considerados 150 mm de revestimento superficial com o peso de 23 kN/m³;
- Classe de exposição XC3/XC4 e XD1 para um tempo de vida útil de 120 anos;
- O comprimento total das vigas é assumido como sendo pelo menos 600 mm maior que o comprimento do vão.

Por razões de nomenclatura, o tipo de vigas caixão designadas por vigas em “U” neste trabalho, é designado por “W beam” na ficha técnica da Shay Murtagh. Esta ficha apresenta a dimensão das vigas a utilizar em função do vão para 3 relações mc/c, que traduzem a largura de influencia da viga para a carga aplicada.

Uma vez que serão utilizadas duas vigas pré-fabricadas para a largura do tabuleiro, a largura de influência das vigas será $\frac{9,85}{2} = 4,925 m$. A tabela de pré-dimensionamento da Shay Murtagh apresenta relações de largura de influencia apenas até 4 m. No entanto, uma nota presente na própria ficha técnica avalia a possibilidade de aumento dos limites estabelecidos na tabela de pré-dimensionamento, se se verificarem os seguintes aspetos:

- Continuidade entre tramos da ponte;
- Pontes integrais;
- Pontes largas que acomodam 3 ou mais vias fictícias;
- Quando não é necessário considerar classes de exposição XS ou XD.

No caso em estudo, visto que se pretende estabelecer continuidade entre vãos, considerou-se um pré-dimensionamento baseado na relação 4 mc/c, que conduziu a viga W10 para o vão máximo de 25 m, Figura 5.1.

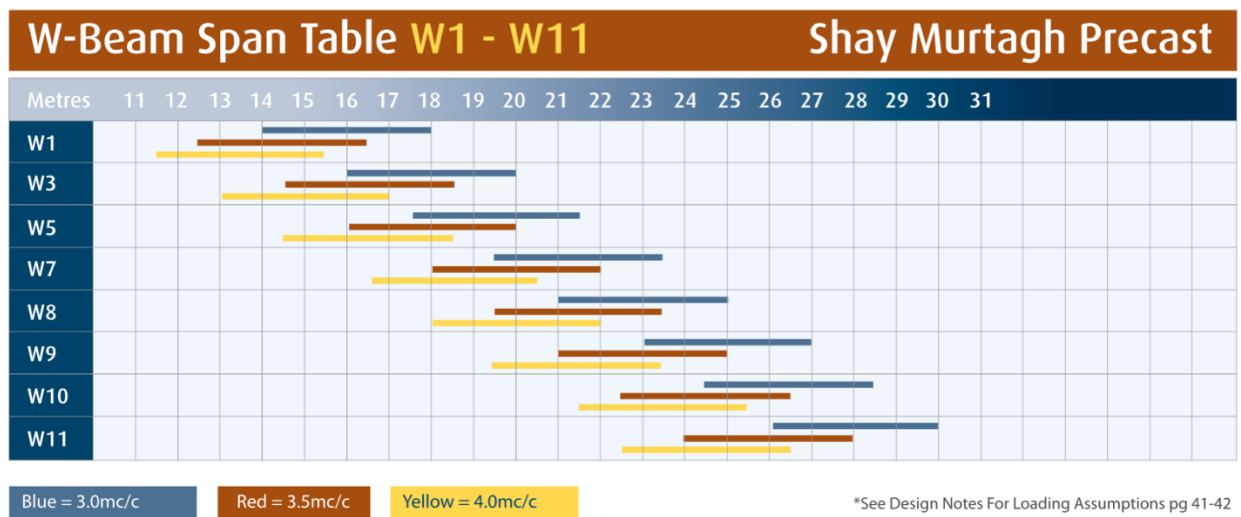
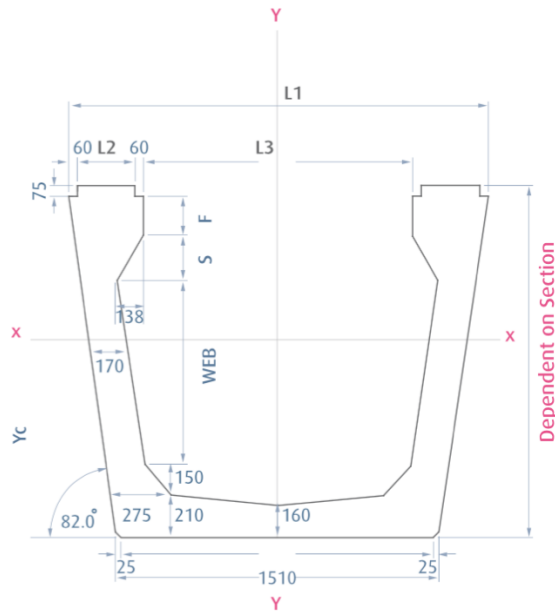


Figura 5.1- Excerto da tabela de pré-dimensionamento de vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas, do manual técnico da Shay Murtagh 2013

As vigas W1 a W15 apresentam a secção transversal ilustrada na Figura 5.2 com as características indicadas na Figura 5.3, estando as propriedades da viga W10 destacadas por um retângulo vermelho. Em seguida é feita uma representação da viga W10 com todas as respetivas características (Figura 5.4).



Applies to Beams W1 to W15

Figura 5.2- Secção transversal das vigas W1 a W15 [17]

W-Beam properties							Shay Murtagh Precast							
Type	Depth	Area	Y _c	Section Modulus		1 _{xx}	Approximate Self weight	Beam Top Dimensions						
Section	(mm)	mm ²	(mm)	Z _t	Z _b	(mm ⁴ x 10 ⁹)	(kN/m)	L1	L2	L3	Web	S	F	V
				(mm ³ x 10 ⁶)										
W1	800	572360	305.3	71.88	116.46	35.556	14.31	1704.4	203.2	1058	100	220	70	-
W3	900	606880	345.9	89.54	143.43	49.614	15.17	1732.4	203.2	1086	200	220	70	-
W5	1000	641400	387.5	108.76	171.88	66.61	16.00	1760.4	203.2	1114	300	220	70	-
W7	1100	692030	440.2	136.21	204.15	89.871	17.30	1788.4	210.2	1128	350	220	120	-
W8	1200	726550	484.2	159.46	235.73	114.14	18.16	1816.4	210.2	1156	450	220	120	-
W9	1300	761070	528.7	184.11	268.56	142	19.03	1844.4	210.2	1184	550	220	120	-
W10	1400	812400	585.2	219.51	305.62	178.85	20.31	1872.4	217.2	1198	600	220	170	-
W11	1500	846920	631.3	248.01	341.33	215.46	21.17	1900.4	217.2	1226	700	220	170	-
W12	1600	881440	677.6	277.84	378.23	256.28	22.04	1928.4	217.2	1254	800	220	170	-
W13	1700	933470	736.7	321.13	419.9	309.34	23.34	1956.4	224.2	1268	850	220	220	-
W14	1800	975150	790.6	362.63	462.97	366.03	24.38	1984.4	238.2	1268	950	248	192	-
W15	1900	1016060	844.3	405.7	507.3	428.3	25.40	2012.4	252.2	1268	1050	276	164	-
W16	2000	1057970	898.6	451.09	552.89	496.83	26.45	2040.4	266.2	1268	1050	276	136	128
W17	2100	1102680	954.5	499.74	599.75	572.45	27.57	2068.4	280.2	1268	1050	276	108	256
W18	2200	1150190	1011.8	551.68	647.82	655.49	28.75	2096.4	294.2	1268	1050	276	80	384
W19	2300	1200500	1070.5	606.97	697.1	746.26	30.01	2124.4	308.2	1268	1050	276	52	512

Figura 5.3- Propriedades das vigas em “W”. Excerto da Ficha técnicas das vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas da Shay Murtagh

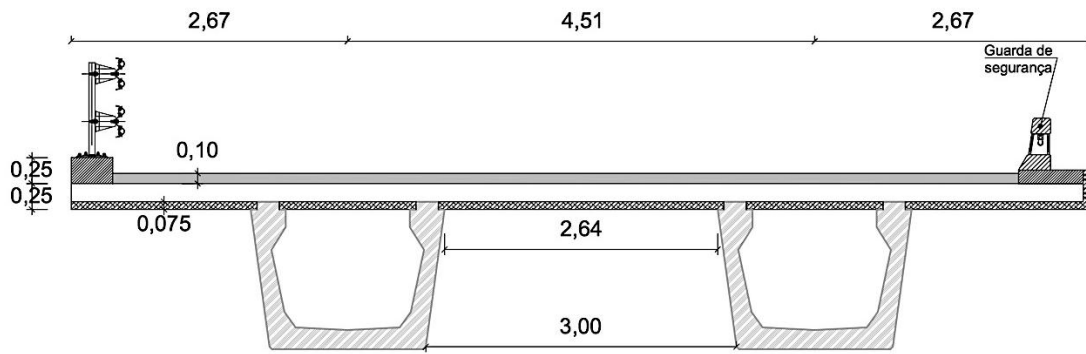


Figura 5.5- Espaçamento transversal entre vigas

As pré-lajes serão utilizadas como cofragem colaborante, suportando de igual forma a laje, mas com funções resistentes na fase de serviço da estrutura. As espessuras das pré-lajes variam de 2,5 a 7,5 cm. Optou-se por pré-lajes colaborantes de 7,5 cm, conforme o sugerido na ficha técnica de vigas pré-fabricadas da Shay Murtagh (Figura 5.6).

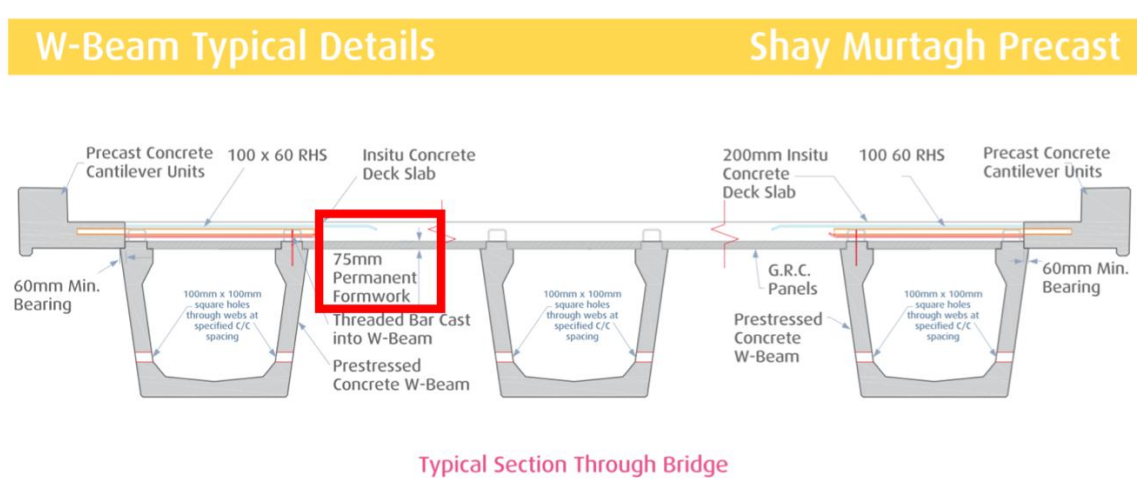


Figura 5.6- Características típicas de vigas em “W”. Excerto da Ficha técnicas das vigas pré-fabricadas, pré-esforçadas da Shay Murtagh

5.3 APARELHOS DE APOIO

O pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio foi feito a partir do catálogo técnico da Neoprex. Este catálogo fornece um sistema de pré-dimensionamento que cumpre as exigências da norma brasileira, da AASHTO e da EN 1337.

Foi escolhido o aparelho de apoio de elastômero laminado, que é o tipo mais utilizado em viadutos, pontes rodoviárias e ferroviárias.

O sistema de pré-dimensionamento do catálogo técnico fornece as dimensões do aparelho de apoio (base, largura, espessura da camada de elastômero e número de camadas de elastômero) em função da força máxima e mínima de resistência, e dos deslocamentos máximos para valores de $tg(\gamma)$ e do módulo de elasticidade G , onde γ é o ângulo que o aparelho de apoio faz com o eixo vertical quando sobre ele atua uma força horizontal (Figura 5.7). Recomenda-se um valor de $tg(\gamma) \leq 0,5$. Para o módulo de elasticidade G , foi adotado o valor intermédio, $G = 9 \text{ kgf/cm}^2 = 882,6 \text{ kPa}$.

A expressão do cálculo da força horizontal que atua no aparelho de apoio é:

$$F_H = \frac{A \times G \times \delta}{H} \quad (5.1)$$

Onde:

A — Área do aparelho de apoio;

G — Módulo de elasticidade transversal do elastômero;

δ — Deslocamento do elastômero;

H — Altura total do elastômero.

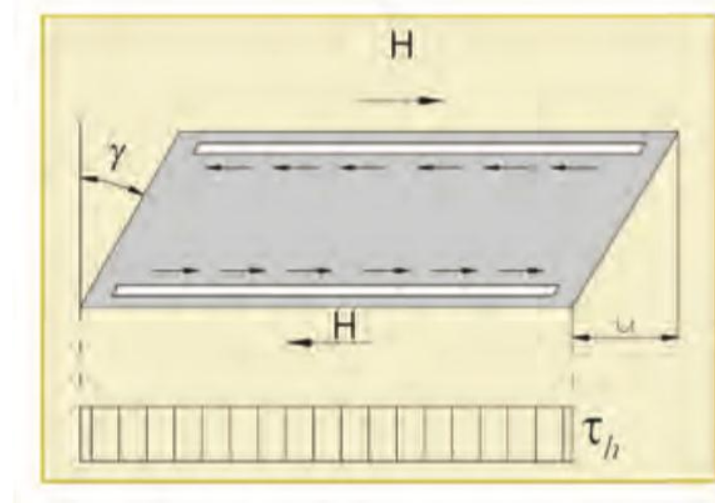


Figura 5.7- Identificação do ângulo γ . Excerto do catálogo técnico da Neoprex

A partir da expressão (5.1) temos:

$$\delta = \frac{F_H \times H}{A \times G} \quad (5.2)$$

Adotando a força utilizada no projeto inicial para os 4 aparelhos de apoio $F_H=61$ KN, temos:

$$F_{H,nova\ solução} = \frac{61 \times 4}{2} = 122\ kN$$

A força vertical máxima em ELU para o pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio é dada por:

$$F_{v,ELU} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 Q \quad (5.3)$$

Onde:

PP— Peso próprio da superestrutura em kN;

RCP— Restantes cargas permanentes da superestrutura em kN;

Q— Sobrecarga máxima gerada pelos veículos em kN.

O peso próprio da superestrutura (tabuleiro) é dado pelos pesos próprios da viga e da laje.

- O peso próprio da viga é dado por:

$$PP_{viga}(kN) = PP_{viga} \times L \quad (5.4)$$

Onde:

$PP_{viga}(kN)$ — Peso próprio da viga em kN;

PP_{viga} — Peso próprio da viga em kN/m;

L— Maior vão longitudinal do viaduto em m.

$$PP_{viga}(kN) = 20,31 \times 25 = 507,75\ kN$$

- O peso próprio da laje é dado por:

$$PP_{laje} = \gamma_{betão} \times A_{str} \times L \quad (5.5)$$

Onde:

PP_{laje} — Peso próprio da Laje;

$\gamma_{betão}$ — Peso específico do betão em kN/m³;

A_{str} — Metade da área da secção transversal da laje em m²;

L— Maior vão longitudinal do viaduto em m.

$$PP_{laje} = 25 \times \left(0,25 \times \frac{9,85}{2}\right) \times 25 = 769,53 \text{ kN}$$

As restantes cargas permanentes envolvem o peso da camada de betuminoso e o peso das guardas.

Será utilizado como revestimento uma camada de betuminoso com 10 cm de espessura, considerando um o peso volúmico de 24 kN/m³.

Existem dois tipos diferentes de guardas: a guarda com luminária (exigência do dono de obra) e a guarda de segurança metálica (opção do projetista).

O peso da guarda com luminária (Figura 5.8) foi calculado a partir de uma simplificação pelo lado da segurança, em que se considerou toda a área da luminária em betão armado. Foi medida a área da guarda com luminária em AutoCad e em seguida multiplicada pelo peso volúmico do betão armado:

$$P_{Guarda \text{ com luminária}} = 0,1897 \times 25 = 4,7425 \text{ kN/m}$$

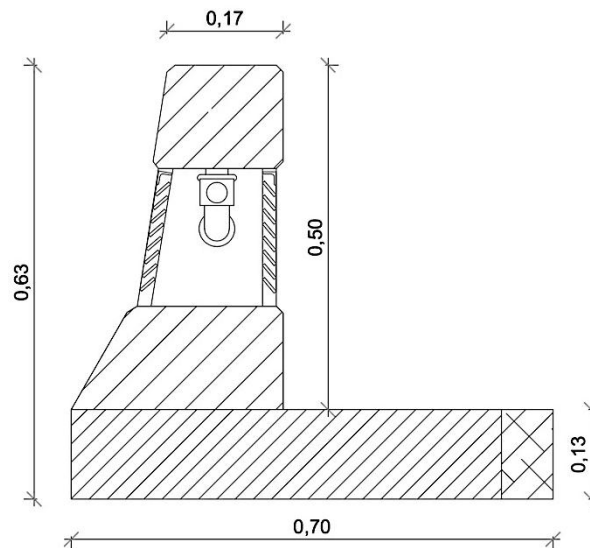


Figura 5.8- Guarda com luminária

O peso da guarda de segurança metálica (Figura 5.9) foi calculado a partir de uma aproximação. Uma guarda de segurança metálica simples com chapa em perfil ómega de aproximadamente 0,5 m pesa 0,5 kN/m, portanto, uma guarda de segurança metálica dupla pesa 1 kN/m. O peso total da guarda de segurança com a base em muro de betão armado é dado por:

$$P_{total \text{ da Guarda de segurança}} = 1 + 0,25 \times 0,4 \times 25 = 3,5$$

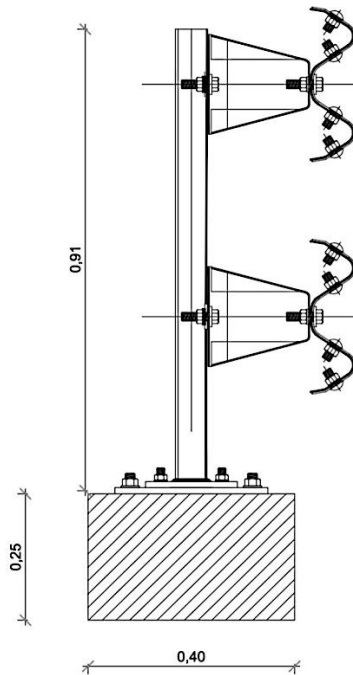


Figura 5.9- Guarda de segurança metálica

Neste cálculo optou-se por mobilizar a metade do tabuleiro com a guarda com luminária por ser mais pesada e por isso condicionante. Assim, temos:

$$P_{betuminoso} = 0,1 \times 24 \times \frac{9,85}{2} \times 25 = 295,5 \text{ kN}$$

$$P_{Guarda \text{ com } \text{luminária}} = 4,75 \times 25 = 118,75 \text{ kN}$$

Seguidamente, procedeu-se à determinação da sobrecarga de tráfego mais condicionante:

- Veículo tipo (NB36) = 1440 kN
- Carga distribuída = $6 \times \frac{9,85}{2} \times 25 = 738,75 \text{ kN}$

A sobrecarga do veículo tipo é condicionante.

Assim, da expressão 5.3, temos:

$$\begin{aligned} F_{v,ELU} &= 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 Q \\ &= 1,35 \times (507,75 + 769,53 + 295,5 + 118,75) + 1,5 \times 1440 \\ &= 4443,57 \text{ kN} \times 0,102 = 453,24 \text{ tf} \end{aligned}$$

Com este valor da força, consultou-se a tabela de pré-dimensionamento, para $tg(\gamma) = 0,4$ representada na Figura 5.10.

TABELA PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE APARELHOS DE APOIO DE ELASTÔMERO FRETADO

G = 9 kgf/cm ²				tg γ																															
Dimensões				0				0.1				0.2				0.3				0.4				0.5				0.6				0.7			
a' (cm)	b' (cm)	t _i (cm)	n	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)	F _{máx} (tf)	F _{mín} (tf)	u _a (cm)	α _{max} (10 ⁻³ rad)				
60	70	1.6	9	614.4	122.9	0.0	13.5	599.0	121.4	1.49	13.3	583.5	119.9	2.98	13.1	568.0	118.3	4.47	13.0	552.6	116.8	5.96	12.8	537.1	115.2	7.45	12.6	521.6	113.7	8.94	12.4	506.2	112.1	10.43	12.2
70	70	1.6	4	718.2	143.7	0.0	7.2	711.1	143.0	0.69	6.8	703.9	142.3	1.38	6.5	696.8	141.6	2.07	6.1	689.6	140.8	2.76	5.8	682.4	140.1	3.45	5.5	675.3	139.4	4.14	5.1	668.1	138.7	4.83	4.8
70	70	1.6	5	718.2	143.7	0.0	9.0	709.4	142.8	0.85	8.5	700.6	141.9	1.70	8.1	691.8	141.1	2.55	7.7	683.0	140.2	3.40	7.3	674.1	139.3	4.25	6.8	665.3	138.4	5.10	6.4	656.5	137.5	5.95	6.0
70	70	1.6	6	718.2	143.7	0.0	10.8	707.8	142.7	1.01	10.3	697.3	141.6	2.02	9.8	686.8	140.6	3.03	9.2	676.3	139.5	4.04	8.7	665.8	138.5	5.05	8.2	655.3	137.4	6.06	7.7	644.9	136.4	7.07	7.2
70	70	1.6	7	718.2	143.7	0.0	11.5	706.1	142.5	1.17	11.4	694.0	141.3	2.34	11.3	681.8	140.1	3.51	10.8	669.7	138.9	4.68	10.2	657.5	137.6	5.85	9.6	645.4	136.4	7.02	9.0	633.2	135.2	8.19	8.4
70	70	1.6	8	718.2	143.7	0.0	11.5	704.4	142.3	1.33	11.4	690.6	140.9	2.66	11.3	676.8	139.6	3.99	11.2	663.0	138.2	5.32	11.1	649.2	136.8	6.65	11.0	635.4	135.4	7.98	10.3	621.6	134.0	9.31	9.6
70	70	1.6	9	718.2	143.7	0.0	11.5	702.8	142.2	1.49	11.4	687.3	140.6	2.98	11.3	671.8	139.1	4.47	11.2	656.4	137.5	5.96	11.0	640.9	136.0	7.45	10.9	625.4	134.4	8.94	10.8	610.0	132.9	10.43	10.6
70	70	1.6	10	718.2	143.7	0.0	11.5	701.1	142.0	1.65	11.4	684.0	140.3	3.30	11.2	666.9	138.6	4.95	11.1	649.7	136.9	6.60	11.0	632.6	135.1	8.25	10.8	615.5	133.4	9.90	10.7	598.4	131.7	11.55	10.5
70	80	1.6	4	822.0	164.5	0.0	6.4	813.8	163.6	0.69	6.4	805.7	162.8	1.38	6.4	797.5	162.0	2.07	6.4	789.3	161.2	2.76	6.4	781.1	160.4	3.45	6.1	772.9	159.6	4.14	5.7	764.7	158.7	4.83	5.4
70	80	1.6	5	822.0	164.5	0.0	8.0	811.9	163.5	0.85	8.0	801.9	162.4	1.70	8.0	791.8	161.4	2.55	8.0	781.7	160.4	3.40	8.0	771.6	159.4	4.25	7.6	761.5	158.4	5.10	7.2	751.4	157.4	5.95	6.8
70	80	1.6	6	822.0	164.5	0.0	9.6	810.0	163.3	1.01	9.6	798.0	162.1	2.02	9.6	786.0	160.9	3.03	9.6	774.1	159.7	4.04	9.6	762.1	158.5	5.05	9.1	750.1	157.3	6.06	8.6	738.1	156.1	7.07	8.1
70	80	1.6	7	822.0	164.5	0.0	11.3	808.1	163.1	1.17	11.3	794.2	161.7	2.34	11.2	780.3	160.3	3.51	11.2	766.4	158.9	4.68	11.1	752.5	157.5	5.85	10.7	738.6	156.1	7.02	10.1	724.7	154.7	8.19	9.5
70	80	1.6	8	822.0	164.5	0.0	11.5	806.2	162.9	1.33	11.4	790.4	161.3	2.66	11.3	774.6	159.7	3.99	11.2	758.8	158.1	5.32	11.1	743.0	156.6	6.65	11.0	727.2	155.0	7.98	10.8	711.4	153.4	9.31	10.7
70	80	1.6	9	822.0	164.5	0.0	11.5	804.3	162.7	1.49	11.4	786.6	160.9	2.98	11.3	768.9	159.2	4.47	11.1	751.2	157.4	5.96	11.0	733.5	155.6	7.45	10.9	715.8	153.8	8.94	10.8	698.1	152.1	10.43	10.6
70	80	1.6	10	822.0	164.5	0.0	11.5	802.4	162.5	1.65	11.4	782.8	160.5	3.30	11.2	763.2	158.6	4.95	11.1	743.6	156.6	6.60	11.0	724.0	154.7	8.25	10.8	704.4	152.7	9.90	10.7	684.8	150.7	11.55	10.5
80	80	2	4	940.8	188.2	0.0	7.5	930.7	187.2	0.85	7.1	920.7	186.2	1.70	6.7	910.6	185.2	2.55	6.2	900.5	184.2	3.40	5.8	890.4	183.2	4.25	5.4	880.3	182.2	5.10	5.0	870.2	181.2	5.95	4.6
80	80	2	5	940.8	188.2	0.0	9.4	928.4	187.0	1.05	8.8	915.9	185.7	2.10	8.3	903.4	184.5	3.15	7.8	891.0	183.2	4.20	7.3	878.5	182.0	5.25	6.8	866.0	180.7	6.30	6.3	853.5	179.5	7.35	5.8
80	80	2	6	940.8	188.2	0.0	10.1	926.0	186.7	1.25	10.0	911.1	185.3	2.50	9.9	896.3	183.8	3.75	9.4	881.4	182.3	5.00	8.8	866.6	180.8	6.25	8.2	851.7	179.3	7.50	7.6	836.9	177.8	8.75	6.9
80	80	2	7	940.8	188.2	0.0	10.1	923.6	186.5	1.45	10.0	906.4	184.8	2.90	9.9	889.2	183.1	4.35	9.8	871.9	181.3	5.80	9.7	854.7	179.6	7.25	9.5	837.5	177.9	8.70	8.8	820.3	176.2	10.15	8.1
80	80	2	8	940.8	188.2	0.0	10.1	921.2	186.3	1.65	9.9	901.6	184.3	3.30	9.8	882.0	182.3	4.95	9.7	862.4	180.4	6.60	9.6	842.8	178.4	8.25	9.5	823.2	176.5	9.90	9.4	803.6	174.5	11.55	9.3
80	80	2	9	940.8	188.2	0.0	10.1	918.9	186.0	1.85	9.9	896.9	183.8	3.70	9.8	874.9	181.6	5.55	9.7	852.9	179.4	7.40	9.6	831.0	177.2	9.25	9.5	809.0	175.0	11.10	9.3	787.0	172.8	12.95	9.2
80	80	2	10	940.8	188.2	0.0	10.1	916.5	185.8	2.05	9.9	892.1	183.4	4.10	9.8	867.8	180.9	6.15	9.7	843.4	178.5	8.20	9.5	819.1	176.1	10.25	9.4	794.7	173.6	12.30	9.3	770.4	171.2	14.35	9.1
90	90	2	4	1193.4	238.7	0.0	6.7	1182.1	237.6	0.85	6.7	1170.7	236.5	1.70	6.4	1159.3	235.3	2.55	6.1	1148.0	234.2	3.40	5.7	1136.6	233.1	4.25	5.4	1125.2	231.9	5.10	5.1	1113.8	230.8	5.95	4.8
90	90	2	5	1193.4	238.7	0.0	8.4	1179.4	237.3	1.05	8.4	1165.3	235.9	2.10	8.0	1151.3	234.5	3.15	7.6	1137.3	233.1	4.20	7.2	1123.2	231.7	5.25	6.8	1109.2	230.3	6.30	6.4	1095.1	228.9	7.35	6.0
90	90	2	6	1193.4	238.7	0.0	8.9	1176.7	237.1	1.25	8.9	1160.0	235.4	2.50	8.8	1143.3	233.7	3.75	8.7	1125.5	232.1	5.00	8.6	1109.8	230.4	6.25	8.1	1093.1	228.7	7.50	7.7	1076.4	227.0	8.75	7.2
90	90	2	7	1193.4	238.7	0.0	8.9	1174.0	236.8	1.45	8.8	1154.6	234.9	2.90	8.8	1135.2	232.9	4.35	8.7	1115.8	231.0	5.80	8.6	1096.4	229.0	7.25	8.6	1077.0	227.1	8.70	8.5	1057.6	225.2	10.15	8.4
90	90	2	8	1193.4	238.7	0.0	8.9	1171.4	236.5	1.65	8.8	1149.3	234.3	3.30	8.8	1127.2	232.1	4.95	8.7	1105.1	229.9	6.60	8.6	1083.1	227.7	8.25	8.5	1061.0	225.5	9.90	8.4	1038.9	223.3	11.55	8.3
90	90	2	9	1193.4	238.7	0.0	8.9	1168.7	236.3	1.85	8.8	1143.9	233.8	3.70	8.7	1119.2	231.3	5.55	8.6	1094.4	228.8	7.40	8.5	1069.7	226.4	9.25	8.5	1044.9	223.9	11.10	8.4	1020.2	221.4	12.95	8.3
90	90	2	10	1193.4	238.7	0.0	8.9	1166.0	236.0	2.05	8.8	1138.6	233.3	4.10	8.7	1111.2	230.5	6.15	8.6	1083.7	227.8	8.20	8.5	1056.3	225.0	10.25	8.4	1028.9	222.3	12.30	8.3	1001.4	219.5	14.35	8.2
90	90	2	11	1193.4	238.7	0.0	8.9	1163.3	235.7	2.25	8.8	1133.2	232.7	4.50	8.7	1103.1	229.7	6.75	8.6	1073.0	226.7	9.00	8.5	1042.9	223.7	11.25	8.4	1012.8	220.7	13.50	8.2	982.7	217.7	15.75	8.1

Figura 5.10- Tabela de pré-dimensionamento de aparelhos de apoio de elastômero fretado. Excerto do catálogo técnico da Neoprex

Da tabela de pré-dimensionamento retiraram-se os dados do Quadro 5.1.

G = 9 kgf/cm²				tg(γ)		
Dimensões				0,4		
a' (cm)	b'(cm)	t_i (cm)	n	F_{máx} (tf)	F_{mín} (tf)	U_a (cm)
70	70	1,6	9	656,4	137,5	5,96

Quadro 5.1- Características do aparelho de apoio

Com as características do Quadro 5.1, é possível verificar o deslocamento do aparelho de apoio utilizando a expressão (5.2), para uma altura do aparelho de apoio de 0,20 (dimensão da solução inicial), e uma área de 0,7 x 0,7 m² temos:

$$\delta = \frac{F_H \times H}{A \times G} = \frac{122 \times 0,20}{0,7^2 \times 882,6} = 5,64 \text{ cm} < 5,96 \text{ cm verifica!}$$

$$F_{máx} = 656,4 \text{ tf} > 453,24 \text{ tf verifica!}$$

Considerando chapas metálicas interiores de 5 mm entre elastómeros, temos:

$$H_{int} = 1,6 \times 9 + 8 \times 0,5 = 18,4 \text{ cm}$$

Portanto, o aparelho de apoio na fase de pré-dimensionamento terá uma área de $0,7 \times 0,7 \text{ m}^2$, uma altura interna de $0,184 \text{ m}$, uma altura total (incluindo a espessura da base e do topo) de $0,274 \text{ m}$ (Figura 5.11).

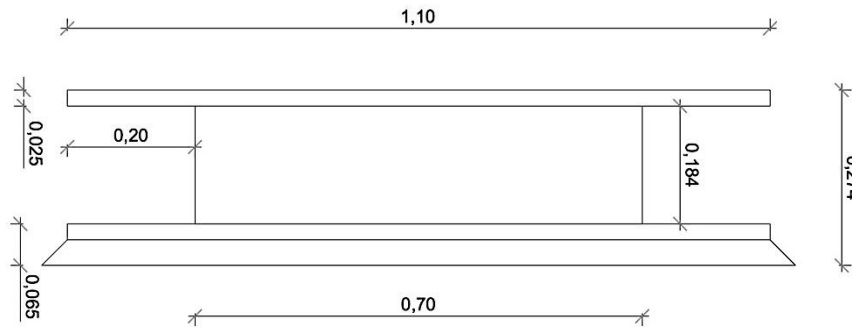


Figura 5.11- Dimensões finais do pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio

Com o aparelho de apoio pré-dimensionado, é possível calcular o coeficiente de elasticidade pela expressão 5.6:

$$K = \frac{A \times G}{h_{elastómero}} \quad (5.6)$$

$$K = \frac{0,7^2 \times 882,6}{0,016 \times 9} = 3003,30 \text{ kN/m}$$

Este é um dado importante, que será utilizado na modelação da estrutura (capítulo 7).

5.4 VIGA TRAVESSA

Para a viga travessa foi criada uma seção transversal quadrada com uma base igual a dos pilares. Este foi o único pressuposto utilizado no pré-dimensionamento das travessas, já que, após análise no modelo de cálculo, esta secção pode ser facilmente alterada para resistir aos esforços atuantes.

5.5 PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares teve como base o projeto inicial, em que os pilares eram circulares com um diâmetro de $1,0 \text{ m}$. Foi, no entanto, feito um alargamento na secção do topo dos pilares (Figura 5.12) até $1,3 \text{ m}$ de altura para garantir uma distribuição melhor dos esforços vindos da superestrutura.

Essas dimensões foram definidas tendo em conta a altura das vigas e dimensões de pilares em projetos já existentes.

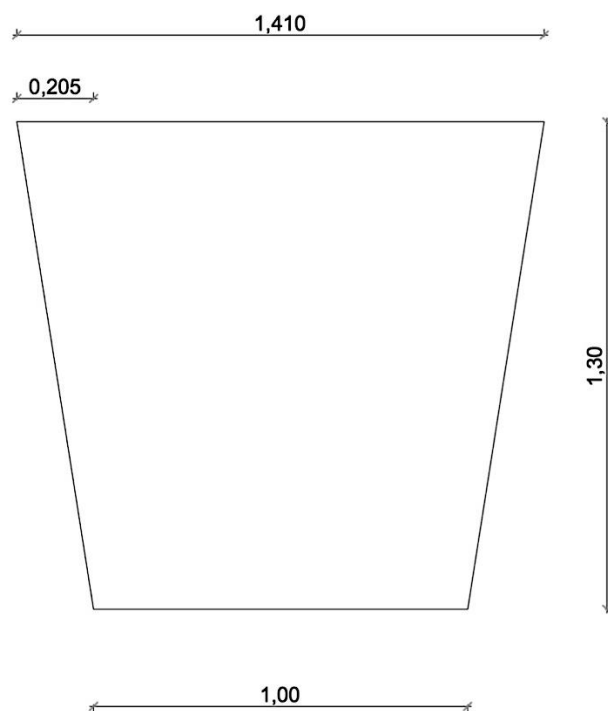


Figura 5.12- Secção transversal no topo dos pilares

6 QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para proceder ao dimensionamento da estrutura do viaduto é necessário, antes de mais, quantificar as ações sobre o mesmo, para posteriormente, segundo o método dos coeficientes parciais preconizado nos Eurocódigos, proceder à sua combinação. Assim, apresenta-se em primeiro lugar o procedimento de cálculo para a quantificação das ações, e em seguida, a forma como estas foram combinadas.

6.1 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

A quantificação de ações foi feita de acordo com o *SATCC* (South African transport and communications commission) *Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts*, nas suas partes, segundo o tipo de ações a considerar: ações permanentes, sobrecargas de tráfego, vento e temperatura.

6.1.1 Ações Permanentes

De acordo com o código sul-africano o peso próprio dos elementos e restantes cargas permanentes devem ser verificados com base nos pesos reais a serem utilizados na construção e, quando necessário, devem ser feitos ajustes para conciliar as discrepâncias. Esses dados serão introduzidos no software de cálculo *Robot Structural Analysis Professional*, que será abordado no próximo capítulo.

As ações permanentes a considerar são:

- Peso próprio do tabuleiro;
- Restantes cargas permanentes.

a) Peso Próprio do Tabuleiro

O peso próprio do tabuleiro é calculado em função das secções reais das peças, considerando um peso volúmico para o betão armado de:

$$\gamma_{bet\tilde{a}o} = 25 \text{ kN/m}^3$$

b) Restantes Cargas Permanentes

O valor das restantes cargas permanentes inclui:

- Camada de desgaste betuminosa com 10 cm de espessura, calculada com o peso volúmico de 24 kN/m³ — **2,4 kN/m²**;
- Guarda de segurança metálica com a base de fixação de betão armado — **3,5 kN/m**;
- Guarda com luminária — **4,7425 kN/m**.

Embora a força de pré-esforço também seja uma ação permanente, esta será analisada no subtópico seguinte devido à complexidade da mesma.

6.1.2 Avaliação da força de pré-esforço a introduzir no modelo

Para avaliar a força de pré-esforço, é preciso perceber o faseamento construtivo e a evolução do sistema estático do tabuleiro.

Para um esquema construtivo tipo, consideram-se as seguintes fases:

- Montagem das vigas pré-fabricadas sob apoios provisórios;
- Betonagem da laje de tabuleiro;
- Aplicação das restantes cargas permanentes. [31]

As vigas após montagem sobre apoios provisórios, tendem a deformar-se por fluência, sob ação do peso próprio e do pré-esforço, com curvaturas negativas. Após introdução da continuidade nas secções de apoio, o aumento das rotações nas secções extremas deixa de ser livre e tendem a gerar-se momentos positivos. Após a betonagem da laje, a retração diferencial entre a laje e as vigas tende a gerar curvaturas positivas e por conseguinte, existindo já continuidade nos apoios, gera momentos negativos nas secções sobre os apoios. [31]

Por sua vez, os cabos de continuidade bem como os cabos de pré-esforço da fase isostática, após a introdução da continuidade e por efeito de fluência, geram momentos hiperestáticos que variam com o tempo. [31]

A análise dos efeitos de continuidade e em particular da redistribuição dos momentos de peso próprio e hiperestáticos de pré-esforço, bem como o efeito da retração diferencial, pode hoje em dia ser feita com base em programas de cálculo automático em que se considera a história da construção e a evolução do sistema estático. [31]

Após introduzida a continuidade e a betonagem da laje, os momentos no tabuleiro devidos às restantes cargas permanentes, a sobrecargas e a gradientes térmicos, são calculados para a estrutura contínua no sistema estático final, com base nos modelos de análise elástica correntes. [31]

6.1.2.1 Cálculo da Força de pré-esforço

Devido a limitações do programa Robot Structural Analysis Professional no que se refere ao faseamento construtivo para a avaliação da força de pré-esforço, foi feito um modelo simplificado que representa a fase de aplicação do pré-esforço nas vigas para a análise do mesmo.

As armaduras de pré-esforço são pré-tensionadas em fábrica, de traçado reto ao longo de todo o comprimento da viga. Devido ao faseamento construtivo, inicialmente as vigas funcionam como simplesmente apoiadas, uma vez que a continuidade só é estabelecida posteriormente.

No modelo simplificado foi modelada a viga W10 (simplesmente apoiada) com o maior vão (25 m) e foram introduzidas apenas a carga correspondente ao peso próprio da viga e a força inicial de pré-esforço. A força inicial de pré-esforço P_0 foi calculada de modo a contrariar o efeito do peso próprio da viga, da laje e das restantes cargas permanentes pelo critério de limite de tensões, como mostra a expressão 6.1.

$$0 = \frac{M_{PPviga} + M_{PPlaje} + M_{Rcp}}{I_y} \times Y_g - \frac{P_\infty \times e \times y_g}{I_y} - \frac{P_\infty}{A} \quad (6.1)$$

Onde:

M_{PPviga} — Momento devido ao peso próprio da viga;

M_{PPlaje} — Momento devido ao peso próprio da laje;

M_{Rcp} — Momento devido às restantes cargas permanentes;

I_y — Momento de inércia da secção transversal da viga segundo o eixo Y;

Y_g — Posição do centro de gravidade da secção transversal;

e — Excentricidade em relação ao centro de gravidade das armaduras de pré-esforço;

P_∞ — Força de pré-esforço a tempo infinito;

A — Área da secção transversal.

Estimou-se 15% para as perdas de pré-esforço. Visto que o traçado é reto, não se esperam grandes perdas, por isso, essa estimativa está pelo lado da segurança. Obtém-se a expressão da força de pré-esforço na fase inicial (6.2):

$$P_0 = \frac{P_\infty}{0,85} \quad (6.2)$$

Onde:

P_0 — Força de pré-esforço inicial.

Os dados referentes a secção transversal da viga encontram-se no Quadro 6.1.

Secção	Y_G (cm)	A (cm ²)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
W10	57,7	8251,20	18452816,4	35644337,6

Quadro 6.1- Propriedades da secção transversal da viga

Considerou-se 2 camadas de armaduras de pré-esforço a uma distância de 5cm entre cada uma. Portanto, o centro de gravidade das armaduras de pré-esforço é $Y_{Gap} = 7,5$ cm. O centro de gravidade da secção transversal é $Y_G = 57,7$ cm. Portanto, a secção apresenta uma excentricidade de $e = 57,7 - 7,5 = 50,2$ cm.

O momento devido ao peso próprio da viga é dado por:

$$M_{PPviga} = \frac{PP_{viga} \times L^2}{8} \quad (6.3)$$

Onde:

L— maior vão das vigas.

O momento devido ao peso próprio da laje é dado por:

$$M_{PPlaje} = \frac{PP_{laje} \times L^2}{8} \quad (6.4)$$

Por simplificação consideraram-se as restantes cargas permanentes (betuminoso e guardas) a atuar sobre toda a laje:

$$M_{Rcp} = \frac{P_{betuminoso} \times L^2}{8} + \frac{P_{guarda} \times L^2}{8} \quad (6.5)$$

Assim, temos:

$$M_{PPviga} = \frac{(0,804568 \times 25) \times 25^2}{8} = 1571,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{PPlaje} = \frac{(0,25 \times 4,925 \times 25) \times 25^2}{8} = 2404,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{betuminoso} = \frac{2,4 \times 4,925 \times 25^2}{8} = 923,4375 \text{ kN.m}$$

$$M_{Guarda} = \frac{4,74 \times 25^2}{8} = 370,30 \text{ kN.m}$$

$$0 = \frac{1571,42 + 2404,80 + 923,4375 + 370,30}{18452816,4 \times 10^{-8}} \times 0,577 - \frac{P_{\infty} \times 0,502 \times 0,577}{18452816,4 \times 10^{-8}} - \frac{P_{\infty}}{0,82512} \rightarrow P_{\infty}$$

$$= 5924,05 \text{ kN}$$

$$P_0 = \frac{5924,08}{0,85} = 6969,5 \text{ kN (valor da força inicial de pré – esforço)}$$

O EC2 limita o valor da força de pré-esforço inicial $P_{m0}(x)$, permitindo a partir dessa limitação determinar a área de pré-esforço necessária e conseqüentemente definir o número total de cordões a utilizar.

$$P_{m0}(x) = A_p \times \sigma_{pm0}(x) \quad (6.6)$$

Onde:

$P_{m0}(x)$ — Força de pré-esforço inicial;

A_p — Área das armaduras de pré-esforço

$\sigma_{pm0}(x)$ — Tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço.

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}\} \quad (6.7)$$

Onde:

f_{pk} — Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;

$f_{p0,1k}$ — Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço.

O número de cordões é dado por:

$$n = \frac{A_p}{A/\text{cordão}} \quad (6.8)$$

O Quadro 6.2 apresenta as propriedades do aço de pré-esforço a utilizar.

Cordão de pré-esforço de 15,7 mm	A (mm ²)	$f_{p0,1k}$ (MPa)	f_{pk} (MPa)
	150	1670	1860

Quadro 6.2- Propriedades do aço de pré-esforço

Assim, com base nas expressões 7.6 a 7.8 conclui-se que são necessários 18 cordões de pré-esforço:

$$6969,5 = A_p \times 0,75 \times 1860 \times 10^3 \rightarrow A_p = 49,96 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{49,96}{1,5} = 33,31 = 34 \text{ cordões}$$

$$P_0 = 34 \times 1,5 \times 10^{-4} \times 0,75 \times 1860 \times 10^3 = 7114,5 \text{ kN}$$

6.1.3 Assentamento de Apoios

Foram previstos assentamentos de **10mm** nos alinhamentos de apoio. Esta consideração procura simular um possível deslocamento da fundação.

6.1.4 Sobrecargas de Tráfego

O código sul-africano prevê o uso de 3 modelos de sobrecarga na quantificação de ações:

- NA (Normal Loading) que representa condições normais de tráfego;
- NB (Abnormal Loading), reproduzindo um veículo de transporte especial;
- NC (Super Loading) que corresponde a combinações de veículos de múltiplas rodas com a intenção de transportar cargas indivisíveis de grande peso.

Para a avaliação dessas sobrecargas o código introduz o conceito de *vias fictícias*.

Vias fictícias são partes simbólicas da faixa de rodagem utilizadas exclusivamente para efeitos de aplicação da carga de tráfego do veículo especificado nas regras do código.

6.1.4.1 Definição do Número de Vias Fictícias

Na determinação do número de vias fictícias deve ser considerada toda a largura da faixa de rodagem, incluindo bermas e subtraindo a largura de eventuais separadores. A SATCC prevê ainda que o número de vias fictícias possa não ser inteiro no caso de a largura do tabuleiro ser inferior a 4,8m. No Quadro 6.3

definem-se os critérios de divisão em vias fictícias, nomeadamente o número de vias (n) em função da largura w_{fr} .

Largura da Faixa de Rodagem – w_{fr}	Número de Vias Fictícias – n
$w_{fr} < 4,8 \text{ m}$	$n = w_{fr}/3$
$4,8 \text{ m} < w_{fr} \leq 7,4 \text{ m}$	$n=2$
$7,4 \text{ m} < w_{fr} \leq 11,1 \text{ m}$	$n=3$
$11,1 \text{ m} < w_{fr} \leq 14,8 \text{ m}$	$n=4$
$14,8 \text{ m} < w_{fr} \leq 18,5 \text{ m}$	$n=5$
$18,5 \text{ m} < w_{fr} \leq 22,2 \text{ m}$	$n=6$

Quadro 6.3- Definição do número de vias fictícias de acordo com o SATCC

Para os tabuleiros com largura das faixas de rodagem e bermas maior que 4,80 m, a largura da via deve estar entre os 2,40 m e os 3,70 m. A largura da via deve ser igual em todas as vias fictícias e o número destas deve ser o mínimo para o tabuleiro em estudo.

Para o caso em estudo, a largura da faixa de rodagem é de 9,85 m, subtraindo os dois separadores de 0,4 e 0,7 m obtém-se uma $w_{fr} = 8,8 \text{ m}$. De acordo com o Quadro 6.1 o número de vias fictícias é 3 e a largura de cada via é $\frac{8,8}{3} = 2,93 \text{ m}$.

6.1.4.2 Modelo de Sobrecarga NA

O modelo de sobrecarga NA assume a configuração mais condicionante entre duas alternativas. A primeira consiste numa carga distribuída aplicada na direção longitudinal NA(1) combinada com cargas concentradas NA(2). A segunda consiste numa carga pontual NA(3).

1. Sobrecarga NA(1)

A sobrecarga linearmente distribuída NA (1) pretende simular um conjunto de veículos ligeiros a circular na ponte, sendo composta por duas cargas paralelas uniformemente distribuídas, aplicadas em cada via fictícia, na direção longitudinal. As cargas paralelas são de igual intensidade, afastadas de 1,90 metros devendo-se ainda assegurar uma distância mínima de 0,25 metros em relação ao lancil e de 0,50 metros em relação à via fictícia adjacente. Cada carga toma um valor de $\frac{Q_a}{2}$. Os valores de Q_a são apresentados no Quadro 6.4.

Comprimento contínuo carregado- L	Q_a (KN/m)
$L < 36 \text{ m}$	36
$L > 36 \text{ m}$	$\frac{180}{\sqrt{L}} + 6$

Quadro 6.4- Valor característico do carregamento NA(1)

Sendo o comprimento total igual a 242 m > 36 m, $Q_a = \frac{180}{\sqrt{242}} + 6 = 17,6 \text{ m}$. Todavia, a SATCC especifica métodos alternativos para aplicar a carga NA (1) nas direções longitudinal e transversal.

Na direção longitudinal, com o intuito de obter os efeitos mais desfavoráveis num elemento estrutural, é necessário reduzir o carregamento em cada via fictícia através da multiplicação da carga Q_a por um coeficiente (β). A definição dos coeficientes é explicitada no Quadro 6.5, em função da via fictícia e do comprimento do tabuleiro.

Via fictícia	Critério	Coefficiente de redução (β)
1	Qualquer vão	1
2	$L \leq 18 \text{ m}$	1
	$18 \text{ m} < L \leq 36 \text{ m}$	$1,33(3) - 0,0185 \times L$
	$L > 36 \text{ m}$	2/3
3	$L \leq 12 \text{ m}$	1
	$12 \text{ m} < L \leq 36 \text{ m}$	$1,25 - 0,02083(3) \times L$
	$L > 36 \text{ m}$	1/2

Quadro 6.5- Definição do coeficiente de redução a aplicar à carga em cada via fictícia.

A carga a ser aplicada em cada via é obtida pela divisão da carga Q_a pelo comprimento da via fictícia, multiplicando pelo respetivo coeficiente de redução da via. O Quadro 6.6 apresenta um resumo do cálculo da sobrecarga NA (1).

Carga distribuída NA(1) (kN/m)	Via fictícia	Coefficiente de redução (β)	Carga Q_a a aplicar na via fictícia (kN/m)
17,6	1	1,000	6
	2	0,667	4
	3	0,500	3

Quadro 6.6- Resumo do cálculo da sobrecarga NA(1).

2. Sobrecarga NA(2)

A sobrecarga NA(2) consiste num veículo de um eixo de duas rodas afastadas de 1,90 m. A carga do eixo varia consoante o número da via fictícia, de acordo com a função $\frac{144}{\sqrt{n}}$, onde n é a sequência do número da via. Como no carregamento NA(1), os carregamentos de cada via devem ter uma distância mínima de 0,50 m da via adjacente, e 0,25 m do lancil.

Alternativamente, o código permite que se considere uma carga do tipo “faca”, ou seja, uma carga uniformemente distribuída pela largura da via fictícia, desde que esta distribuição não tenha efeitos significativos no elemento estrutural em estudo. No caso em estudo será aplicado este carregamento

alternativo, uma vez que se compreende que este carregamento não será o mais condicionante. Neste caso, não se consideram as distâncias mínimas citadas acima.

O Quadro 6.7 apresenta um resumo do cálculo da sobrecarga NA(2).

Via fictícia	Carga do Eixo (kN)	Carga distribuída (kN/m)
1	144	49,10
2	$\frac{144}{\sqrt{2}} = 101,82$	34,70
3	$\frac{144}{\sqrt{3}} = 83,14$	28,30

Quadro 6.7- Resumo do cálculo da sobrecarga NA(2).

3. Sobrecarga NA(3)

A sobrecarga NA(3) é constituída por um veículo de um único eixo de duas rodas afastadas de 1,0 metro. O veículo possui uma carga total de 200 kN e cada roda tem uma área de contacto circular ou quadrada de 0,10 m². O veículo é posicionado em qualquer zona da faixa de rodagem e bermas e em qualquer direção, independentemente da divisão das vias adotada.

6.1.4.3 Modelo de Sobrecarga NB

O modelo de sobrecarga NB abrange os efeitos provocados pela circulação de um veículo especial. Consiste num veículo composto por 4 eixos de 4 rodas cada um, perfazendo um total de 16 rodas. A distância entre os eixos das extremidades e os intermédios é fixa e igual a 2,0 metros, enquanto a distância entre eixos intermédios é variável, tomando os valores de 6,0; 11,0; 16,0; 21,0 ou 26,0 metros (Figura 6.1). Por conseguinte, a distância entre eixos intermédios deverá ser a que causar os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. Transversalmente, as rodas estão distanciadas de 1,00 metros. A Figura 6.1 ilustra a geometria do veículo NB.

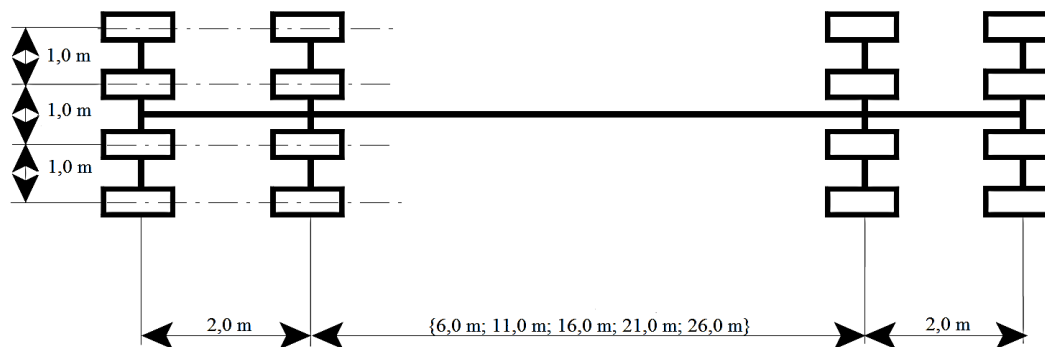


Figura 6.1- Configuração em planta do modelo NB da SATCC

A SATCC define dois tipos de veículos para o modelo de sobrecarga NB, nomeadamente:

- NB *Loading* 24: considera-se um veículo com carga total de 960 kN, tendo cada eixo e cada roda intensidade igual a 240 kN e 50 kN respetivamente. A superfície de contacto do pneu com pavimento é definida por um círculo de 0,276 m de diâmetro ou por um quadrado com 0,245 m de lado;
- NB *Loading* 36: consiste num veículo com carga total de 1440 kN, distribuída pelos 4 eixos, perfazendo 360 kN por eixo e 90 kN por roda. A superfície de contacto é definida por um círculo de 0,34 m de diâmetro ou por um quadrado com 0,30 m de lado.

O veículo pode ocupar qualquer posição transversal no tabuleiro, desde que esteja a uma distância mínima de 0,60 m do lancil.

6.1.4.4 Modelo de Sobrecarga NC

O modelo de sobrecarga NC representa os efeitos provocados pela circulação de veículos de dimensões excecionais utilizado para o transporte de cargas pesadas indivisíveis, como é o caso dos veículos com reboques de suspensão hidráulica destinados a transportar cargas muito elevadas.

A Figura 6.2 apresenta a configuração em planta do modelo NC. Nas áreas sombreadas considera-se uma carga uniformemente distribuída de 30 kN/m².

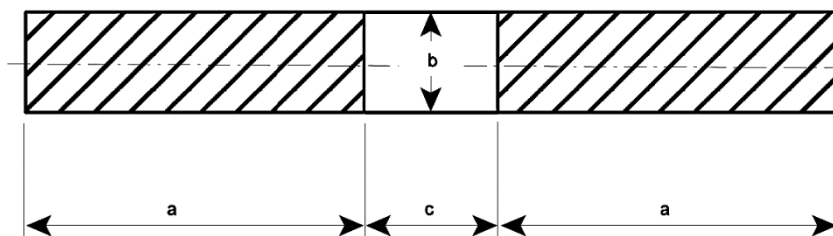


Figura 6.2- Modelo de sobrecarga NC.

Os valores dos parâmetros a , b e c devem ser escolhidos de modo a obter os efeitos mais gravosos na estrutura ou elemento estrutural em análise, de acordo com o Quadro 6.8.

Parâmetro	Comprimento (m)
a	5, 10, 15 e 20
b	3, 4 e 5
c	0, 5, 10, 15, 20 e 25

Quadro 6.8- Dimensões do veículo NC

As situações de carga mais condicionantes seriam:

- a= 20 m
- b=5 m
- c= 10 m para determinação de momento negativo máximo nos apoios, e c= 0m para determinação de momento positivo máximo no vão, esforço transversal e reação máxima nos apoios.

6.1.5 Força de Frenagem

A força de frenagem derivada da travagem dos veículos é considerada no código Sul-africano como uma força longitudinal e horizontal aplicada na plataforma de rodagem e bermas. Todavia, apenas se aplica a uma via fictícia.

A intensidade da força de frenagem a considerar corresponde à máxima força que resulta do modelo NA e do modelo NB, e é expressa da seguinte forma:

a) Modelo NA:

$$F_{NA} = \min \left\{ 3 \times \frac{L}{400} + 100 \right\} (kN) \tag{6.9}$$

Onde:

F_{NA} — Força de frenagem da sobrecarga NA;

L — Extensão do viaduto entre encontros.

b) Modelo NB:

$$F_{NB} = 20\% \times Q_{NB} (kN) \tag{6.10}$$

Onde:

F_{NB} — Força de frenagem da sobrecarga NB;

Q_{NB} — Intensidade da carga total do veículo considerado para o modelo NB em kN.

Assim, temos:

$$F_{NA} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times \frac{242}{400} + 100 = 826 \text{ kN} \\ 400 \text{ kN} = \frac{400}{2,93} = 136,4 \text{ kN/m} \rightarrow \text{é condicionante} \end{array} \right.$$

$$F_{NB24} = 20\% \times 960 = 192 \text{ kN}$$

$$F_{NB36} = 20\% \times 1440 = 288 \text{ kN} = \frac{288}{2,93} = \mathbf{98,3 \text{ kN/m}}$$

6.1.6 Ação do Vento

O código sul-africano prevê dois métodos para o cálculo da ação do vento:

- Método A — aplicável a pontes de betão de nível baixo a normal (da ordem de 10 m de altura eficaz acima do nível do solo ou menos), de construção robusta e vãos pequenos a médios, que apresentam subestruturas e/ou superestruturas de relativamente alta rigidez lateral (horizontal).
- Método B — aplicável a estruturas de pontes de betão armado de médio a grande porte, em que o vento tem um efeito substancial em relação aos efeitos das ações totais, mas cujos membros que não são muito suscetíveis a efeitos dinâmicos.

Para o caso em estudo, uma vez que se trata de uma estrutura de ponte de betão armado e pré-esforçado, não muito suscetível a efeitos dinâmicos, será utilizado o método B.

De acordo com o método B, a força nominal transversal do vento a considerar em projeto deve ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$W_1 = q \times A_1 \times C_D \tag{6.11}$$

Onde:

q — Pressão dinâmica de pico;

A_1 — Área sólida em m^2 ;

C_D — Coeficiente que tem em conta a forma da estrutura e os efeitos do atrito.

6.1.6.1 Cálculo da Pressão Dinâmica q

A pressão dinâmica, por sua vez, é dada pela seguinte expressão:

$$q = k_d \times v_c^2 \tag{6.12}$$

Onde:

k_d — Coeficiente que depende da densidade do ar e, portanto, da altitude do local acima do nível do mar;

v_c — Velocidade máxima do vento em m/s.

O Quadro 6.9 indica os valores do coeficiente k_d em função da altitude.

Altitude acima do nível do mar (m)	k_d
0	0,00060
500	0,00056
1 000	0,00053
1 500	0,00050
2 000	0,0004

Quadro 6.9- Valores do coeficiente k_d .

Uma vez que a cota máxima da estrutura é 78,27 m, pode-se admitir um coeficiente $k_d = 0,00060$.

O código não apresenta informações sobre a velocidade do vento a considerar nas regiões de abrangência do código, admite-se, portanto, a velocidade máxima prevista para pontes com sobrecarga, a saber, $v_c = 35 \text{ m/s}$.

Assim, a partir da expressão 6.12, temos:

$$q = k_d \times v_c^2 \leftrightarrow q = 0,00060 \times 35^2 = 0,735 \text{ kN/m}^2$$

6.1.6.2 Cálculo da Área Sólida, A_1

A área da estrutura ou elemento em causa é a superfície de todas as partes sólidas projetadas num plano vertical perpendicular à direção do vento, e, para superestruturas com elevação sólida as distâncias a serem usadas para determinar A_1 , deve ser obtida de acordo com a Figura 6.3:

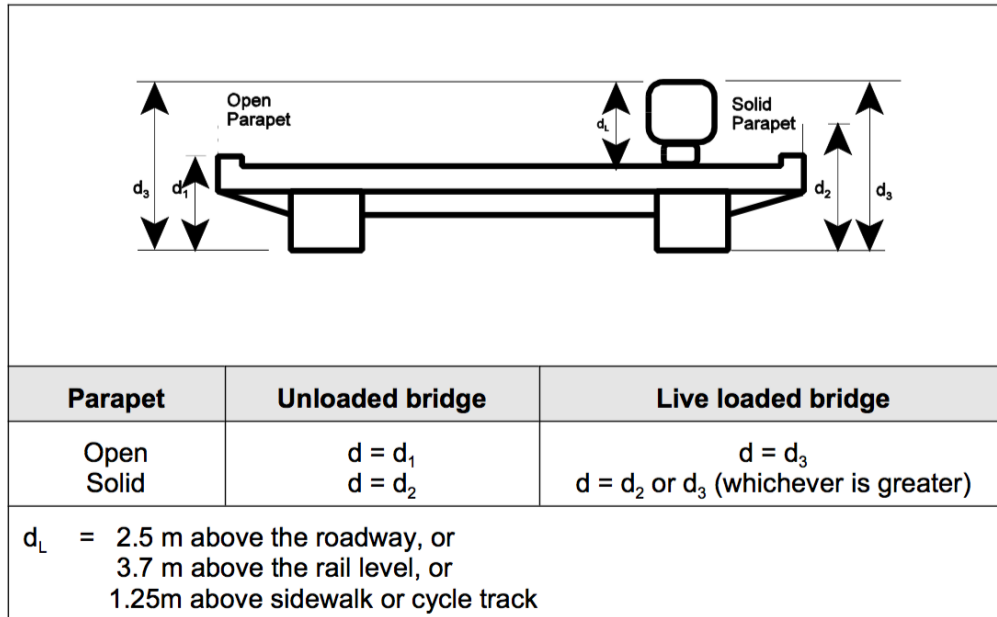


Figura 6.3- Excerto do código sul-africano. Alturas a utilizar para a determinação da área sólida.

Para a determinação da A_1 são necessários os seguintes dados:

- d_d — Altura total do tabuleiro, em projeção vertical, incluindo vigas, laje e muro de fixação do parapeito aberto;
- d_1 — Altura total do tabuleiro, em projeção vertical, incluindo vigas e laje, e a altura da base do parapeito aberto;
- d_2 — Altura total do tabuleiro adicionada à altura do parapeito sólido;
- d_3 — Altura total do tabuleiro adicionada à altura da sobrecarga;
- d_L — Altura da sobrecarga.

Tendo em conta que serão utilizados parapeitos (Guardas) abertos e sólidos, para pontes com sobrecargas, de acordo com a Figura 6.3 e com a secção transversal da ponte, temos:

$d_d = 1,600$ m.

Parapeitos abertos

- $d_1 = 1,825$ m
- $d_L = 2,5$ m (altura da sobrecarga rodoviário preconizada no código sul-africano, Figura 6.3)
- $d_3 = 4,1$ m

Parapeitos sólidos

- $d_2 = 2,230$ m
- $d_L = 2,5$ m (altura da sobrecarga rodoviário preconizada no código sul-africano, Figura 6.3)
- $d_3 = 4,1$ m

Em seguida, definem-se as alturas a utilizar para os seguintes casos:

- Unloaded Bridge (Ponte sem sobrecarga) $d_1 = 1,825$ m; $d_2 = 2,230$ m
- Live loaded Bridge (Ponte com sobrecarga) $d_3 = 4,1$ m.

Observa-se que para unloaded bridge é condicionante a utilização de parapeitos sólidos, como era expectável.

Obtém-se, então, os valores da área:

$$A_1 \text{ sem sobrecarga} = 2,230 \times 1 = 2,230 \text{ m}^2$$

$$A_1 \text{ com sobrecarga} = 4,1 \times 1 = 4,1 \text{ m}^2$$

6.1.6.3 Determinação do Coeficiente C_D

Para a determinação do coeficiente C_D deve ser utilizada a Figura 6.4.

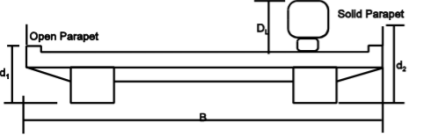
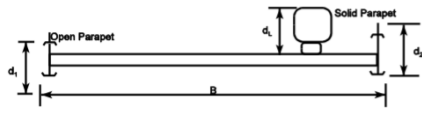
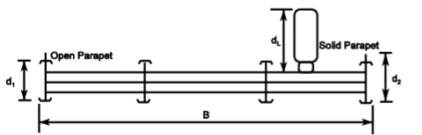
(a) Superstructures where the depth of the superstructure (D_1 or D_2) exceeds D_L	Parapet	Superstructures without live load	Superstructures with live load
	Open	$d = d_1$	$d = d_1$
	Solid	$d = d_2$	$d = d_2$
(b) Superstructures where the depth of the superstructure (D_1 or D_2) is less than D_L	Open	$d = d_1$	$d = d_L$
	Solid	$d = d_2$	$d = d_L$

Figura 6.4- Excerto do código Sul-africano. Altura d a considerar para a determinação do coeficiente C_D .

Sendo $d_L = 2,5 \text{ m} > d_2 = 2,230 \text{ m}$:

- Para superestruturas sem sobrecarga: $d = d_2 = 2,230 \text{ m}$;
- Para superestruturas com sobrecarga: $d = d_L = 2,5 \text{ m}$.

Para a largura do tabuleiro $b = 9,85 \text{ m}$, temos:

- Para superestruturas sem sobrecarga: $\frac{b}{d} = \frac{9,85}{2,230} = 4,42$
- Para superestruturas com sobrecarga: $\frac{b}{d} = \frac{9,85}{2,5} = 3,94$

A Figura 6.5 apresenta os valores do coeficiente C_D em função do rácio b/d .

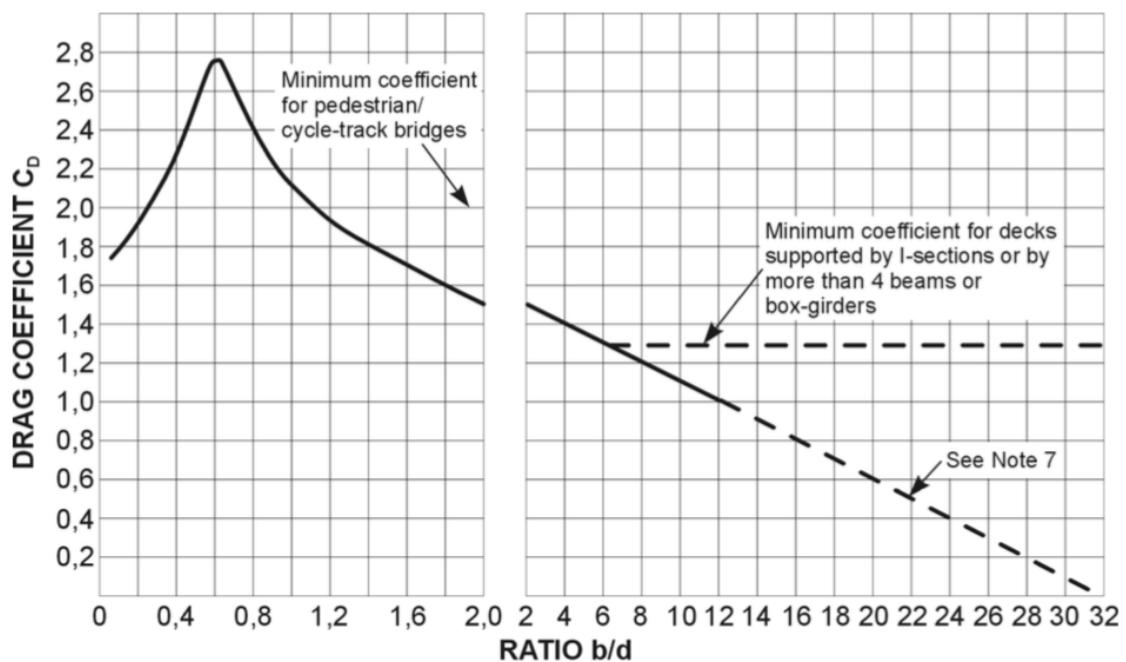


Figura 6.5- Excerto do código Sul-africano. Coeficiente C_D em função do rácio b/d .

Obtém-se então, os seguintes valores:

$$C_D \text{ sem sobrecarga} = 1,330$$

$$C_D \text{ com sobrecarga} = 1,403$$

6.1.6.4 Força Nominal Transversal do Vento

Como já mencionado, a força nominal transversal do vento a utilizar em projeto, é dada por:

$$W_1 = q \times A_1 \times C_D \tag{6.13}$$

$$W_1 \text{ sem sobrecarga} = 0,735 \times 2,205 \times 1,330 = 2,16 \text{ kN/m}$$

$$W_1 \text{ com sobrecarga} = 0,735 \times 4,975 \times 1,403 = 4,20 \text{ kN/m}$$

6.1.6.5 Força do Vento Em Pilares

Para o cálculo da força do vento em pilares, são necessários os seguintes dados:

- Secção do pilar: circular;
- Largura do pilar: $b= 1$ m;
- Comprimento do pilar na direção do vento: $t= 1$ m;
- Altura do pilar: $h= 9,7$ m (pilar com maior altura);
- $tv_c = 1 \times 35 = 35m^2/s$
- $\frac{h}{b} = \frac{9,7}{1} = 9,7$

Com os dados acima procede-se à consulta do Quadro explicitado na Figura 6.6:








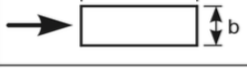
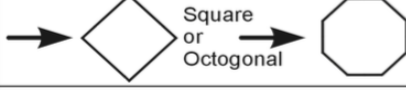



PLAN SHAPE	$\frac{t}{b}$	C_D FOR PIER <u>HEIGHT RATIOS OF BREADTH</u>							
		1	2	4	6	10	20	40	
	$< \frac{1}{4}$	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,9	2,1	
	$\frac{1}{3}, \frac{1}{2}$	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,2	
	$\frac{2}{3}$	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,2	
	1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	
	$1\frac{1}{2}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,7	
	2	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	
	3	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,2	
	≥ 4	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,9	1,1	
		1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4	
 12-Sided polygon		0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,3	
 Circle with smooth surface where $tv_c \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$.		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	
 Circle with smooth surface where $tv_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$. Also circle with rough surface or projections.		0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	

Figura 6.6- Excerto do Código Sul-africano. Coeficiente C_D para pilares.

O código estabelece que devem ser considerados coeficientes C_D para a fase de construção e para a fase depois da construção (deve ser utilizado o rácio de 40). Assim sendo, obtém-se os seguintes valores para o coeficiente C_D :

$$C_D \text{ durante a construção} = 0,5$$

$$C_D \text{ depois da construção} = 0,6$$

A força do vento nos pilares é dada por:

$$W = q \times b \times C_D \tag{6.14}$$

$$W_{\text{durante a construção}} = 0,735 \times 1 \times 0,5 = 0,3675 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{depois da construção}} = 0,735 \times 1 \times 0,6 = \mathbf{0,441 \text{ kN/m}}$$

6.1.7 Temperatura

Para a quantificação da temperatura o código prevê dois tipos de avaliação:

- Temperaturas uniformes;
- Temperaturas diferenciais.

Para proceder à quantificação dessas temperaturas é necessário definir as temperaturas máximas e mínimas em °C para um período de retorno de 50 anos. Essa definição é feita tendo em conta a classificação das estruturas de pontes para efeitos de determinação da temperatura prevista no código, a saber:

- Grupo 1: Tabuleiro metálico sobre vigas em caixão metálicas;
- Grupo 2: Tabuleiro de metálico sobre treliças de aço ou vigas de chapa;
- Grupo 3: Tabuleiro de betão sobre vigas metálicas em caixão, treliças ou vigas de chapa;
- Grupo 4: Laje de betão ou tabuleiro de betão sobre vigas em betão ou vigas em caixão.

A estrutura em estudo enquadra-se no grupo 4.

As temperaturas máximas e mínimas utilizadas nesta quantificação foram:

- $T_{\text{máx}} = 50 \text{ °C}$
- $T_{\text{mín}} = 0 \text{ °C}$

De acordo com as Figuras 6.7 e 6.8, as temperaturas efetivas são:

- $T_{\text{máx,ef}} = 44 \text{ °C}$
- $T_{\text{mín,ef}} = 1 \text{ °C}$

Minimum shade air temperature (°C)	Minimum effective bridge temperature (°C)		
	Type of superstructure		
	Group 1 and 2	Group 3	Group 4
-15	-18	-13	-9
-14	-17	-12	-9
-13	-16	-11	-8
-12	-15	-10	-7
-11	-14	-10	-6
-10	-12	-9	-6
-9	-11	-8	-5
-8	-10	-7	-4
-7	-9	-6	-3
-6	-8	-5	-3
-5	-7	-4	-2
-4	-6	-3	-1
-3	-5	-2	0
-2	-4	-1	0
-1	-3	-1	1
-0	-2	0	1

Figura 6.7- Excerto do código sul africano. Temperatura mínima efetiva de acordo com o grupo estrutural.

Maximum shade air temperature (°C)	Maximum effective bridge temperature (°C)		
	Type of superstructure		
	Group 1 and 2	Group 3	Group 4
30	44	36	32
31	44	36	32
32	44	37	33
33	45	37	33
34	45	38	34
35	46	39	35
36	46	39	36
37	46	40	36
38	47	40	37
39	47	41	38
40	48	42	38
41	48	42	39
42	48	43	39
43	49	43	40
44	49	44	40
45	49	44	41
46	50	45	41
47	50	45	42
48	50	46	42
49	51	46	43
50	51	46	44
51	51	47	44
52	52	47	45
53	52	48	45
54	52	48	46
55	52	48	46
56	53	49	47
57	53	49	47
58	53	49	47
59	53	50	48
60	53	50	48

Figura 6.8- Excerto do código sul africano. Temperatura máxima efetiva de acordo com o grupo estrutural.

Essas tabelas definem as temperaturas dos grupos 3 e 4, assumindo uma espessura de revestimento de 10 cm.

6.1.7.1 Variação Uniforme da Temperatura

Para proceder a determinação da variação uniforme da temperatura, é necessário ter em conta uma temperatura base da estrutura na altura da construção. Assim tendo em conta a temperatura média em Luanda para os meses de chuva e para o cacimbo, estabeleceu-se uma temperatura média de 20 °C. Assim, obtém-se os valores das variações uniformes de temperatura utilizando as expressões 6.15 e 6.16:

$$\Delta t_u^+ = T_{min,ef} - T_{base} + Ajuste\ devido\ a\ camada\ superficial \tag{6.15}$$

$$\Delta t_u^- = T_{m\acute{a}x,ef} - T_{base} + \text{Ajuste devido a camada superficial} \tag{6.16}$$

O ajuste devido a camada superficial é obtido tendo a conta a espessura da camada superficial, que no caso são 10 cm de betuminoso, e o grupo estrutural, conforme mostra a Figura 6.9.

Deck Surface	Addition to minimum effective bridge temperature (°C)			Addition to maximum effective bridge temperature (°C)		
	Groups 1 & 2	Group 3	Group 4	Groups 1 & 2	Group 3	Group 4
Unsurfaced	0	- 3	- 1	+ 4	0	0
Waterproofed	0	- 3	- 1	-	+ 4	+ 2
40 mm surfacing *	0	- 2	- 1	0	+ 2	+ 1
100 mm surfacing *	-	0	0	-	0	0
200 mm surfacing *	-	+ 3	+ 1	-	- 4	- 2

* Surfacing depths include waterproofing

Figura 6.9- Excerto do código sul-africano. Ajuste da temperatura efetiva devido a camada superficial do tabuleiro.

Conclui-se que para o Grupo 4, com 10 cm de camada superficial não é necessário fazer ajustes.

Obtemos então as seguintes variações uniformes de temperatura:

$$\Delta t_u^+ = 1 - 20 = -19 \text{ °C}$$

$$\Delta t_u^- = 44 - 20 = 24 \text{ °C}$$

6.1.7.2 Temperaturas Diferenciais

Para proceder ao cálculo das temperaturas diferenciais, são necessários os seguintes dados:

- Altura total do tabuleiro: h= 1,475 m;
- Altura da camada superficial: h=0,08 m;
- Grupo estrutural: 4

A Figura 6.10, mostra a incidência de cada temperatura tendo em conta o respetivo grupo estrutural.

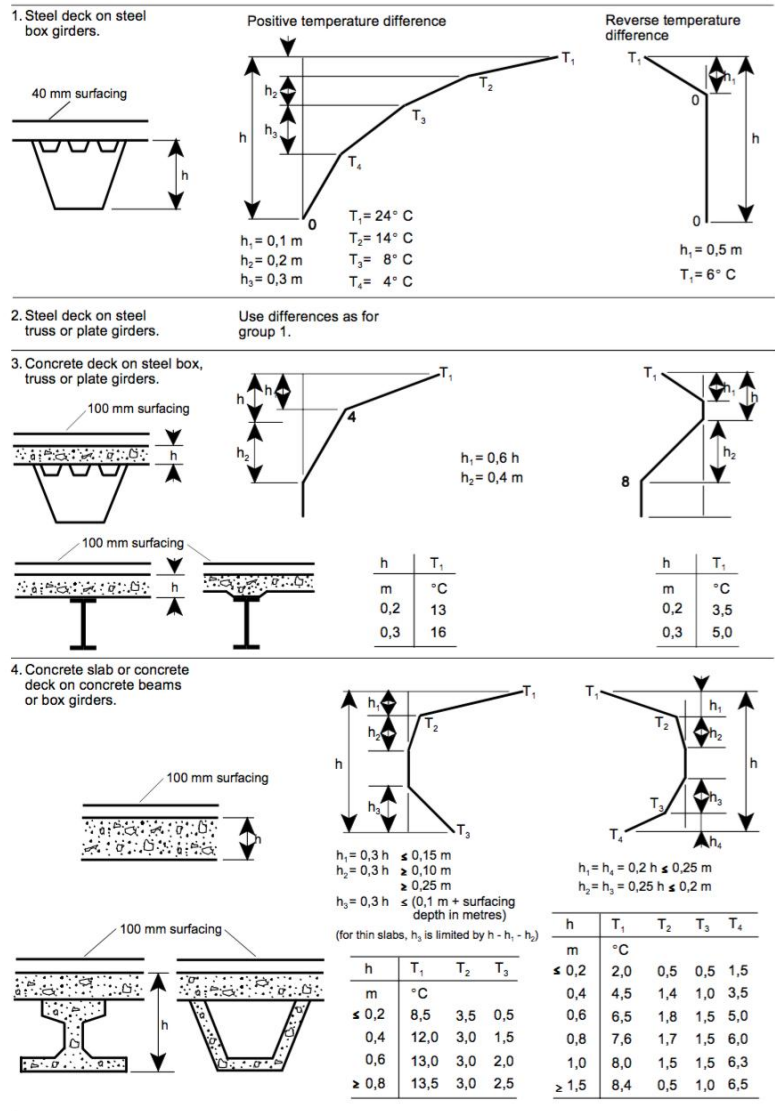


Figura 6.10- Temperatura diferencial para diferentes tipos de construção

A Figura 6.11 apresenta os valores das temperaturas diferenciais para cada grupo estrutural em função da camada superficial de revestimento.

Depth of slab (h) (m)	Surfacing thickness (mm)	Positive temperature difference (°C)			Reverse temperature difference (°C)			
		T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
≤0.2	unsurfaced	12.0	5.0	0.1	4.7	1.7	0.0	0.7
	waterproofed	19.5	8.5	0.0	4.7	1.7	0.0	0.7
	50	13.2	4.9	0.3	3.1	1.0	0.2	1.2
	100	8.5	3.5	0.5	2.0	0.5	0.5	1.5
	150	5.6	2.5	-0.2	1.1	0.3	0.7	1.7
200	3.7	2.0	-0.5	0.5	0.2	1.0	1.8	
0.4	unsurfaced	15.2	4.4	1.2	9.0	3.5	0.4	2.9
	waterproofed	23.6	6.5	1.0	9.0	3.5	0.4	2.9
	50	17.2	4.6	1.4	6.4	2.3	0.6	3.2
	100	12.0	3.0	1.5	4.5	1.4	1.0	3.5
	150	8.5	2.0	1.2	3.2	0.9	1.4	3.8
200	6.2	1.3	1.0	2.2	0.5	1.9	4.0	

Depth of slab (h) (m)	Surfacing thickness (mm)	Positive temperature difference (°C)			Reverse temperature difference (°C)			
		T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
0.6	unsurfaced	15.2	4.0	1.4	11.8	4.0	0.9	4.6
	waterproofed	23.6	6.0	1.4	11.8	4.0	0.9	4.6
	50	17.6	4.0	1.8	8.7	2.7	1.2	4.9
	100	13.0	3.0	2.0	6.5	1.8	1.5	5.0
	150	9.7	2.2	1.7	4.9	1.1	1.7	5.1
200	7.2	1.5	1.5	3.6	0.6	1.9	5.1	
0.8	unsurfaced	15.4	4.0	2.0	12.8	3.3	0.9	5.6
	waterproofed	23.6	5.0	1.4	12.8	3.3	0.9	5.6
	50	17.8	4.0	2.1	9.8	2.4	1.2	5.8
	100	13.5	3.0	2.5	7.6	1.7	1.5	6.0
	150	10.0	2.5	2.0	5.8	1.3	1.7	6.2
200	7.5	2.1	1.5	4.5	1.0	1.9	6.0	
1.0	unsurfaced	15.4	4.0	2.0	13.4	3.0	0.9	6.4
	waterproofed	23.6	5.0	1.4	13.4	3.0	0.9	6.4
	50	17.8	4.0	2.1	10.3	2.1	1.2	6.3
	100	13.5	3.0	2.5	8.0	1.5	1.5	6.3
	150	10.0	2.5	2.0	6.2	1.1	1.7	6.2
200	7.5	2.1	1.5	4.8	0.9	1.9	5.8	
≥1.5	unsurfaced	15.4	4.5	2.0	13.7	1.0	0.6	6.7
	waterproofed	23.6	5.0	1.4	13.7	1.0	0.6	6.7
	50	17.8	4.0	2.1	10.6	0.7	0.8	6.6
	100	13.5	3.0	2.5	8.4	0.5	1.0	6.5
	150	10.0	2.5	2.0	6.5	0.4	1.1	6.2
200	7.5	2.1	1.5	5.0	0.3	1.2	5.6	

Figura 6.11- Excerto do código sul-africano. Valores de temperaturas diferenciais para o grupo 4.

Assim, temos as temperaturas diferenciais resumidas no Quadro 6.10:

Altura do tabuleiro (m)	Espessura da camada superficial (cm)	Temperaturas diferenciais positivas °C			Temperaturas diferenciais negativas °C			
		T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
1,475	10	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
		13,5	3,0	2,5	8,4	0,5	1,0	6,5

Quadro 6.10- Resumo das temperaturas diferenciais

6.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

AS combinações de ações utilizadas tiveram em conta a regulamentação aplicável para a verificação da segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Utilização.

6.2.1 Critérios Gerais de Verificação da Segurança

A avaliação dos esforços nos diferentes elementos estruturais foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis Professional 2017*, programa de análise de estruturas através do método dos elementos finitos.

6.2.2 Regulamentação Aplicável

A Regulamentação utilizada foi a seguinte:

- Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) – Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio.
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) – Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho.
- Norma Portuguesa NP – EN 206-1: 2007 – Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1: 2010 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- Norma europeia EN 1992-2: 2005 – Eurocode 2: – Concrete Bridges - Design and detailing rules.
- Regulamento Sul Africano “Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts” (2001).

6.2.3 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência em termos de esforços baseou-se no estipulado na regulamentação referida no ponto 6.2.2, com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (6.17)$$

Onde:

S_d — Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d — Valor de cálculo do esforço resistente.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança foram obtidos considerando as regras de combinação estabelecidas pela seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} S_{Qjk} \right] \quad (6.18)$$

Onde:

S_{Gik} – Esforço resultante das ações permanentes, tomadas com o seu valor característico;

S_{Q1k} – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_Q – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0,j}$ – Coeficientes ψ correspondentes à ação variável de ordem j.

Os coeficientes de segurança relativos às ações, γ_G e γ_Q , assumem os seguintes valores:

- Peso próprio da estrutura: $\gamma_G = 1,35$ ou $1,0$
- Restantes cargas permanentes: $\gamma_G = 1,5$ ou $1,0$
- Ações variáveis: $\gamma_Q = 1,5$ ou 0

6.2.4 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização a considerar são os seguintes

- Limitação das tensões;
- Controlo da fendilhação;

No que diz respeito à limitação das tensões o seu controlo é efetuado em três situações:

- Instante da aplicação do pré-esforço
- Combinação de ações quase-permanentes
- Combinação característica (rara) de ações

6.2.4.1 Combinações Quase Permanentes

Abaixo apresenta-se a expressão para as combinações quase permanentes, em estados limites de utilização:

$$S_d = S_{Gik} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} S_{Qik} \quad (6.19)$$

Onde:

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente ψ_2 para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;

S_{Qik} – Esforço resultante das ações variáveis, tomadas com o seu valor característico.

6.2.4.2 Combinações Frequentes

Abaixo apresenta-se a expressão para as combinações frequentes, em estados limites de utilização:

$$S_d = S_{Gik} + \psi_{1,1} S_{Q1k} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} S_{Qik} \quad (6.20)$$

Onde:

$\psi_{1,1}$ – Coeficiente ψ_1 correspondente à ação variável de base;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente ψ_2 correspondente à ação variável i.

6.2.4.3 Combinações Características (Raras)

Abaixo apresenta-se a expressão para as combinações características, em estados limites de utilização:

$$S_d = S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} S_{Qik} \quad (6.21)$$

Onde:

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente ψ_0 correspondente à ação variável i.

Os coeficientes parciais para as combinações em estado limite de utilização são:

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	0,6	0,4	0,2
Frenagem	0,6	0,4	0,2
Vento	0,6	0,2	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,3

Quadro 6.11- Coeficientes parciais para as combinações em estados limites de utilização

7 MODELO NUMÉRICO DE CÁLCULO

Para a realização da análise longitudinal e transversal do tabuleiro, aparelhos de apoio, viga travessa e pilares, modelou-se a estrutura no programa de cálculo *Robot Structural Analysis Professional*.

O subtópico seguinte apresentará os passos para a elaboração do modelo de cálculo, as diversas ações consideradas e as Combinações de Estados Limites Últimos e de Estados Limites de Serviço.

7.1 ELABORAÇÃO DO MODELO COMPLETO

Para a construção do modelo completo (longitudinal) foi primeiro criada uma malha de eixos tridimensional que pudesse ajudar a organizar os elementos no espaço. A malha de eixos foi criada com os dados referentes a altura dos pilares em cada alinhamento, ao comprimento dos vãos e a largura do tabuleiro.

O tabuleiro foi modelado através de elementos de casca e as vigas e pilares através de elementos de barras, respeitando a geometria de secções e alinhamentos da estrutura (Figura 7.1).

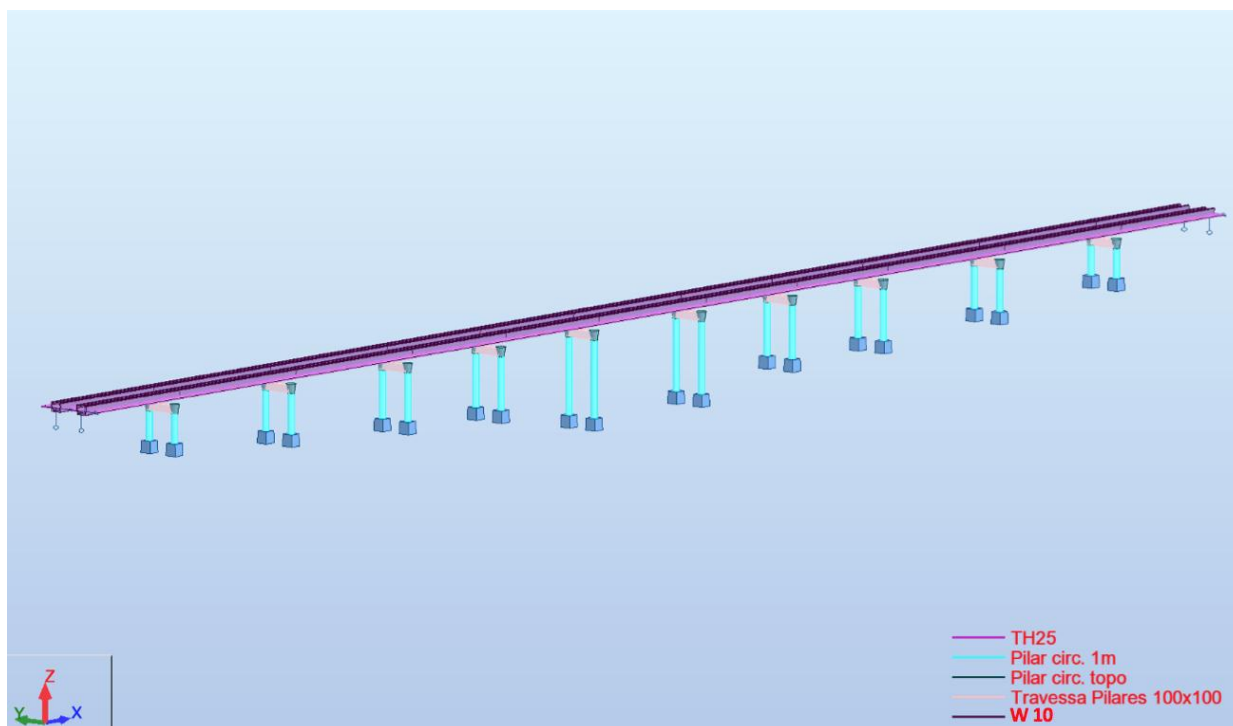


Figura 7.1- Modelo longitudinal com barras e elementos de casca

Nas vigas travessas dos pilares considerou-se os aparelhos de apoio travados no sentido vertical e com liberdade de translação por distorção dos aparelhos de apoio. Para tal, modelou-se a estrutura com um espaçamento entre as travessas dos pilares e o tabuleiro, correspondente a altura dos aparelhos de apoio ($h = 0,274$ m), e utilizou-se a função *compatible nodes* (Figura 7.2 e 7.3). Esta função define nós que compartilham relações de deslocamento ou rotação para os graus de liberdade selecionados, nos pontos onde as barras da estrutura estão conectadas. Para tal, foi aplicado o coeficiente de elasticidade dos aparelhos de apoio calculado na fase do pré-dimensionamento (ver capítulo 5).

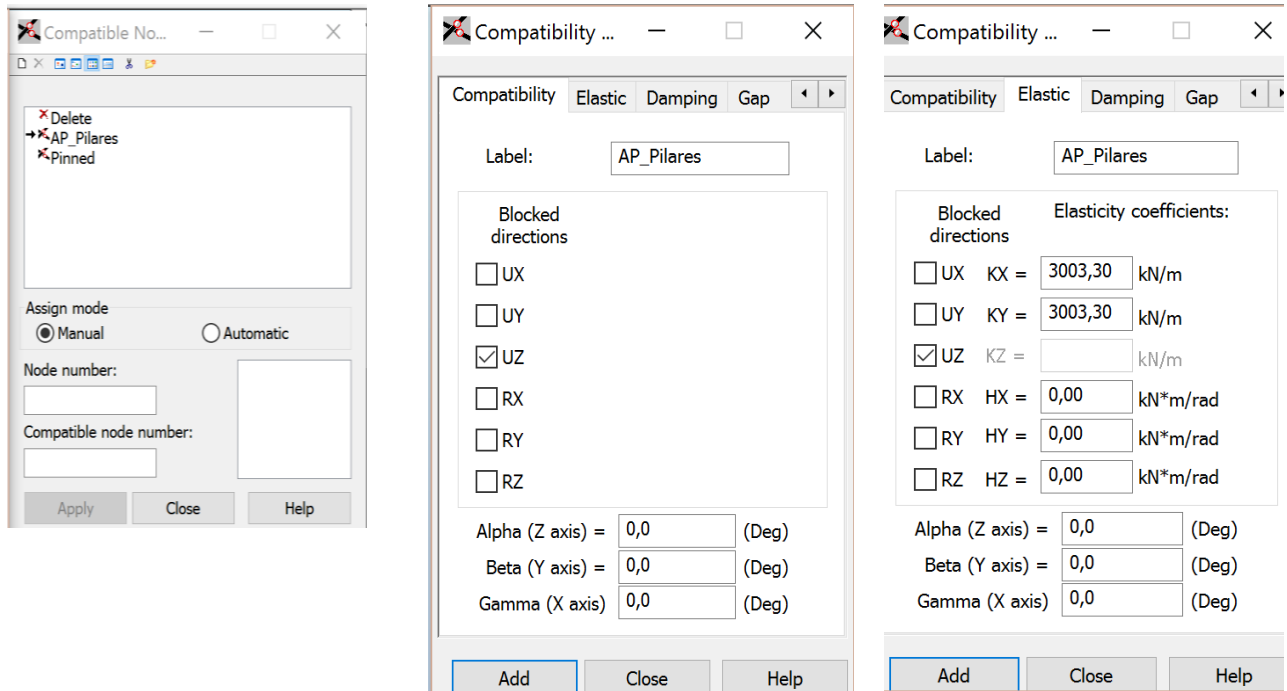


Figura 7.2- Definição de compatible nodes

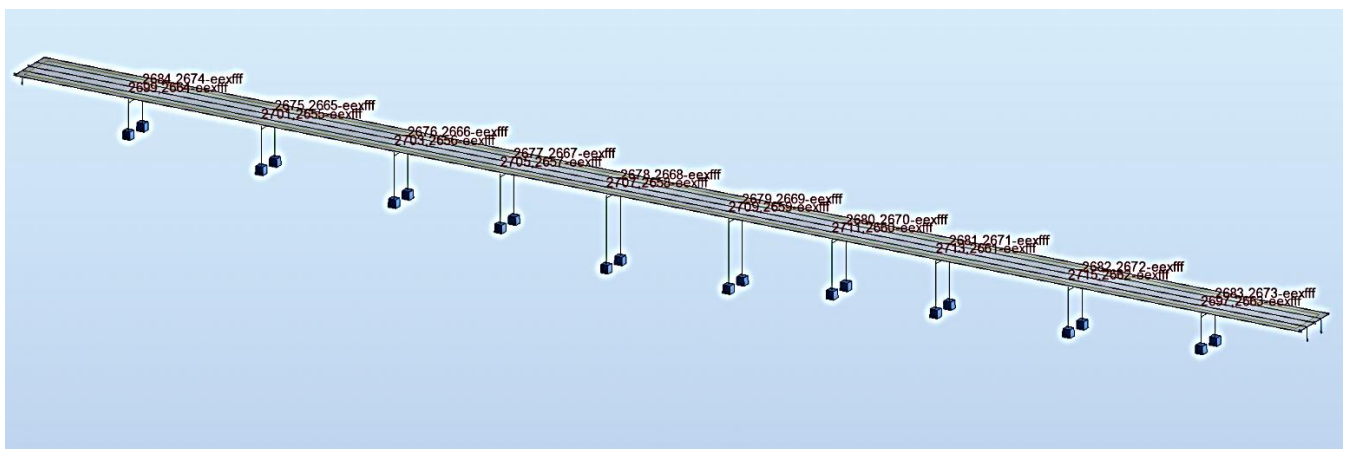


Figura 7.3- Aplicação de compatible nodes

Considerou-se que o sistema apoios que melhor representam os encontros seriam apoios duplos com deslocamentos fixos nos eixos Y e Z. Os pilares foram encastrados na base.

7.2 INTRODUÇÃO DAS AÇÕES NO MODELO

As ações foram introduzidas, com vista a que o programa pudesse calcular os esforços, reações e deformações. Foram criados casos de carga para cada ação: peso próprio, restantes cargas

permanentes, sobrecargas de tráfego, vento na plataforma do tabuleiro e nos pilares, temperaturas uniforme e diferencial e assentamentos. Para cada caso de carga (dead, live, wind e temperature), aplicaram-se as cargas calculadas no capítulo 6. Na Figura 7.4 ilustra-se este procedimento e alguns dos casos de carga inseridos.

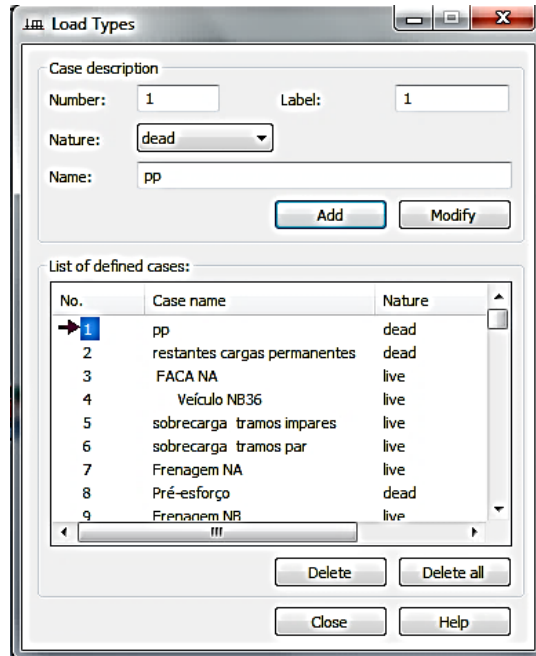


Figura 7.4-Criação dos casos de carga

7.2.1 Peso Próprio

O peso próprio é aplicado automaticamente, ao ser criado o primeiro caso de carga com essa característica. É calculado automaticamente o peso de todos os elementos estruturais com base nas secções predefinidas e no material de construção (Figura 7.5).

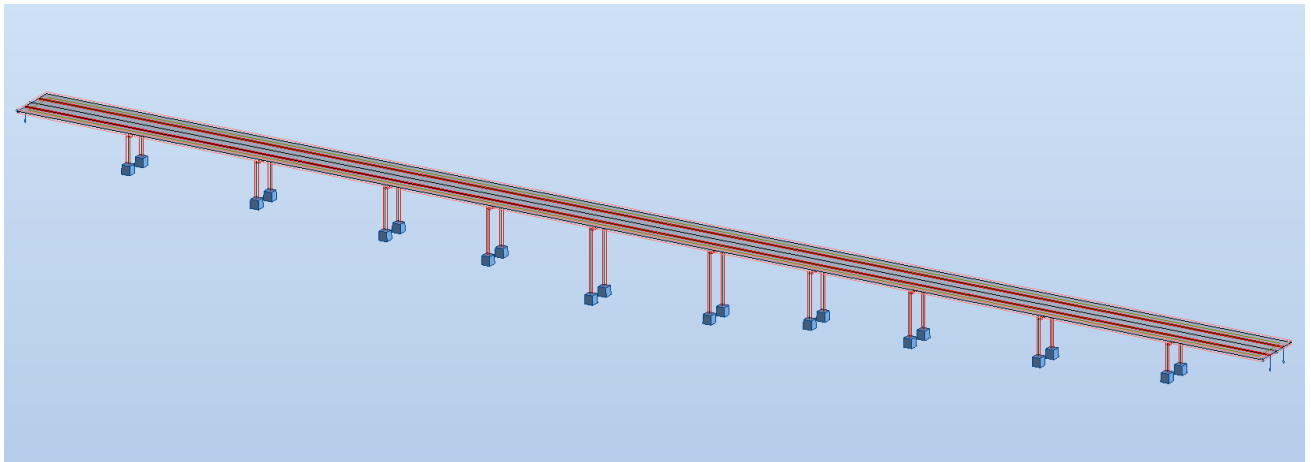


Figura 7.5- Aplicação do peso próprio no modelo

7.2.2 Restantes Cargas Permanentes

As restantes cargas permanentes, o revestimento superficial (betuminoso) e o peso das guardas, foram inseridas manualmente, após quantificação já apresentada no capítulo 6. A Figura 7.6 apresenta a aplicação das restantes cargas permanentes à estrutura.



Figura 7.6- Aplicação das restantes cargas permanentes

7.2.3 Sobrecargas de Tráfego

Conforme avaliado no capítulo 6, o código sul-africano prevê 3 tipos de modelos de sobrecarga. Foram aplicadas apenas as cargas correspondentes aos modelos NA e NB36. Estas foram aplicadas de forma diferente no modelo, conforme previsto no regulamento sul-africano.

A sobrecarga NC não foi considerada atendendo ao fato de se tratar de um viaduto pertencente a uma estrada nacional e, portanto, o dono de obra não considerar necessária a aplicação de uma carga que para as suas dimensões máximas atingiria um valor de 3000 kN, superior ao veículo NB36.

A carga distribuída foi aplicada em tramos pares e ímpares de modo a obter o valor máximo do esforço provocado por esta carga, Figuras 7.7 e 7.8.

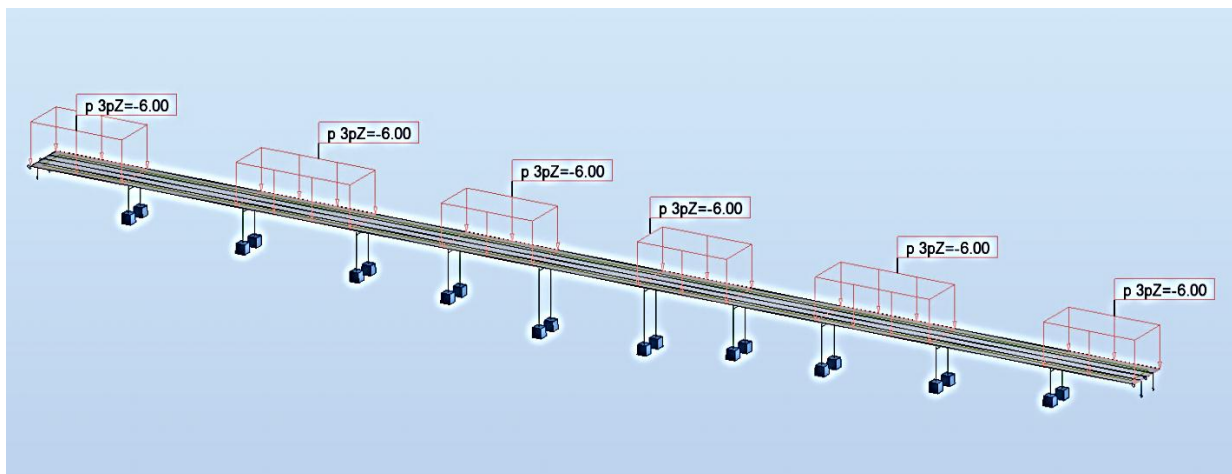


Figura 7.7- Aplicação da sobrecarga distribuída nos tramos ímpares

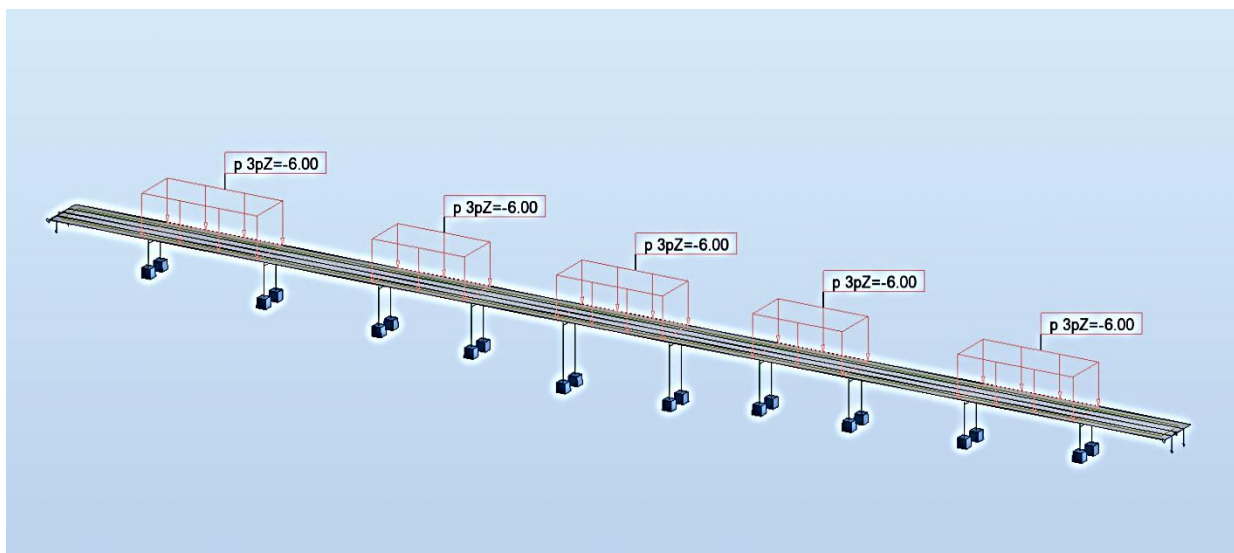


Figura 7.8- Aplicação da sobrecarga distribuída nos tramos pares

A carga de faca foi criada como uma carga especial móvel, uniformemente distribuída pela largura da faixa de rodagem, Figura 7.9 e 7.10.

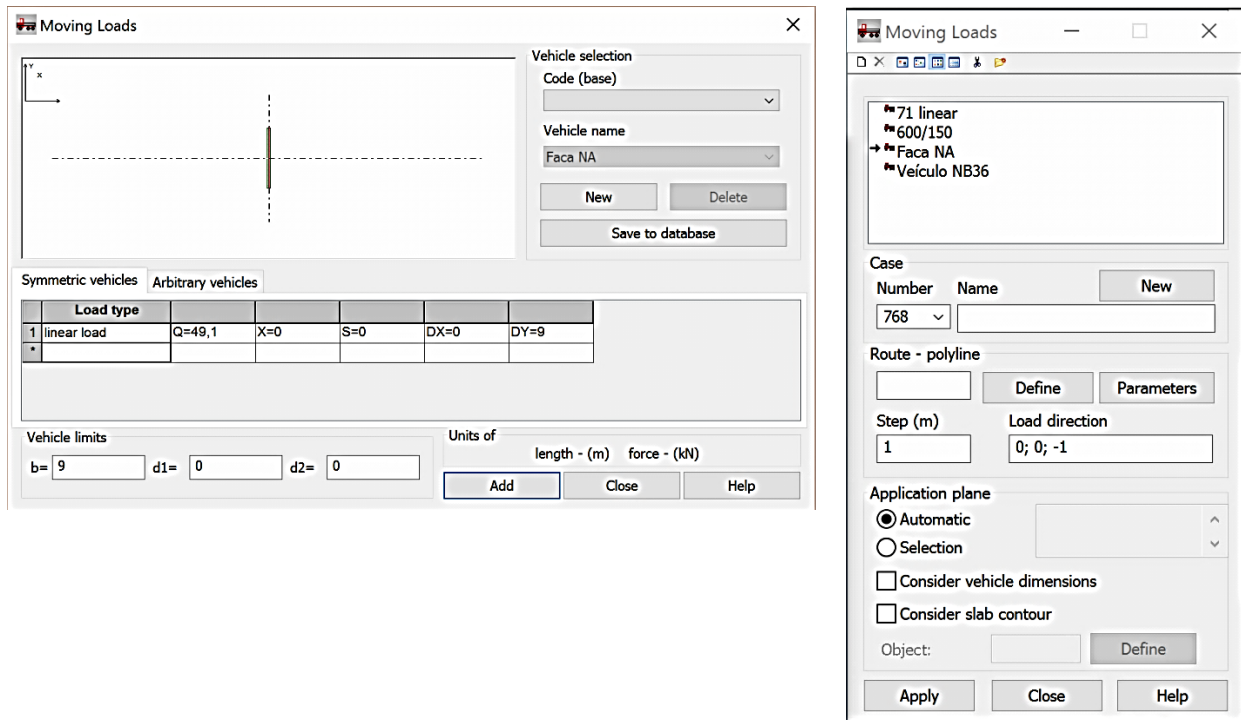


Figura 7.9- Criação da carga de faca NA

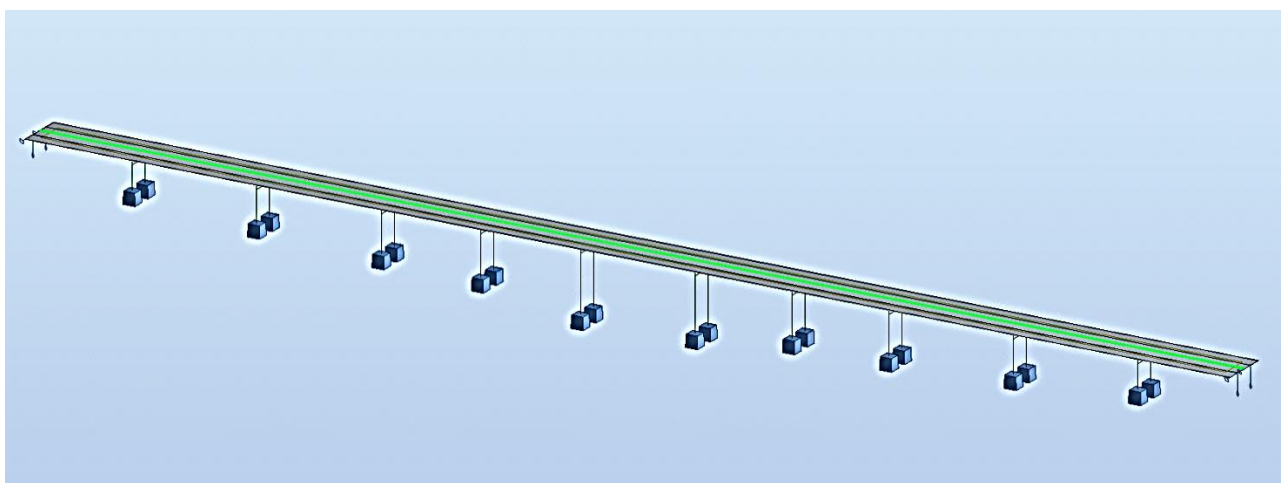


Figura 7.10- Aplicação da carga de Faca

A carga correspondente ao veículo NB36 foi criada como carga especial móvel, e aplicada como cargas concentradas nos pontos previamente definidos no regulamento Sul-africano (ver capítulo 6). A Figura 7.11 apresenta a criação da carga e a 7.12 a aplicação da carga no tabuleiro.

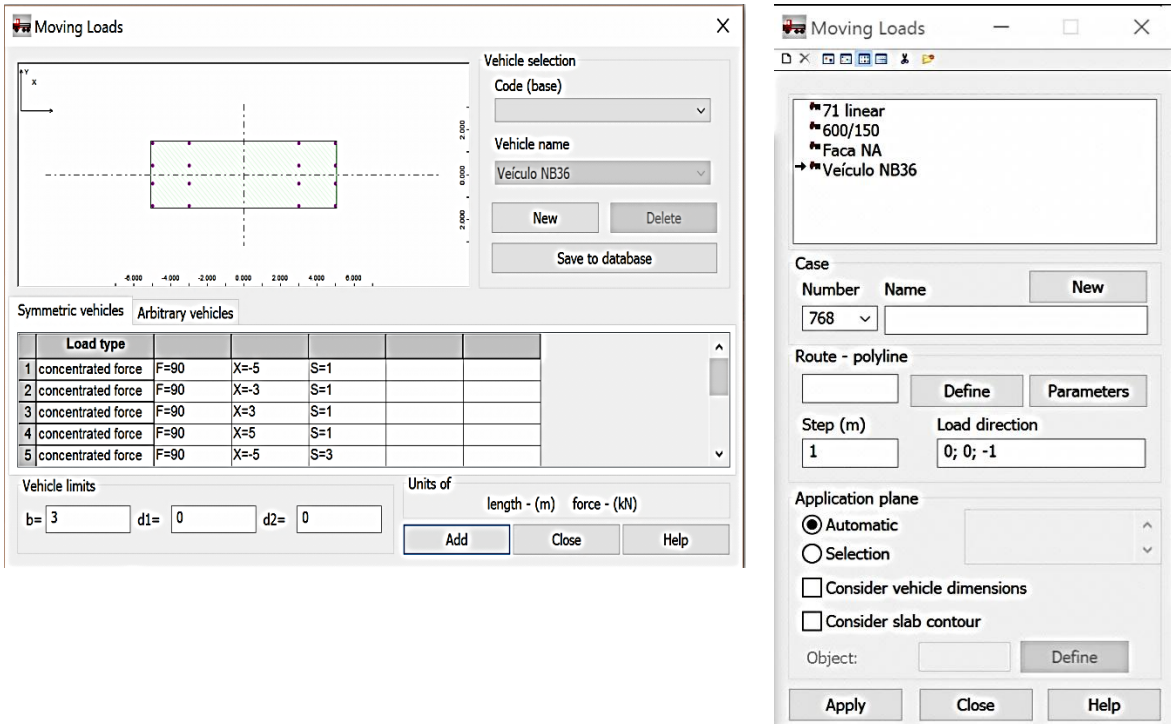


Figura 7.11- Definição da sobrecarga do veículo NB36

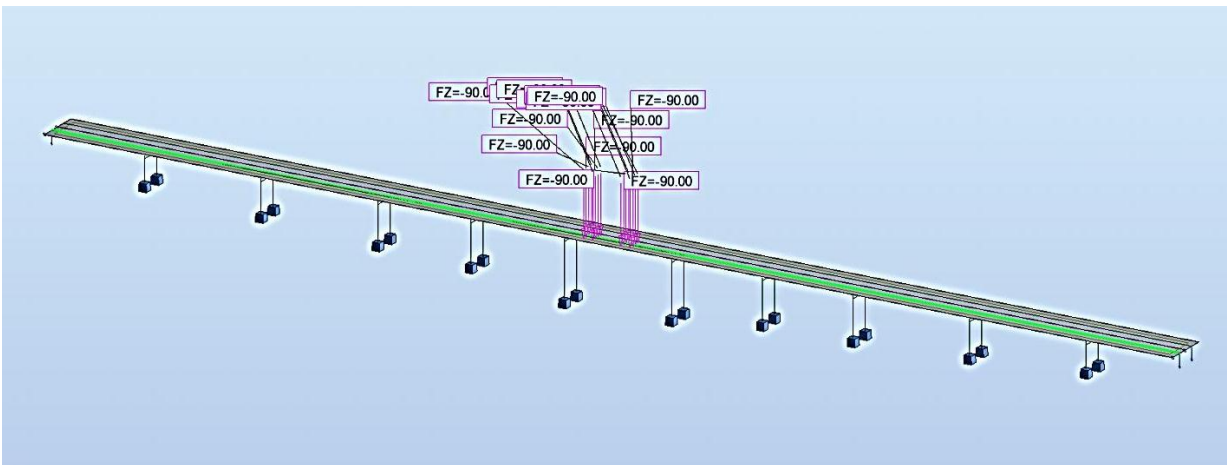


Figura 7.12 - Aplicação da sobrecarga NB36

7.2.4 Vento

A carga correspondente a ação do vento foi aplicada horizontalmente no tabuleiro e nos pilares, Figura 7.13.

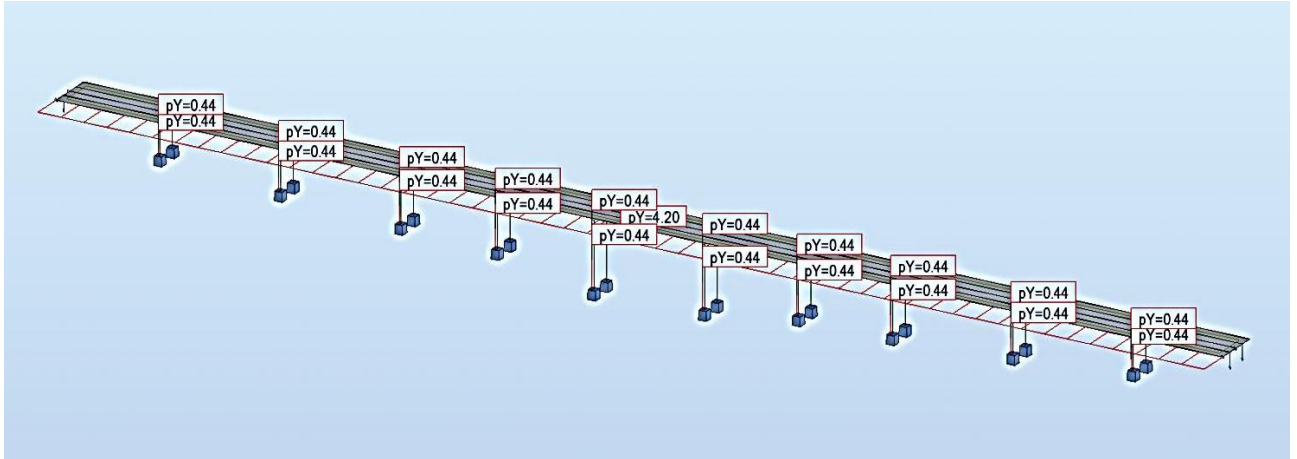


Figura 7.13- Aplicação da ação do vento no tabuleiro e nos pilares

7.2.5 Frenagem

Foram aplicadas as cargas correspondentes a frenagem NA e NB horizontalmente, na largura no tabuleiro, Figura 7.14 e 7.15.

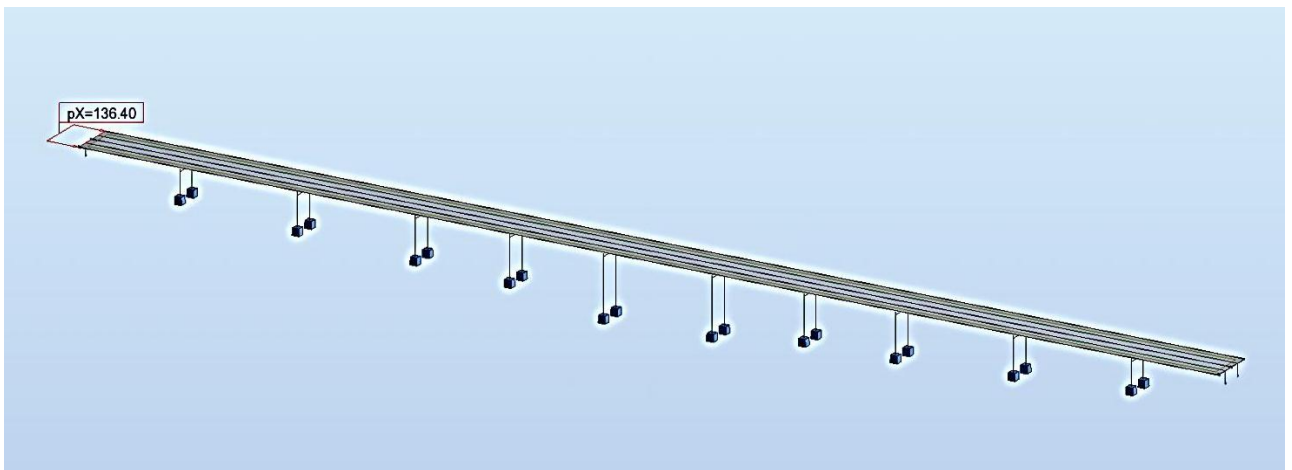


Figura 7.14- Aplicação da Frenagem NA

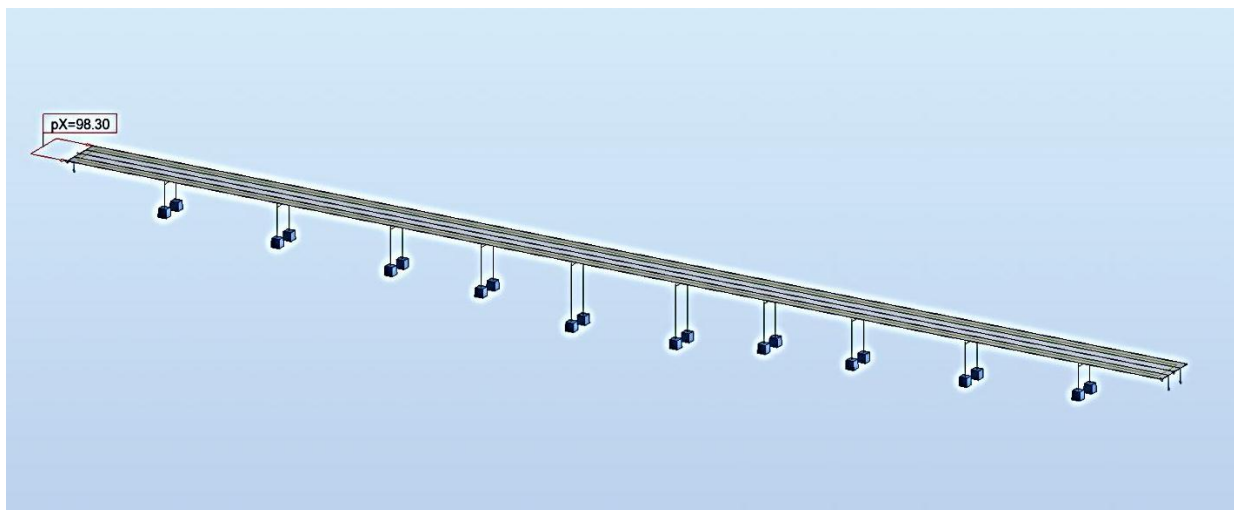


Figura 7.15- Aplicação da Frenagem NB

7.2.6 Assentamentos

Foram aplicados assentamentos de 10 mm nos encontros e nos apoios dos pilares, Figuras 7.16 e 7.17.

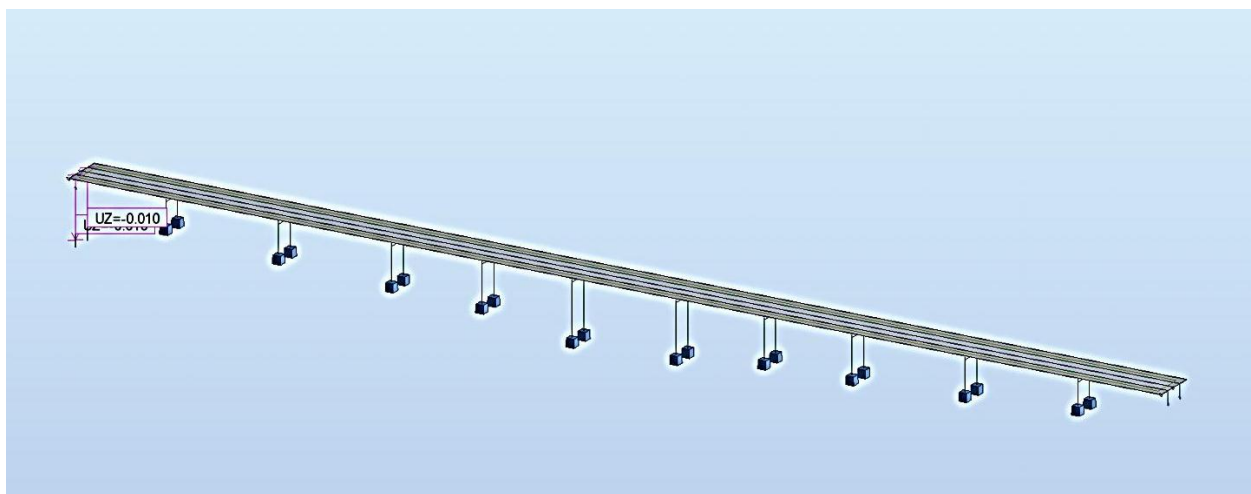


Figura 7.16- Assentamento de 10 mm no encontro E1

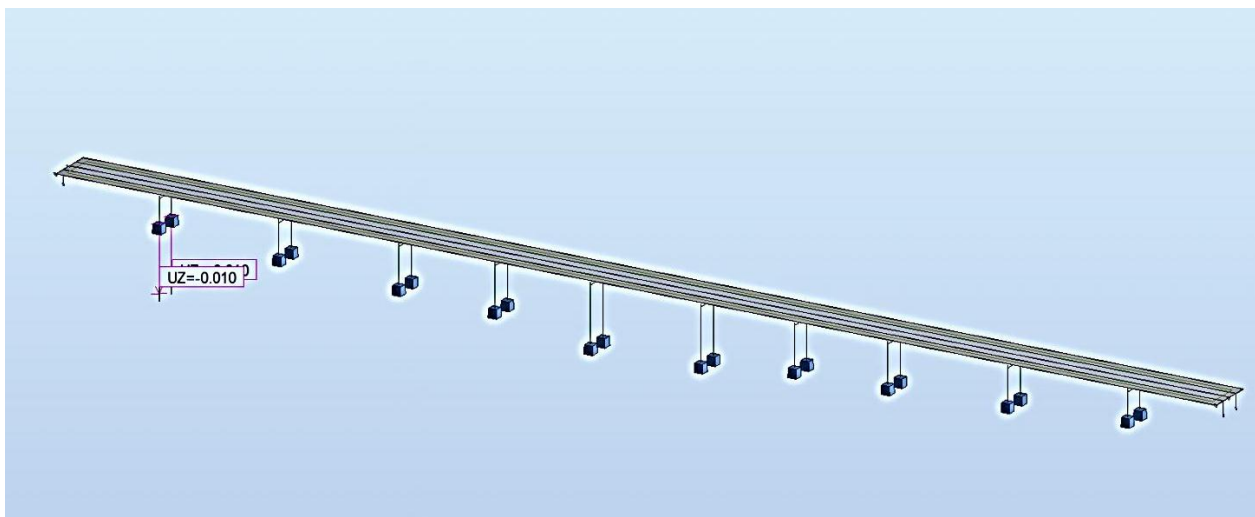


Figura 7.17- Assentamento de 10 mm no alinhamento P1

7.2.7 Temperatura

A temperatura uniforme foi aplicada a toda a estrutura como uma variação uniforme relativamente à temperatura positiva e negativa (Figuras 7.18 e 7.19).

Foi introduzida na estrutura a temperatura diferencial mais condicionante, a temperatura diferencial negativa, apenas no tabuleiro, dado que esta produz momentos negativos nos pontos de apoio do tabuleiro e momentos positivos a meio vão, agravando os efeitos das principais ações, a saber, peso próprio, restantes cargas permanentes e veículo tipo. (Figura 7.20).

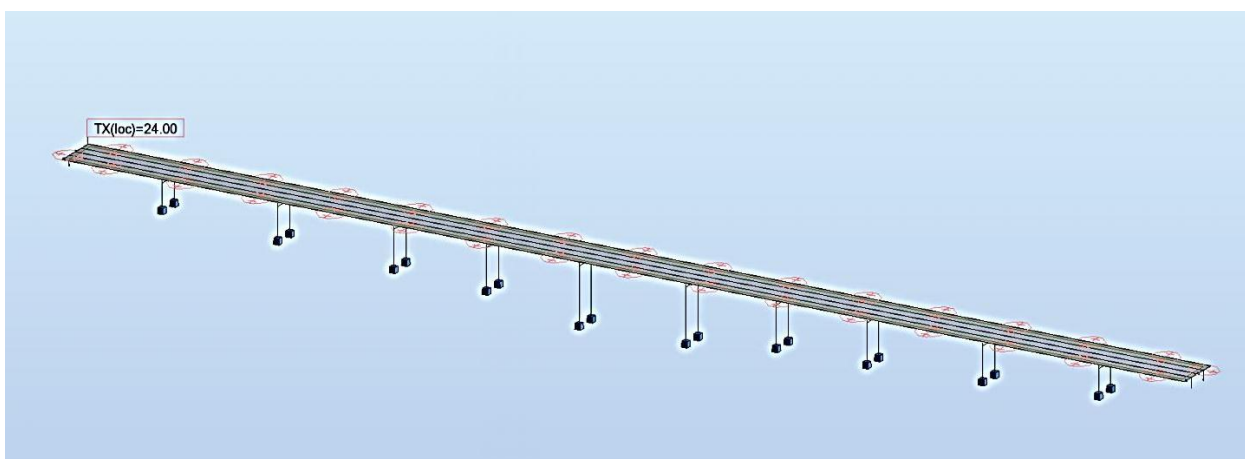


Figura 7.18- Variação uniforme da temperatura positiva

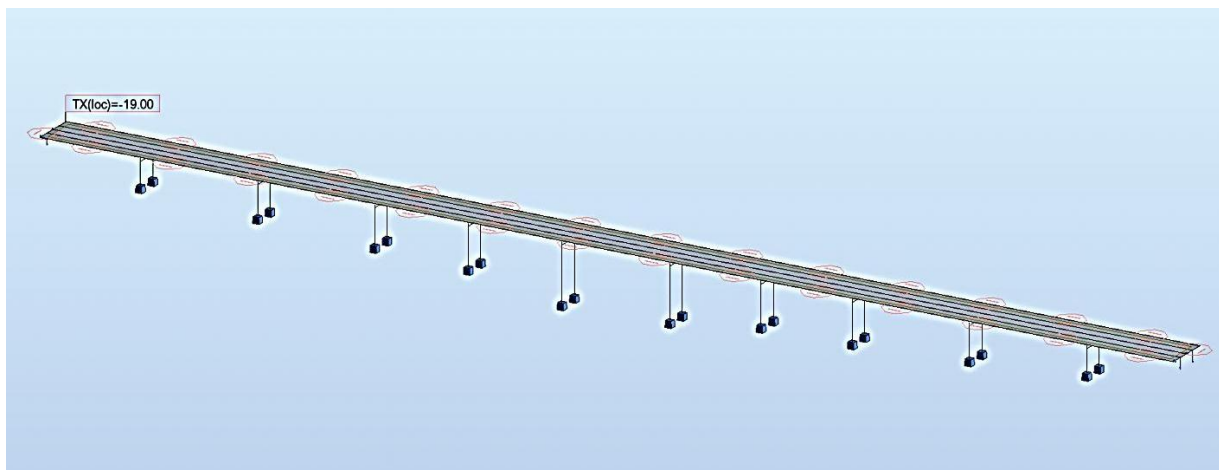


Figura 7.19- Variação uniforme da temperatura negativa

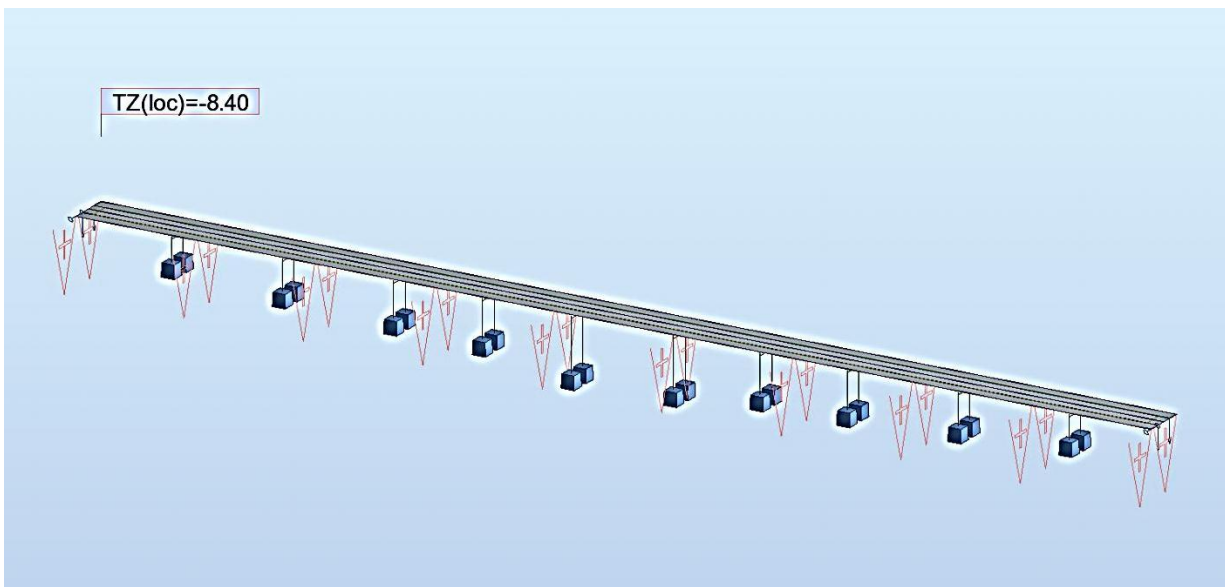
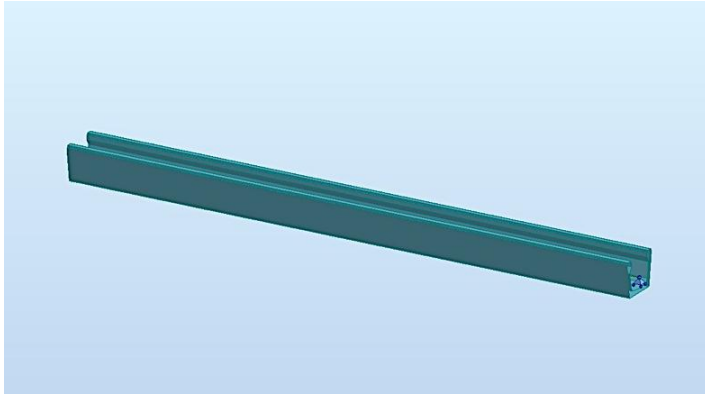


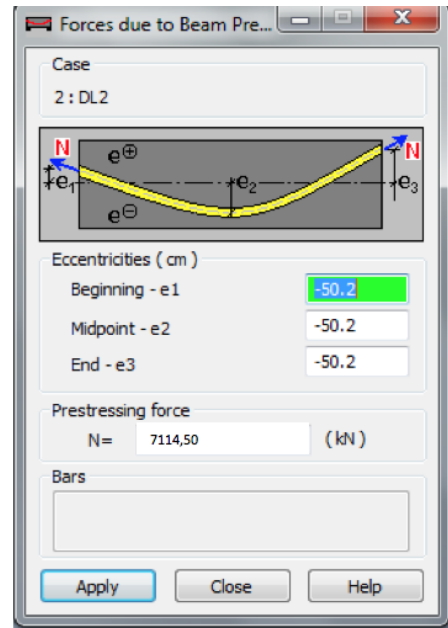
Figura 7.20- Temperatura diferencial no tabuleiro

7.2.8 Pré-esforço

A carga de pré-esforço foi introduzida no primeiro modelo simplificado como carga permanente, Figura 7.21.



a)



b)



c)

Figura 7.21- a) modelo simplificado da viga W10; b) Introdução dos dados da força de pré-esforço na viga; c) Aplicação da força de pré-esforço na viga

Em seguida foi criada uma combinação com a ação do peso próprio e do pré-esforço, verificou-se as tensões na secção, Figura 7.22 e, impôs-se a limitação de tensões prevista no EC2, a saber, que a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuam no momento da aplicação do pré-esforço deverá ser limitada a:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad (7.1)$$

Onde:

σ_c — Tensão de compressão no betão

f_{ck} — valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias.

A tensão de tração deve ser limitada a:

$$\sigma_t \leq f_{ctm} \tag{7.2}$$

Onde:

f_{ctm} — Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples.

Portanto, $\sigma_c \leq 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$ e $\sigma_t \leq 3,5 \text{ MPa}$.

Verificaram-se as seguintes tensões, Figura 7.22:

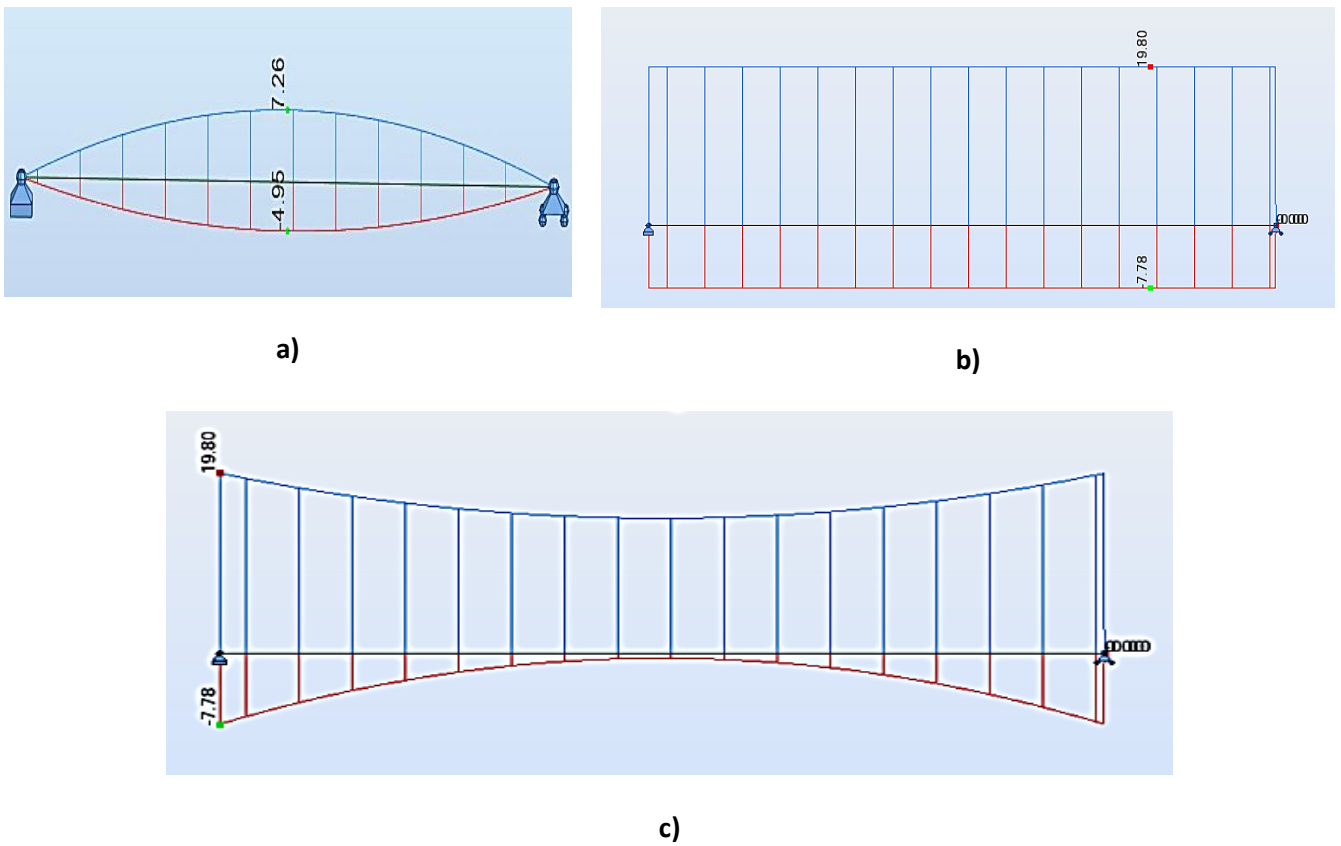


Figura 7.22- a) Diagrama de tensões na viga devido ao peso próprio; b) Diagrama de tensões na viga devido ao pré-esforço; c) Diagrama de tensões na viga devido a ação conjunta do peso próprio e do pré-esforço.

Verifica-se na Figura 7.22 c) que a tensão máxima de compressão 19,80 MPa é inferior 24 MPa, portanto, verifica a condição de limitação das tensões de compressão. A tensão de tração 7,78 MPa é superior a f_{ctm} . Isso pode ser corrigido embainhando os cordões até a distância em que se obtém tensões de tração iguais ou inferiores a f_{ctm} .

Para uma correta análise longitudinal aplicou-se também uma carga linear no modelo simplificado, correspondente a ação do peso da laje do tabuleiro na viga, Figura 7.23:

$$PP_{\text{tabuleiro}} = 0,25 \times 4,925 \times 25 = 30,78 \text{ kN/m}$$



Figura 7.23- Aplicação da carga relativa ao peso da laje do tabuleiro na viga

Em seguida, aplicou-se a força de pré-esforço a tempo infinito (admitindo 15% de perdas) no modelo longitudinal, Figura 7.24.

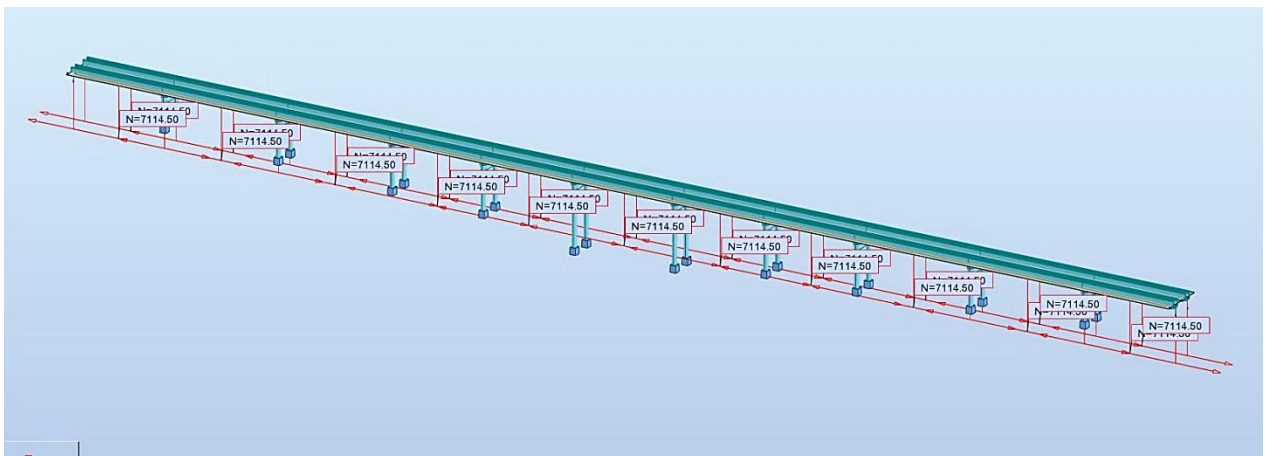


Figura 7.24- Aplicação da força de pré-esforço no modelo longitudinal

A avaliação da força de pré-esforço foi feita de forma iterativa. Assim após aplicação da força de pré-esforço a tempo infinito, verificou-se a descompressão para as combinações quase permanentes de acordo com o EC2, Figuras 7.25 e 7.26

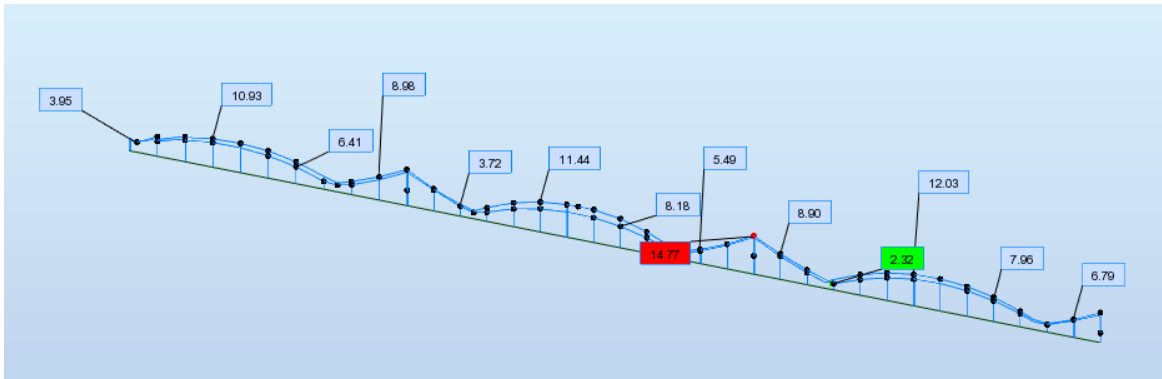


Figura 7.25- Tensões de compressão nas vigas mais esforçadas

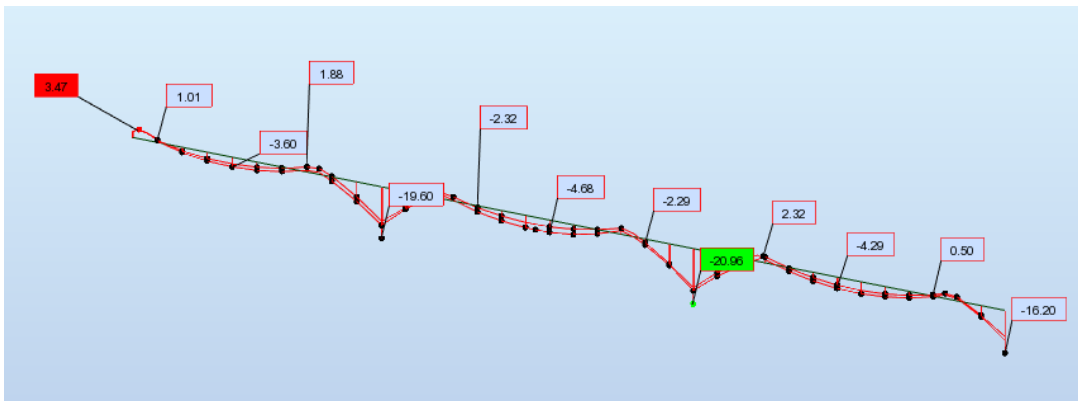


Figura 7.26- Tensões de tração nas vigas mais esforçadas

É possível verificar que as tensões de compressão são inferiores a 24 MPa. As tensões de tração a meio vão, porém, são superiores a f_{ctm} , portanto torna-se necessário aumentar o pré-esforço.

Após iterações verificou-se que são necessários 40 cordões de pré-esforço que conduzem a uma força de pré-esforço a tempo infinito de 7114,5 kN, que conduz às seguintes tensões (Figuras 7.27 e 7.28):

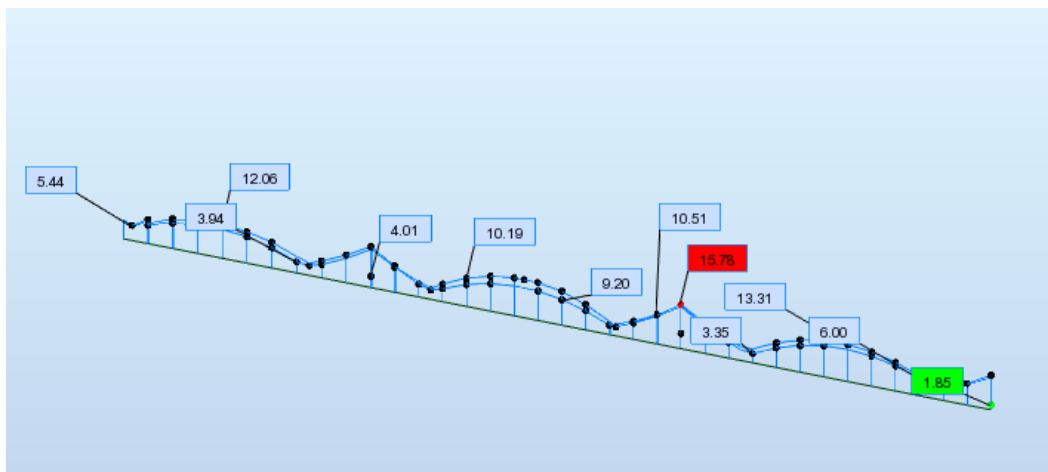


Figura 7.27- Tensões de compressão para a nova força de pré-esforço. (combinações quase-permanentes)

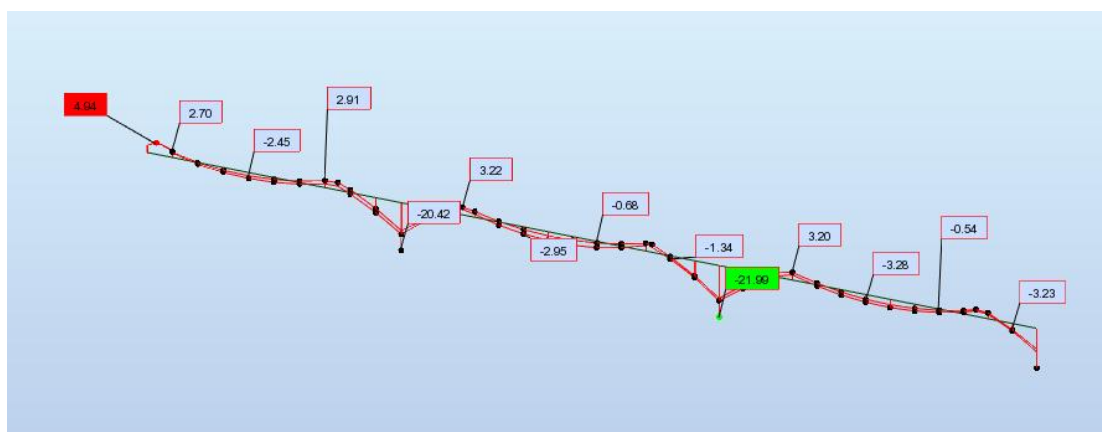


Figura 7.28- Tensões de tração para a nova força de pré-esforço. (combinações quase- permanentes)

Embora as figuras 7.25 a 7.28 não transmitam os valores mais realistas, devido ao fato de não levarem em conta o faseamento construtivo, elas serviram para auxiliar o processo iterativo do cálculo da força de pré-esforço. No entanto, somente após a análise longitudinal, será verificado o valor da força de pré-esforço.

Em seguida, foi aplicada no modelo simplificado a força de pré-esforço inicial (sem perdas) e foram efetuadas as verificações das tensões para o caso de carga que representa o momento de aplicação do pré-esforço (peso próprio e pré-esforço) (Figura 7.29):

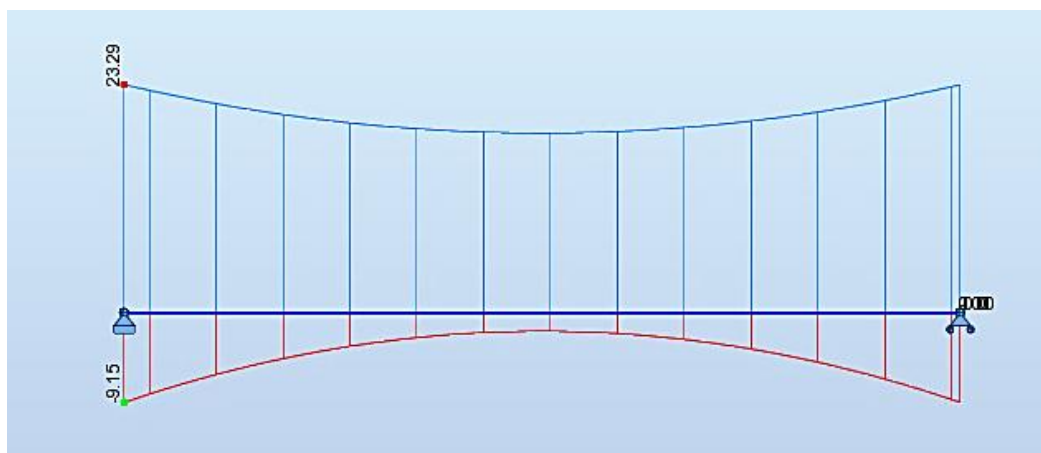


Figura 7.29- Diagrama de tensões no momento da aplicação do pré-esforço

Conclui-se que a secção da viga verifica o estado de tensões no momento de aplicação do pré-esforço.

7.2.9 Resumo das Ações Introduzidas no Modelo

Em seguida é apresentado o Quadro de resumo das ações introduzidas no modelo.

Foram criados casos de carga para as posições dos veículos (carga de faca e NB36) que conduzem aos maiores esforços sobre a viga. Esses casos receberam a designação de “Moving”, seguida do caso de carga e da posição do veículo correspondente.

Ações		Caso de Carga	
Peso Próprio		1	
Restantes cargas permanentes (kN/m)			
Peso do Betuminoso (10 cm)	2,4	2	
Peso da Guarda com luminária	4,7425		
Sobrecargas de tráfego (kN/m)			
Carga de Faca	49,1	3	
Moving 3/33	Momentos máximos		
Moving 3/25	Corte máximo		
Veículo NB36	90 kN/ roda	4	
Moving 4/32	Momentos máximos		
Moving 4/28	Corte máximo		
Carga distribuída tramos ímpares	6	5	
Carga distribuída tramos pares	6	6	
Força de Frenagem (kN/m)			
FNA	136,4	7	
FNB	98,3	9	
Força do Vento (kN/m)		11	
Tabuleiro	4,2		
Pilares	0,441		
Temperatura (°C)			
Uniforme	Positiva	24	12
	Negativa	-19	13
Diferencial	Tabuleiro	-8,4	14
Assentamentos (mm)			
Apoio 1	10	15	
Apoio 2	10	16	
Apoio 3	10	17	
Apoio 4	10	18	
Apoio 5	10	19	
Apoio 6	10	20	
Pré-esforço (kN)			
Pré-esforço vigas	7114.5	8	

Quadro 7.1- Quadro resumo das ações introduzidas no modelo

7.3 INTRODUÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES NO MODELO

Para as combinações de ações, foram criadas combinações manuais no programa, para os estados limites últimos (ULS) e estados limites de utilização (SLS).

Em seguida, apresenta-se o Quadro resumo das combinações consideradas.

Combinações	Nome	Tipo	Definição
28 (C)	COMB1	ULS	$(12+13+14)*1.00$
29 (C)	COMB2	ULS	$(15+16+17+18+19+20)*1.00$
34 (C)	COMB3	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+30+6+7)*1.50+(11+28)*0.90$
35 (C)	COMB4	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+30+5+7)*1.50+(11+28)*0.90$
36 (C)	COMB5	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+32+9)*1.50+(11+28)*0.90$
37 (C)	COMB6	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+31+6+7)*1.50+(11+28)*0.90$
38 (C)	COMB7	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+31+7+7)*1.50+(11+28)*0.90$
39 (C)	COMB8	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+33+9)*1.50+(11+28)*0.90$
40 (C)	COMB9	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(30+6+7+28)*0.90$
41 (C)	COMB10	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(30+5+7+28)*0.90$
42 (C)	COMB11	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(31+6+7+28)*0.90$
43 (C)	COMB12	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(31+5+7+28)*0.90$
44 (C)	COMB13	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(9+28+32)*0.90$
45 (C)	COMB14	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+11)*1.50+(9+28+33)*0.90$
46 (C)	COMB15	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+30+6+7)*0.90$
47 (C)	COMB16	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+30+5+7)*0.90$
48 (C)	COMB17	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+31+6+7)*0.90$
49 (C)	COMB18	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+31+5+7)*0.90$
50 (C)	COMB19	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+9+32)*0.90$
51 (C)	COMB20	ULS	$(1+29)*1.35+8*1.00+(2+28)*1.50+(11+9+33)*0.90$
54 (C)	COMB23	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(31+6+7)*0.20+28*0.30$
55 (C)	COMB24	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(31+5+7)*0.20+28*0.30$
56 (C)	COMB25	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(32+9)*0.20+28*0.30$
57 (C)	COMB26	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(33+9)*0.20+28*0.30$
58 (C)	COMB27	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(30+6+7)*0.40+28*0.30$
59 (C)	COMB28	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(30+5+7)*0.40+28*0.30$
60 (C)	COMB29	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(31+6+7)*0.40+28*0.30$
61 (C)	COMB30	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(31+5+7)*0.40+28*0.30$
62 (C)	COMB31	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(32+9)*0.40+28*0.30$
63 (C)	COMB32	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(33+9)*0.40+28*0.30$
64 (C)	COMB33	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+30+6+7)*0.20+28*0.30$
65 (C)	COMB34	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+30+5+7)*0.20+28*0.30$
66 (C)	COMB35	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+31+6+7)*0.20+28*0.30$
67 (C)	COMB36	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+31+5+7)*0.20+28*0.30$
68 (C)	COMB37	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+32+9)*0.20+28*0.30$
69 (C)	COMB38	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+(11+33+9)*0.20+28*0.30$
70 (C)	COMB39	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(30+6+7)*0.20$
71 (C)	COMB40	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(30+5+7)*0.20$
72 (C)	COMB41	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(31+6+7)*0.20$
73 (C)	COMB42	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(31+5+7)*0.20$

52 (C)	COMB21	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(30+6+7)*0.20+28*0.30$	74 (C)	COMB43	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(32+9)*0.20$
53 (C)	COMB22	SLS- QP	$(1+8+2+29)*1.00+(30+5+7)*0.20+28*0.30$	75 (C)	COMB44	SLS- FR	$(1+8+2+29)*1.00+28*0.50+(33+9)*0.20$
76 (C)	COMB45	SLS- CR	$(1+2+8+29+30+7+6)*1.00+(11+28)*0.60$				
77 (C)	COMB46	SLS- CR	$(1+2+8+29+30+7+5)*1.00+(11+28)*0.60$				
78 (C)	COMB47	SLS- CR	$(1+2+8+29+31+7+6)*1.00+(11+28)*0.60$				
79 (C)	COMB48	SLS- CR	$(1+2+8+29+31+7+5)*1.00+(11+28)*0.60$				
80 (C)	COMB49	SLS- CR	$(1+2+8+29+32+9)*1.00+(11+28)*0.60$				
81 (C)	COMB50	SLS- CR	$(1+2+8+29+33+9)*1.00+(11+28)*0.60$				
82 (C)	COMB51	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(30+7+6+28)*0.60$				
83 (C)	COMB52	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(30+7+5+28)*0.60$				
84 (C)	COMB53	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(31+7+6+28)*0.60$				
85 (C)	COMB54	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(31+7+5+28)*0.60$				
86 (C)	COMB55	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(32+9+28)*0.60$				
87 (C)	COMB56	SLS- CR	$(1+2+8+29+11)*1.00+(33+9+28)*0.60$				
88 (C)	COMB57	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(30+7+6+11)*0.60$				
89 (C)	COMB58	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(30+7+5+11)*0.60$				
90 (C)	COMB59	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(31+7+6+11)*0.60$				
91 (C)	COMB60	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(31+7+5+11)*0.60$				
92 (C)	COMB61	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(32+9+11)*0.60$				
93 (C)	COMB62	SLS- CR	$(1+2+8+29+28)*1.00+(33+9+11)*0.60$				

Quadro 7.2- Resumo das combinações introduzidas no modelo

7.4 ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

Inicialmente foi feita uma análise transversal do tabuleiro para o dimensionamento da laje do tabuleiro. Foram retirados os esforços do modelo longitudinal. As Figuras 7.30 e 7.31 apresentam os esforços máximos retirados do modelo para a envolvente das combinações em ELU e quase-permanentes.

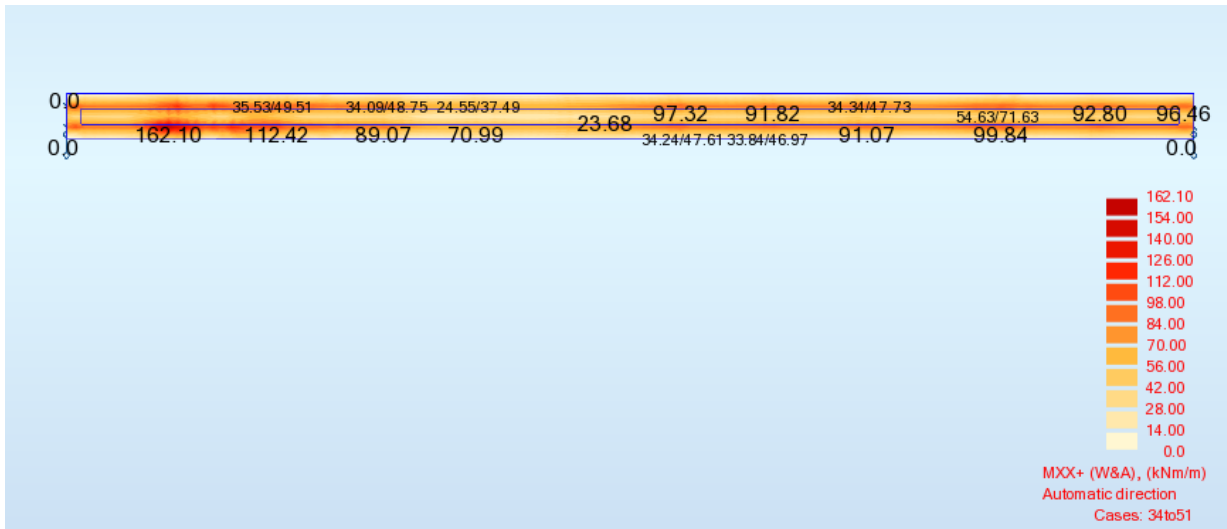


Figura 7.30- Momentos negativos em X para a laje do tabuleiro para os ELU

Com os momentos obtidos no programa, foi calculada a armadura transversal superior em X de acordo com as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} \tag{7.3}$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} \tag{7.4}$$

$$A_{smin} \geq \begin{cases} 0,26 \times f_{ctm} \times b_w \times d \\ 0,0013 \times b_w \times d \end{cases} \tag{7.5}$$

O Quadro 7.3 apresenta os resultados do cálculo da armadura de flexão da laje para o eixo X.

Superior		
Armadura XX (longitudinal)		
Msd =	140	kN.m/m
b =	1,00	m
h =	0,25	m
d =	0,21	m
Aço	A500	
Betão	c30/37	
fyk =	500	MPa
fsyd =	435	MPa
fcd =	20	MPa
fctm =	2,9	MPa
μ =	0,159	
ω =	0,177	
As =	17,14	cm ² /m
Solução: Φ 20 // 0,175 cm²/m		
17,95 cm²/m		
As,mín >=	3.82	cm ² /m
As,máx =	100.00	cm ² /m
S_{máx,slabs}=	0,25 m	

Quadro 7.3- Cálculo da armadura de flexão da laje em X

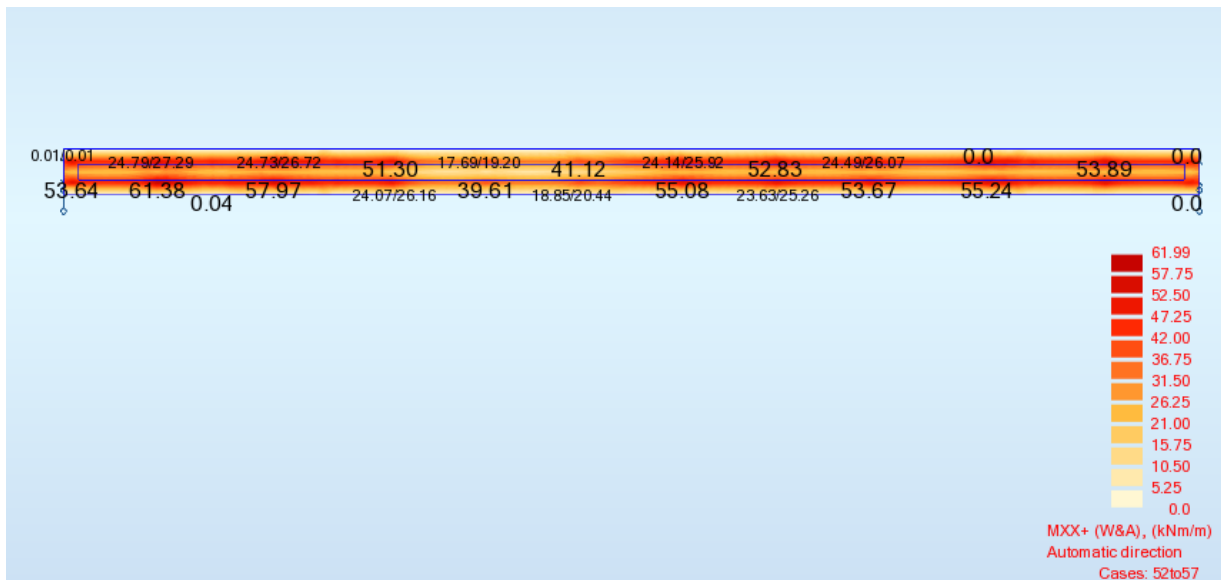


Figura 7.31- Momentos negativos em X para a laje do tabuleiro para as combinações quase-permanentes

Em seguida, foi feita a verificação da segurança à fendilhação de acordo com o EC2.

Armadura em X	M_s	A_s	r	x	C_s	σ_s	σ_{sr}	$0,6s_s/E_s$
$\Phi 20 // 0,15$	(kN.m/m)	(cm ² /m)	(%)			(MPa)	(MPa)	
	62.0	20.93	0.997	0.358	113.90	160.1	78.0	0.000480

expressão 7.9 EC2	$e_{sm}-e_{cm}$	$h_{c,ef}$			$A_{c,eff}$	r_r	s_{rm}	$w_k(EC2)$	OBS
		(cm)			(cm ²)		(mm)	(mm)	
0.000604	0.000604	10	5.8	12.5	583	0.03591	230.67	0.14	<0.2 Verifica

Quadro 7.4- Verificação da segurança a Fendilhação

Portanto, conclui-se que os 25 cm de espessura da laje são suficientes para verificar a fendilhação.

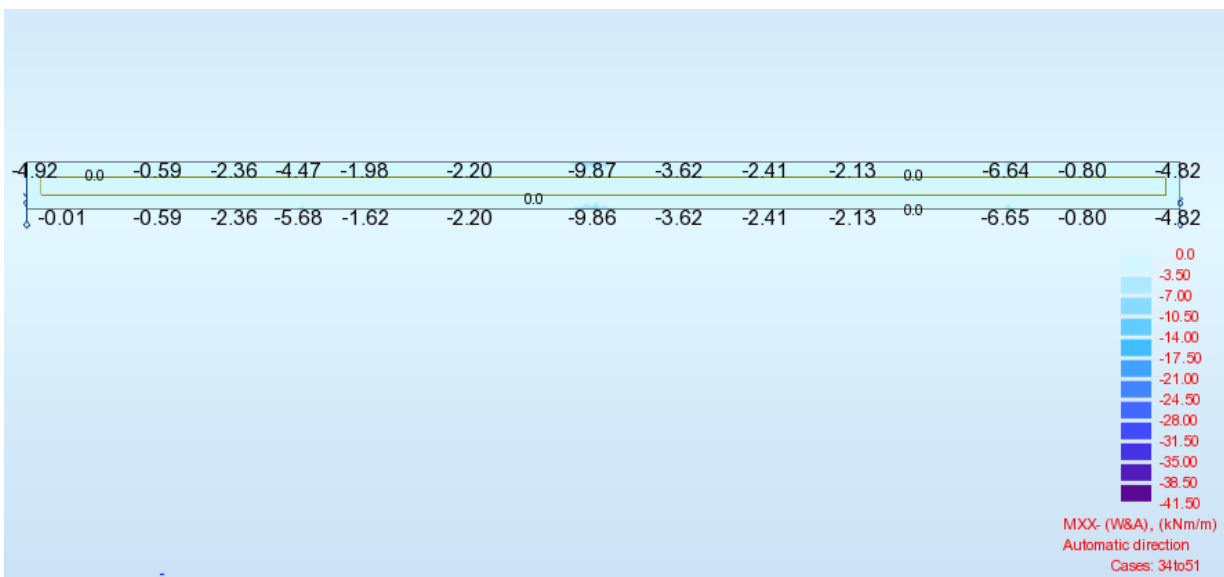


Figura 7.32- Momentos positivos em X para a laje do tabuleiro para as combinações em ELU

Dado que os momentos positivos (Figura 7.32) na laje do tabuleiro apresentam valores muito baixos, será colocada a armadura mínima. Verificou-se que para o “pico” dos momentos positivos na zona do apoio, a armadura mínima é suficiente.

Solução de armadura: $\Phi 12 // 0,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($A_{s,eff} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$)

7.5 ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO

7.5.1 Cálculo dos Esforços Máximos

No momento de aplicação da força de pré-esforço a viga funciona como simplesmente apoiada. Dado que o robot não permite efetuar esse faseamento, quando se aplica a força de pré-esforço no modelo longitudinal, a viga já apresenta uma situação de continuidade. Isto provoca momentos que não são reais na fase de aplicação do pré-esforço. Por esta razão optou-se por combinar os esforços do modelo simplificado, que simboliza o momento de aplicação do pré-esforço, com os do modelo longitudinal que representa o viaduto a tempo infinito. A carga linear aplicada no modelo simplificado (ver ponto 7.2.8, equivale ao peso da laje numa fase construtiva em que esta ainda não trabalha como elemento resistente.

Com base nos modelos longitudinal e simplificado, explicados no ponto 6.1.2 e 7.1-7.3, foi feita uma análise longitudinal do tabuleiro para a quantificação dos esforços máximos na estrutura.

Primeiramente, analisou-se a viga de 25 metros (Figura 7.33) e retiraram-se esforços dos modelos:

- Do modelo simplificado— esforços relativos ao peso próprio da viga, peso da laje do tabuleiro, pré-esforço.
- Do modelo completo— esforços relativos às restantes cargas permanentes, assentamentos e às demais cargas variáveis.

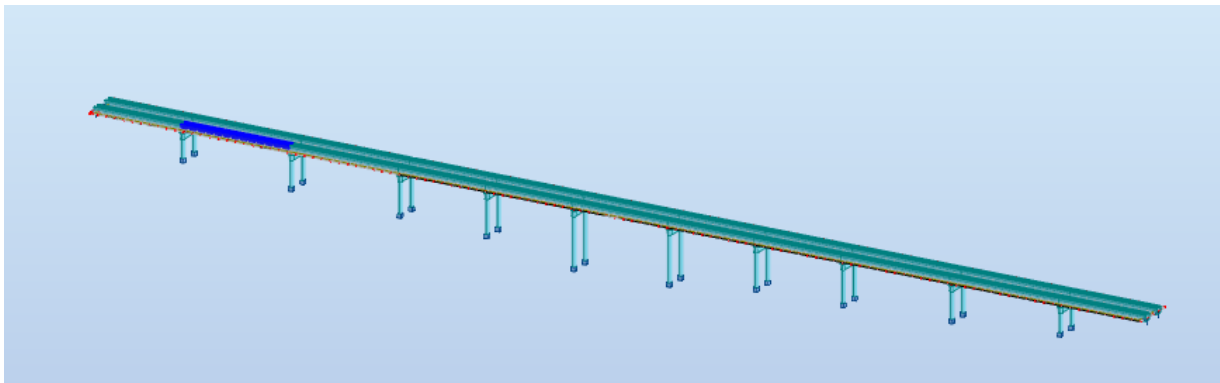


Figura 7.33-Viga em estudo, V2

Os resultados obtidos foram introduzidos numa folha de Excel, onde foram feitas combinações manuais dos esforços retirados dos dois modelos. Este método foi utilizado com vista a ter em conta a evolução do comportamento estático do tabuleiro (ponto 6.1.2).

Os Quadros 7.5 a 7.7 apresentam os esforços retirados do programa e a combinação dos mesmos em Excel.

Divisões		Modelo Simplificado		
		PPviga	PPlaje	Pré-esforço
1		0	0	-3571.48
2		252.56	384.10	-3571.48
3		483.16	734.80	-3571.48
4		691.80	1052.09	-3571.48
5		878.48	1335.99	-3571.48
6		1043.20	1586.49	-3571.48
7		1185.95	1803.59	-3571.48
8		1306.74	1987.29	-3571.48
9		1405.57	2137.59	-3571.48
10		1482.44	2254.49	-3571.48
11	Momentos (kNm)	1537.34	2337.99	-3571.48
12		1570.28	2388.09	-3571.48
13		1581.27	2404.79	-3571.48
14		1570.28	2388.09	-3571.48
15		1537.34	2337.99	-3571.48
16		1482.44	2254.49	-3571.48
17		1405.57	2137.59	-3571.48
18		1306.74	1987.29	-3571.48
19		1185.95	1803.59	-3571.48
20		1043.20	1586.49	-3571.48
21		878.48	1335.99	-3571.48
22		691.80	1052.09	-3571.48
23		483.16	734.80	-3571.48
24		252.56	384.10	-3571.48
25		0	0	0

Quadro 7.5- Momentos da viga de 25 metros (modelo simplificado)

Divisões	Momentos (kNm)	Modelo Longitudinal							
		RCP (2)	Faca NA (posição33)	NB36 (posição 32)	Carga Distribuída		Vento	Envolvente da temperatura	Envolvente dos assentamentos
					Tramos Pares	Tramos Ímpares			
1		-802.33	-449.03	-2354.28	-993.49	-406.41	0.06	-16.44	1.41
2		-611.17	-330.86	-1614.65	-648.17	-418.16	0.06	-15.55	1.14
3		-425.87	-212.88	-877.83	-311.33	-431.22	0.05	-14.67	0.87
4		-269.13	-95.31	-158.43	-21.14	-447.62	0.04	-13.81	0.59
5		-122.35	22.36	553.11	251.84	-463.85	0.04	-12.94	0.32
6		2.23	140.36	1237.57	485.23	-479.31	0.03	-12.08	0.05
7		112.25	259.01	1802.96	693.28	-494.56	0.03	-11.22	-0.22
8		204.7	378.52	2220.45	870.26	-509.41	0.03	-10.35	-0.49
9		277.91	499.33	2464.84	1013.78	-524.16	0.02	-9.48	-0.76
10		338.13	620.83	2600.17	1134.54	-538.78	0.02	-8.62	-1.03
11		374.45	728.79	2693.03	1213.67	-553.33	0.02	-7.75	-1.3
12		402.4	829.39	2776.87	1278.27	-567.85	0.02	-6.88	-1.57
13		401.8	801.59	2853.4	1293.05	-582.28	0.02	-6.01	-1.85
14		396.56	753.23	2917.72	1299.63	-596.69	0.01	-5.15	-2.12
15		359.95	649.76	2775.24	1251.93	-611.04	0.01	-4.28	-2.39
16		317.79	545.37	2571.96	1194.16	-625.33	0.01	-3.41	-2.66
17		248.92	437.44	2148.08	1090.31	-639.56	0.01	-2.54	-2.93
18		169.87	330.09	1687.52	968.14	-653.63	0.01	-1.67	-3.2
19		68.78	223.62	1169.26	808.05	-667.57	0.01	-0.81	-3.47
20		-47.06	117.56	646.79	621.26	-681.04	0.01	0.06	-3.74
21		-180.29	11.85	119.7	404.61	-694.23	0.01	0.93	-4.01
22		-333.1	-93.65	-408.71	152.59	-706.91	0.01	1.8	-4.28
23		-498.92	-199.11	-942.34	-121.14	-719.91	0.01	2.66	-4.55
24		-690.63	-305.01	-1483.08	-436.23	-737.21	0.01	3.54	-4.83
25		-890.2	-411.13	-2030.23	-762.17	-755.9	0.02	4.41	-5.11

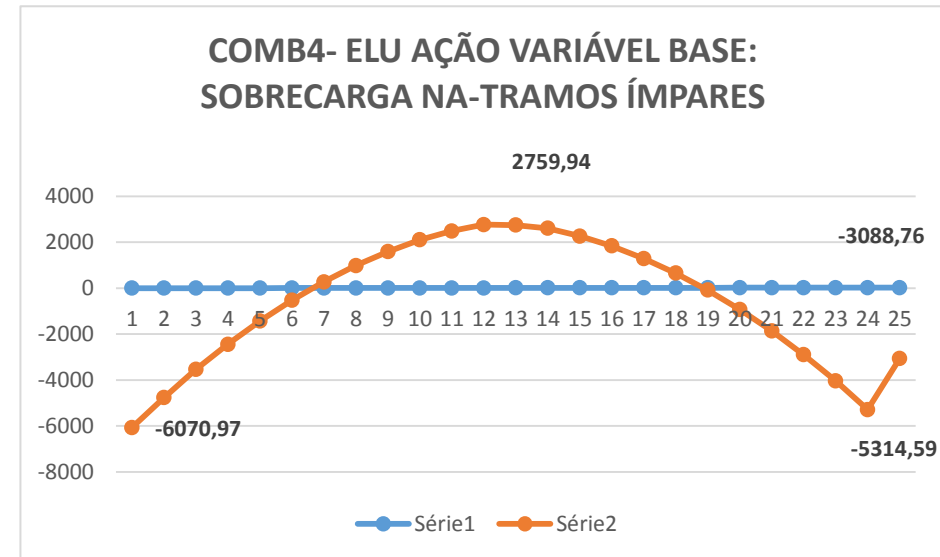
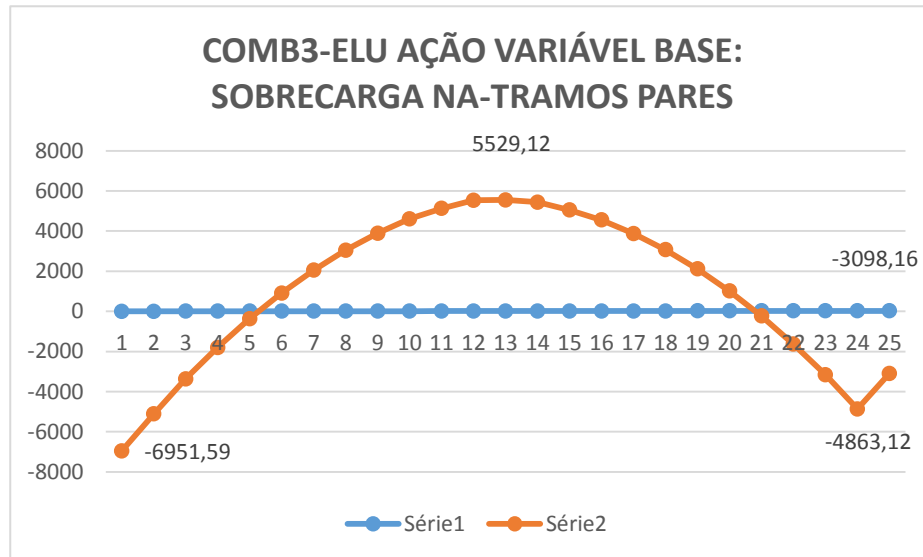
Quadro 7.6- Momentos da viga de 25 metros (modelo longitudinal)

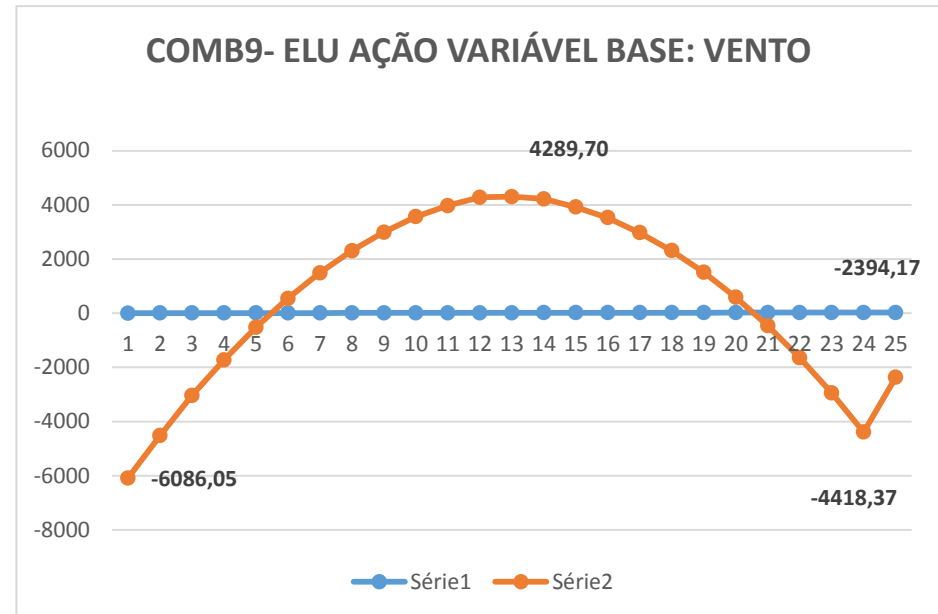
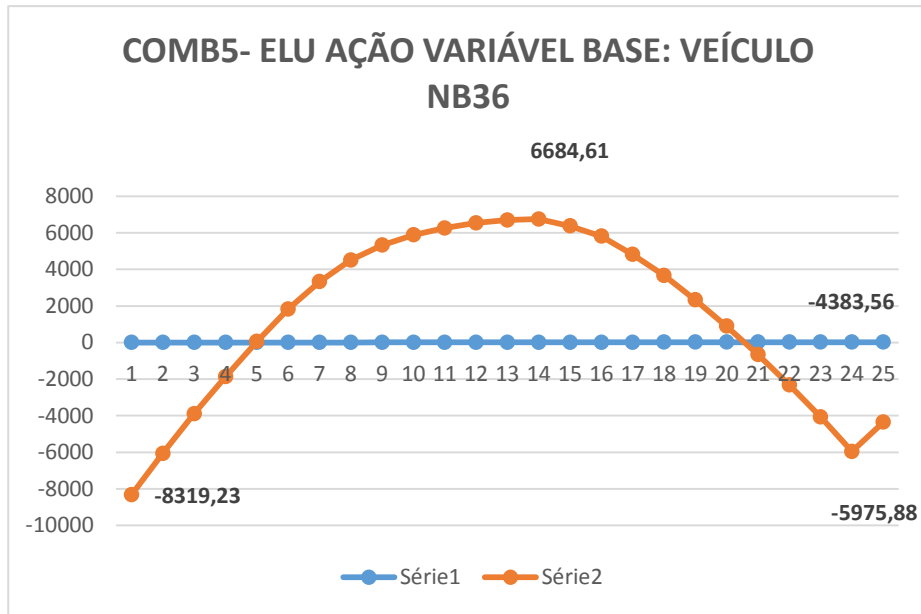
Combinações	ULS								
Ação base	Sobrecarga			Vento			Temperatura		
Divisões	COMB3	COMB4	COMB5	COMB9	COMB10	COMB13	COMB15	COMB16	COMB19
1	1921.8795	1407.6945	2507.1945	1607.7855	1299.2745	1958.9745	1608.3015	1299.7905	1959.4905
2	1850.127	1335.942	2435.442	1536.033	1227.522	1887.222	1536.549	1228.038	1887.738
3	1609.155	1167.675	1864.17	1342.923	1078.035	1495.932	1343.427	1078.539	1496.436
4	1537.389	1095.909	1792.404	1271.157	1006.269	1424.166	1271.661	1006.773	1424.67
5	1105.089	746.724	1243.089	964.569	749.55	1047.369	965.067	750.048	1047.867
6	1033.3365	674.9715	1171.3365	892.8165	677.7975	975.6165	893.3145	678.2955	976.1145
7	776.364	500.124	983.844	691.422	525.678	815.91	691.92	526.176	816.408
8	704.625	428.385	912.105	619.683	453.939	744.171	620.181	454.437	744.669
9	504.5775	309.6225	768.4425	452.3895	335.4165	610.7085	452.8875	335.9145	611.2065
10	432.825	237.87	696.69	380.637	263.664	538.956	381.135	264.162	539.454
11	236.106	122.181	233.301	215.322	146.967	213.639	215.82	147.465	214.137
12	164.34	50.415	161.535	143.556	75.201	141.873	144.054	75.699	142.371
13	-33.924	-66.879	-361.629	-22.692	-42.465	-219.315	-22.194	-41.967	-218.817
14	-232.743	-184.743	-585.138	-189.273	-160.473	-400.71	-188.775	-159.975	-400.212
15	-304.509	-256.509	-656.904	-261.039	-232.239	-472.476	-260.541	-231.741	-471.978
16	-503.493	-374.448	-770.733	-427.707	-350.28	-588.051	-427.209	-349.782	-587.553
17	-575.2455	-446.2005	-842.4855	-499.4595	-422.0325	-659.8035	-498.9615	-421.5345	-659.3055
18	-774.303	-563.853	-950.403	-666.153	-539.883	-771.813	-665.655	-539.385	-771.315
19	-846.042	-635.592	-1022.142	-737.892	-611.622	-843.552	-737.394	-611.124	-843.054
20	-1045.5045	-752.5245	-1138.3695	-904.7805	-728.9925	-960.4995	-904.2825	-728.4945	-960.0015
21	-1117.257	-824.277	-1210.122	-976.533	-800.745	-1032.252	-976.035	-800.247	-1031.754

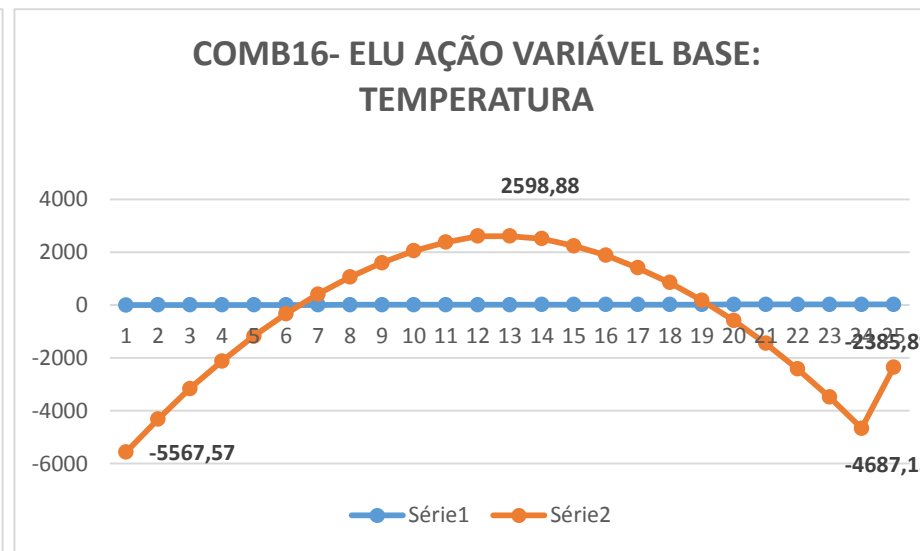
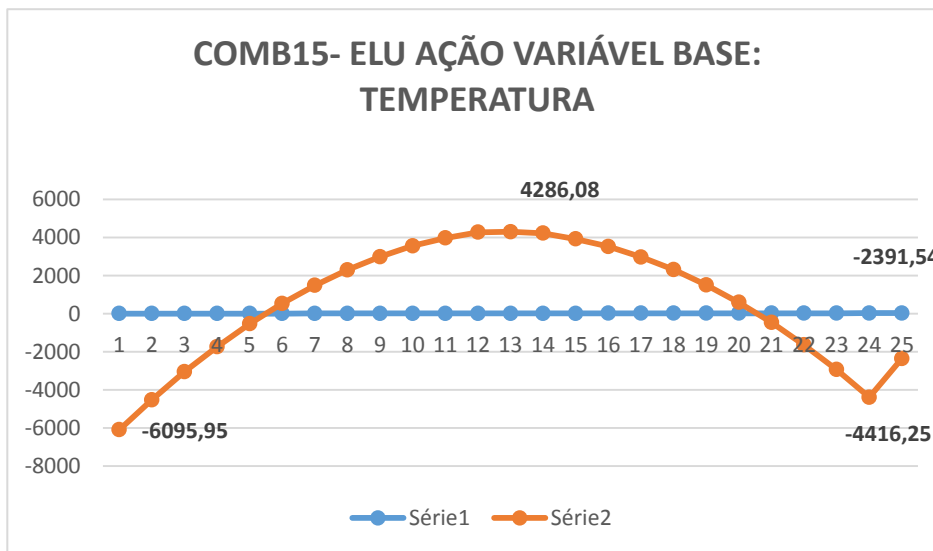
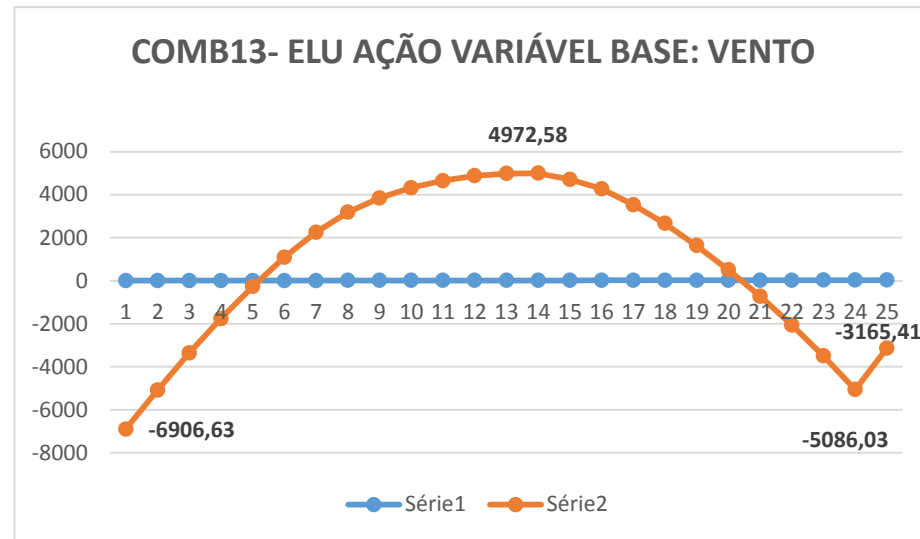
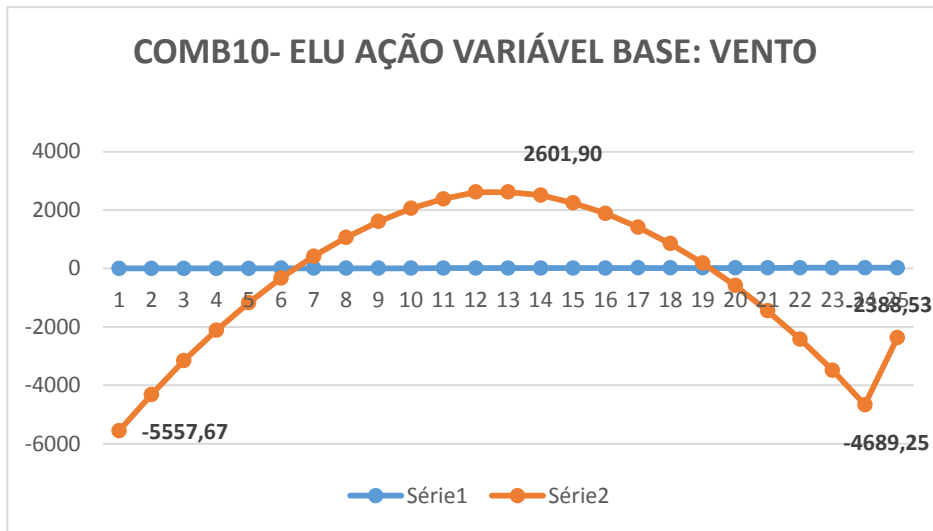
22	-1318.056	-942.606	-1336.596	-1144.482	-919.212	-1155.606	-1143.984	-918.714	-1155.108
----	-----------	----------	-----------	-----------	----------	-----------	-----------	----------	-----------

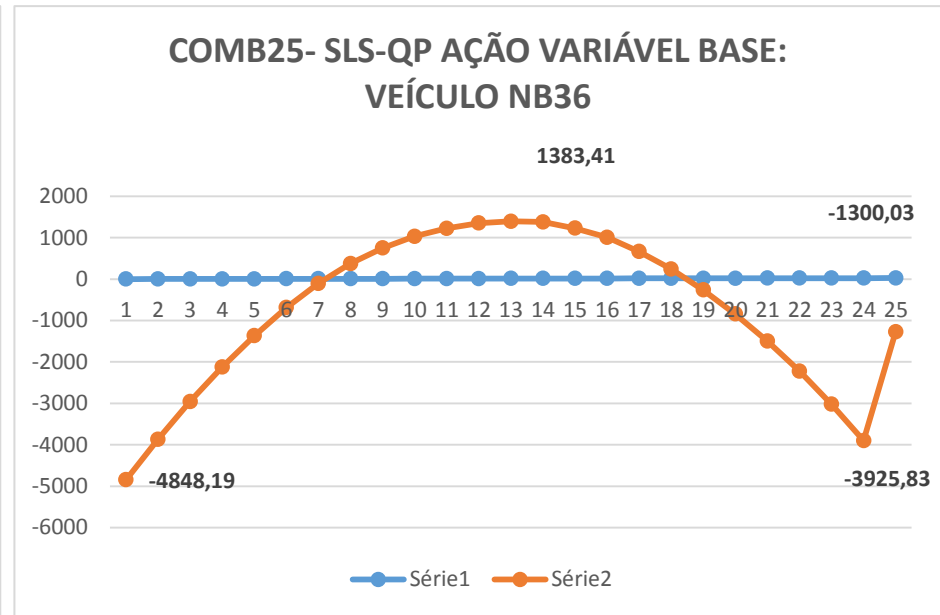
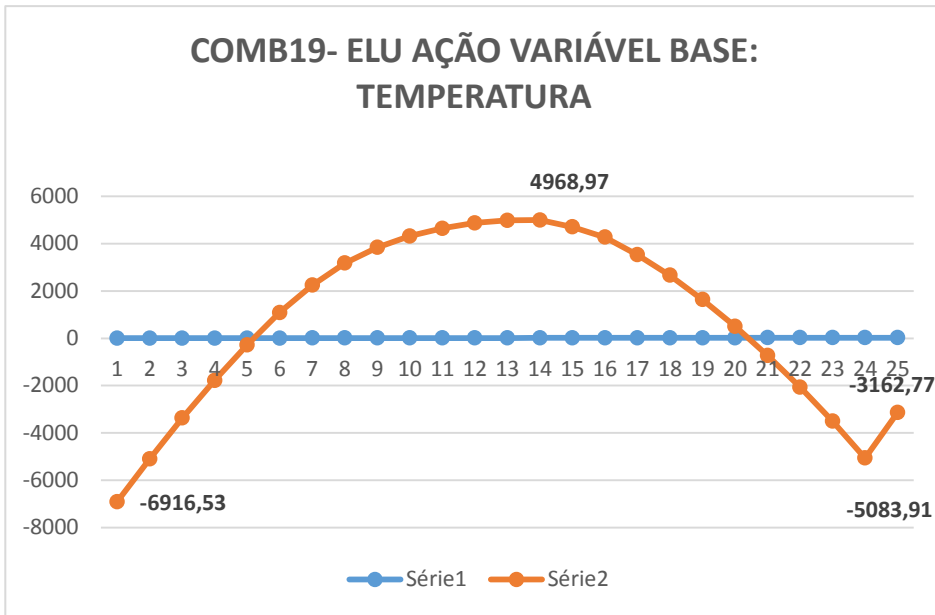
Quadro 7.7- Esforços transversos máximos para as combinações em ELU

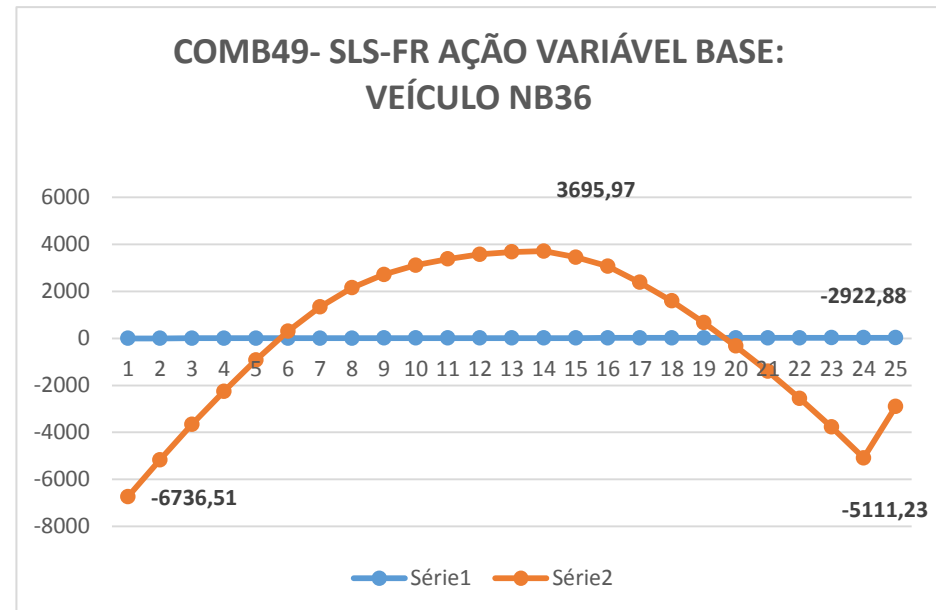
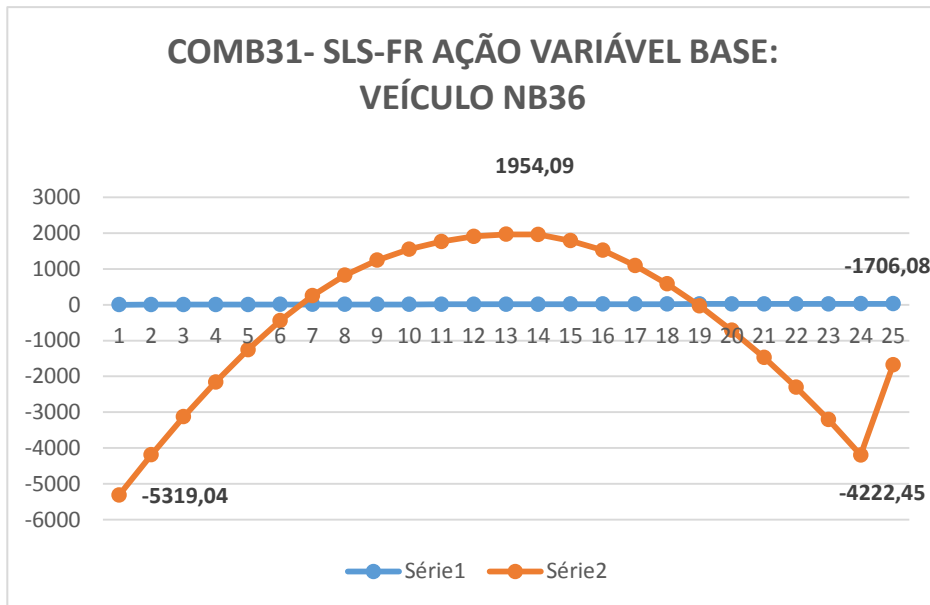
Para as combinações em Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, obtiveram-se os momentos máximos representados nos seguintes gráficos:











7.5.2 Verificação do estado de tensão

Em seguida foram verificadas as tensões para as cargas permanentes e para os estados limites de utilização, representadas em gráficos. Para a melhor perceção dos pontos em que as tenções não verificam, optou-se pela utilização de gráficos em barra.

O cálculo das tensões foi feito manualmente com recurso ao Excel, de acordo com o seguinte:

- A tensão da secção devido ao peso próprio da viga foi calculada utilizando as seguintes fórmulas:

$$\sigma_i = -\frac{P_\infty}{A} + \frac{M_{PP}}{I} v_i - \frac{P_\infty e}{I} v_i \quad (7.6)$$

$$\sigma_s = -\frac{P_\infty}{A} + \frac{M_{PP}}{I} - v_s - \frac{P_\infty e}{I} - v_s \quad (7.7)$$

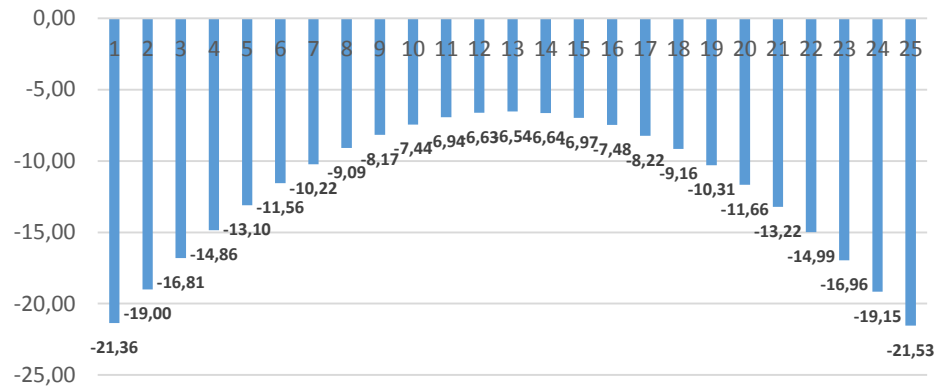
Onde, a inércia, a área, a posição do centro de gravidade e a excentricidades foram calculadas de acordo com as características da viga, simbolizando o momento de aplicação do pré-esforço;

- O acréscimo de tensão devido ao peso da laje numa fase em que ainda não há continuidade foi calculado a partir da parcela $\frac{M_{Plaje}}{I} v_i$, em que a inércia mobilizada continua a ser apenas a da viga;
- Para as tensões relativas às demais forças atuantes a tempo infinito, foram adicionados os acréscimos de tensão relativos aos momentos resultantes da atuação de cada uma, tendo em conta a inércia e a posição do centro de gravidade do conjunto viga+laje.

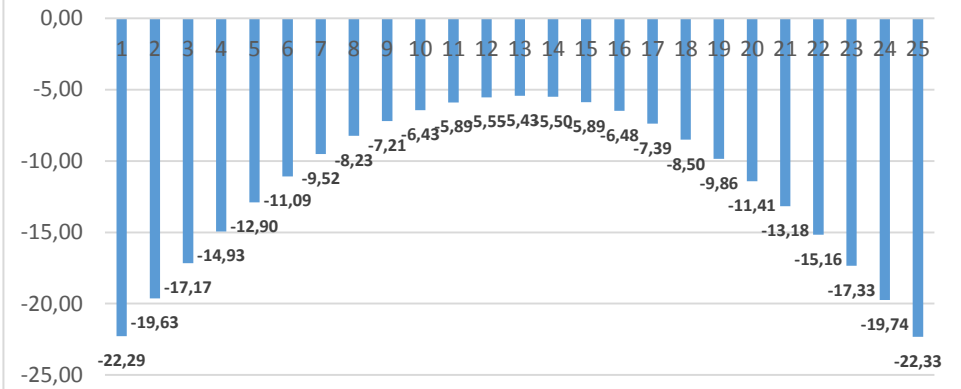
Em seguida foram feitas combinações de tensões para estados limites de utilização e para ações permanentes.

Em seguida apresenta-se o gráfico das tensões na fibra inferior:

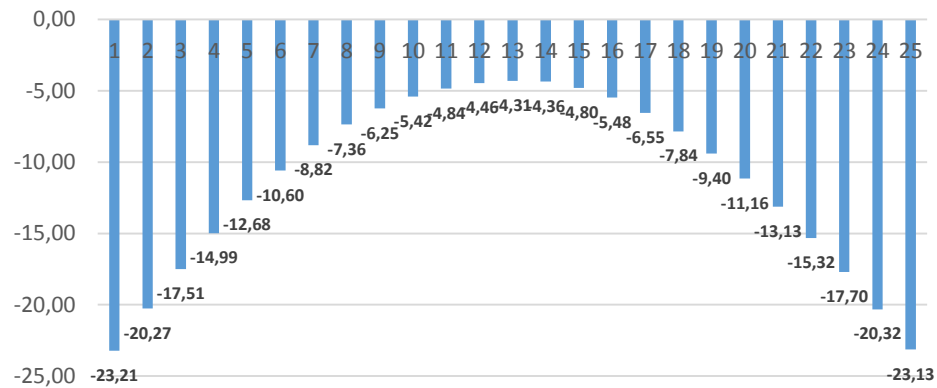
TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS AÇÕES PERMANENTES



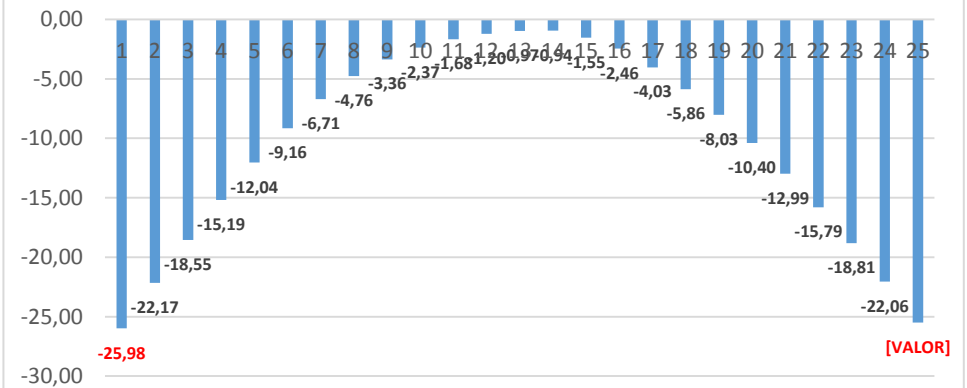
TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS COMBINAÇÕES QUASE-PERMANENTES



TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS COMBINAÇÕES FREQUENTES

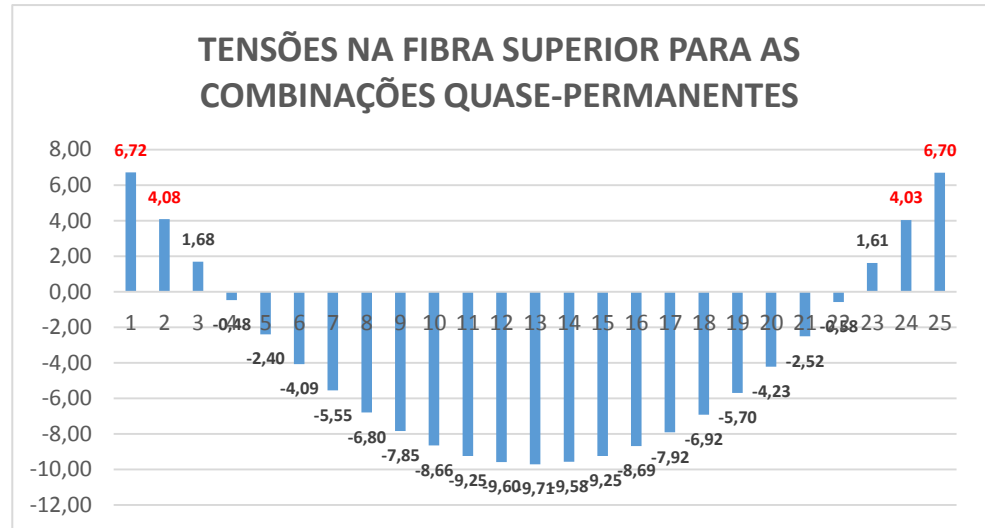
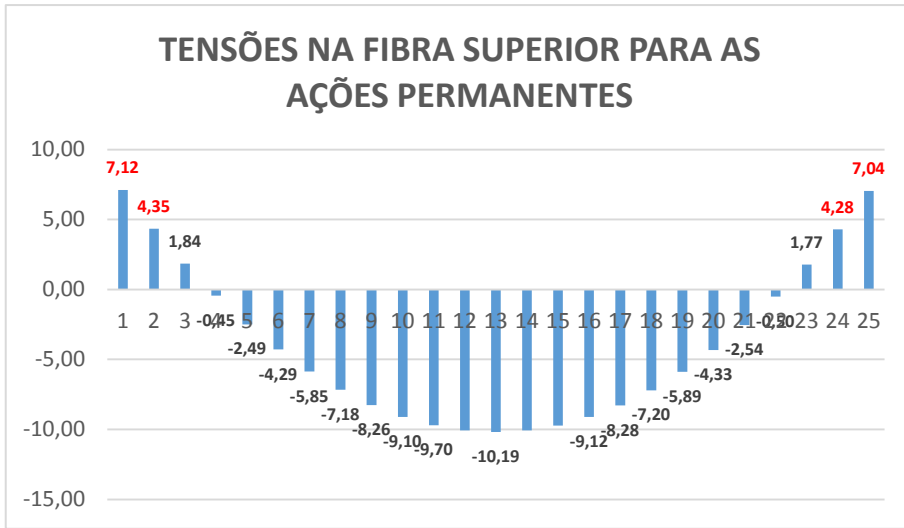


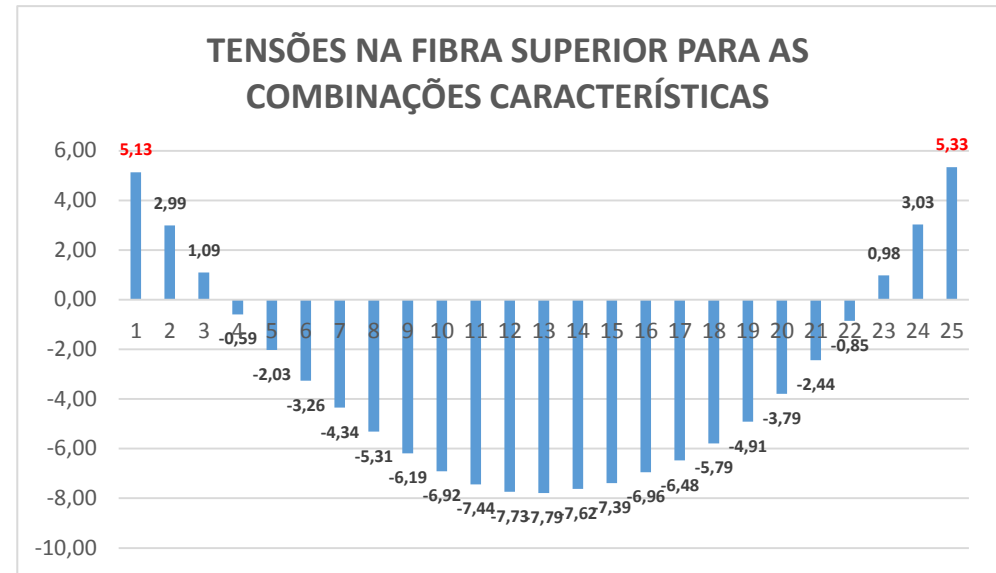
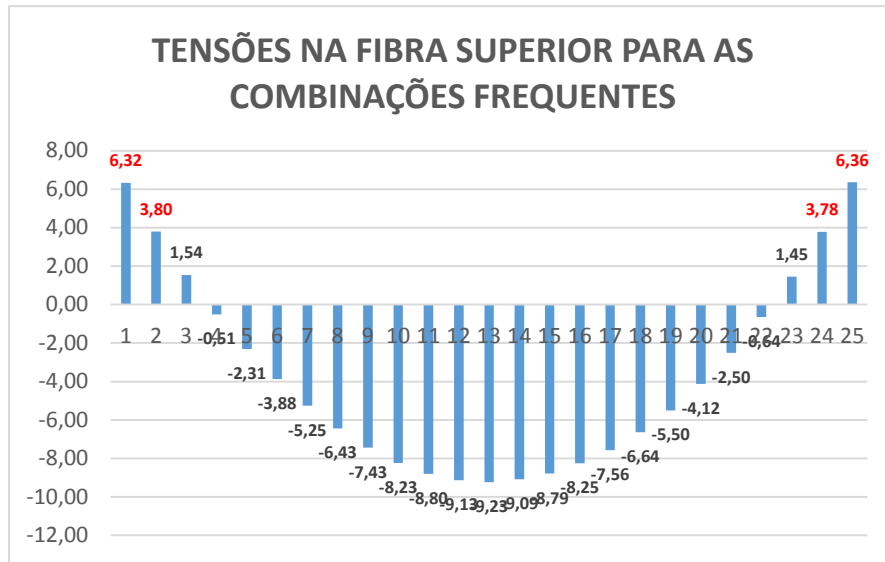
TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS COMBINAÇÕES RARAS



[VALOR]

Os gráficos seguintes apresentam as tensões na fibra superior:



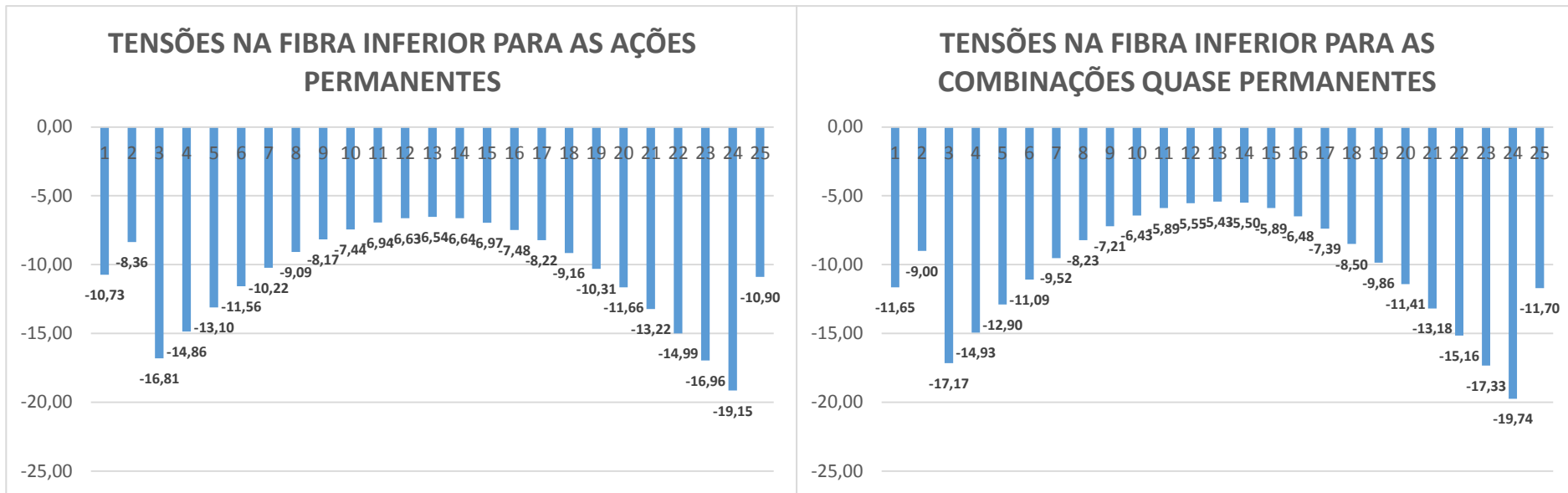


Verifica-se que a fibra inferior se encontra toda em compressão e excede a tensão limite de 24 MPa no primeiro metro a partir dos apoios, para a combinação característica de ações. Na fibra superior observam-se tensões de tração até 3 metros a partir dos apoios, e nos primeiros dois metros as tensões são superiores a f_{ctm} (3,5 MPa).

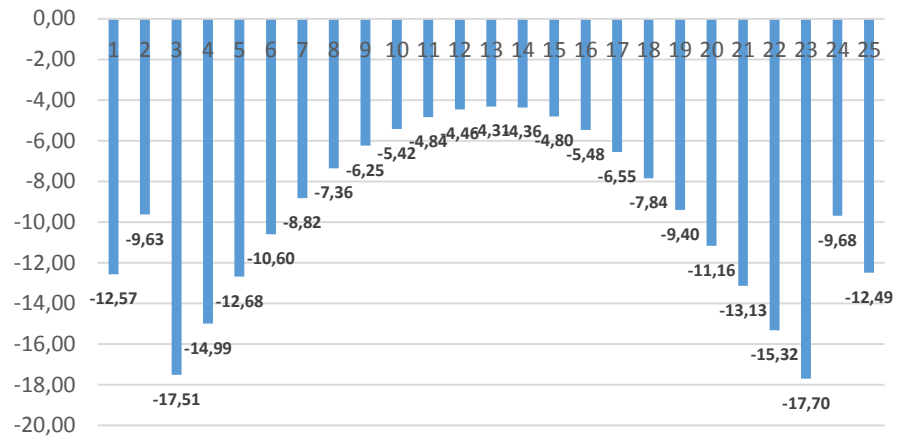
Torna-se necessário, portanto, embainhar cordões até dois metros a partir dos apoios.

Verificou-se que embainhando todos os cordões do primeiro nível de armaduras de pré-esforço e 2 cordões do segundo e último nível, as tensões satisfazem os limites regulamentares.

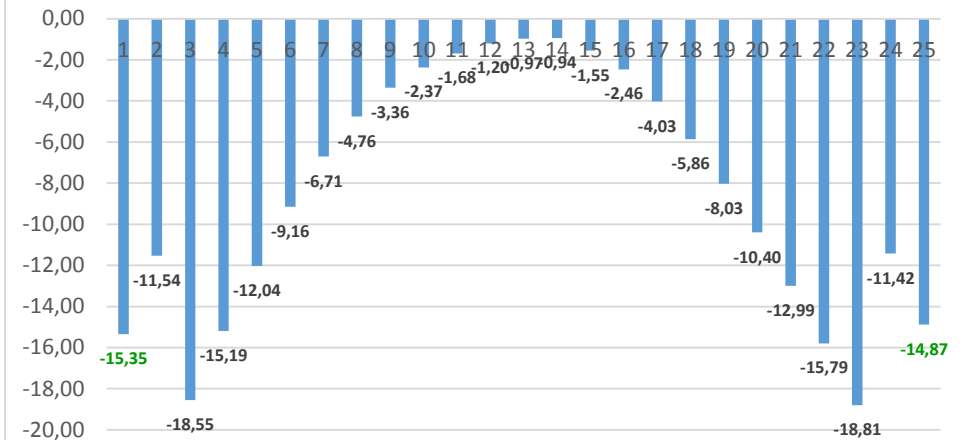
Após o embainhamento de 22 cordões nos primeiros 2 metros a partir do apoio, obtiveram-se os seguintes gráficos de tensões:



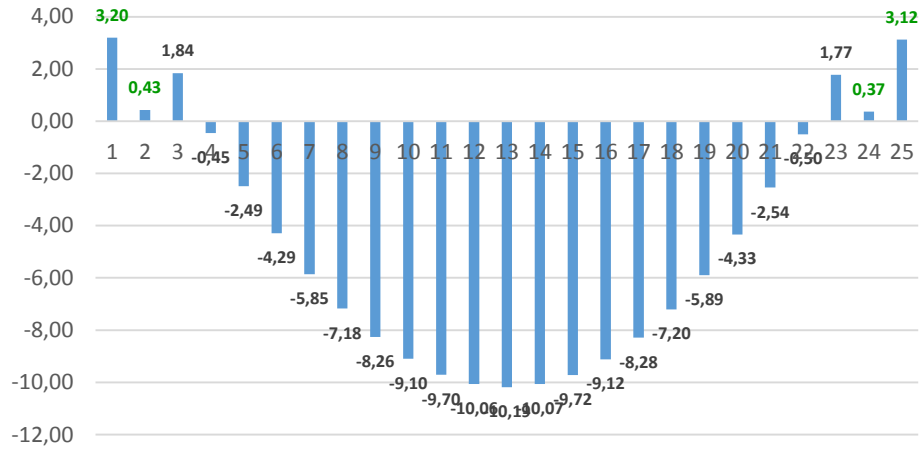
**TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS
COMBINAÇÕES FREQUENTES**



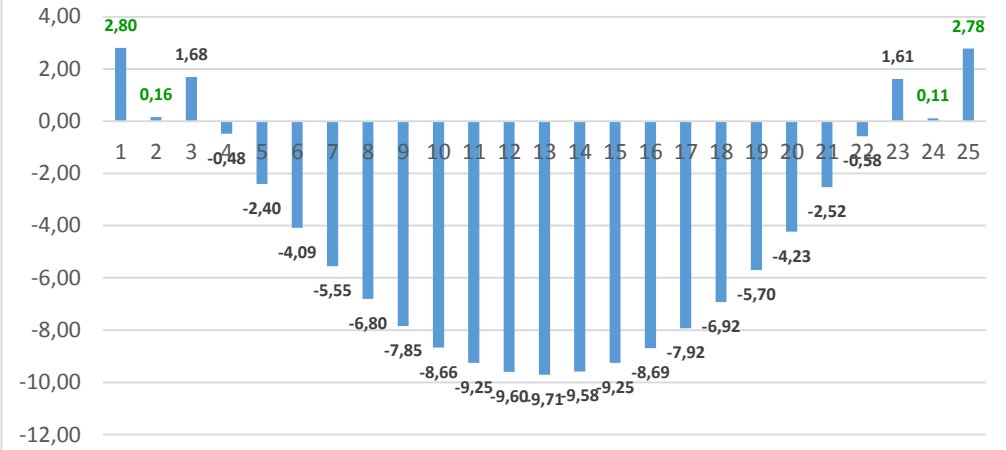
**TENSÕES NA FIBRA INFERIOR PARA AS
COMBINAÇÕES CARACTERÍSTICAS**



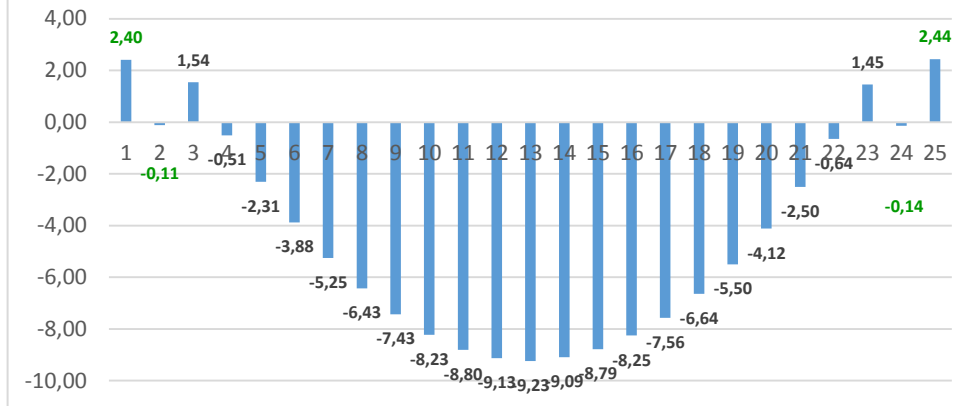
TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR PARA AS AÇÕES PERMANENTES



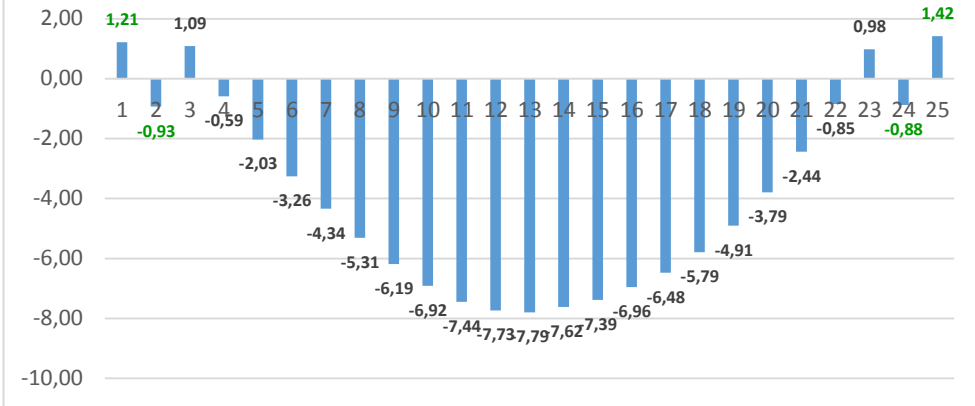
TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR PARA AS COMBINAÇÕES QUASE-PERMANENTES



TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR PARA AS COMBINAÇÕES FREQUENTES



TENSÕES NA FIBRA SUPERIOR PARA AS COMBINAÇÕES CARACTERÍSTICAS



7.5.3 Cálculo da Armadura ordinária

Para o cálculo da armadura ordinária, foi modelada a secção transversal da viga com a largura de influência da laje, a fim de calcular a inércia do conjunto, Figura 7.34.

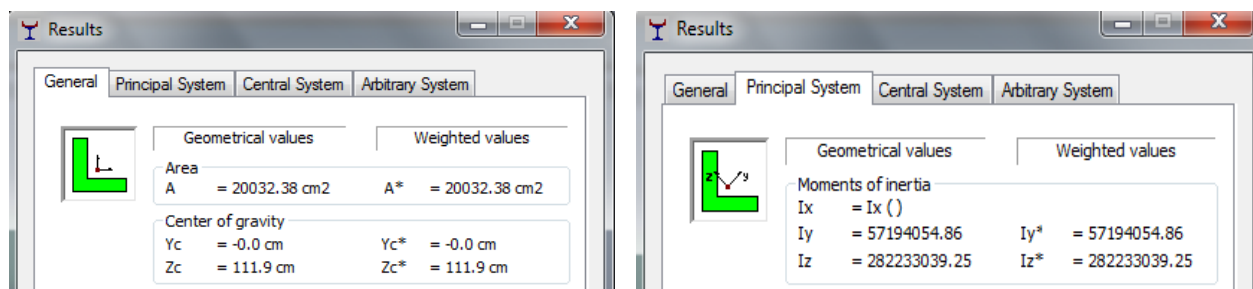
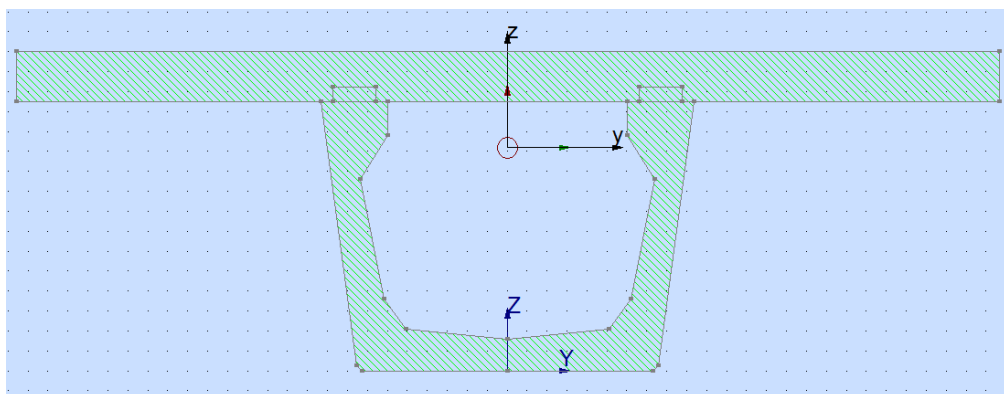


Figura 7.34- Propriedades da secção transversal viga/laje do tabuleiro

Em seguida foi criada uma secção em T com inércia equivalente, Figura 7.35.

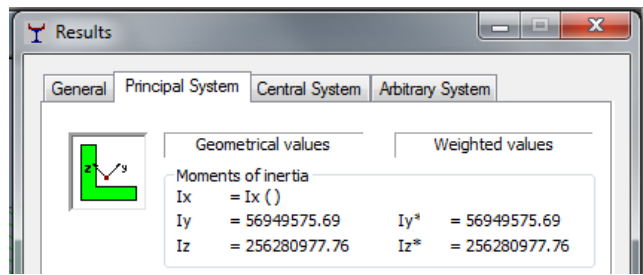
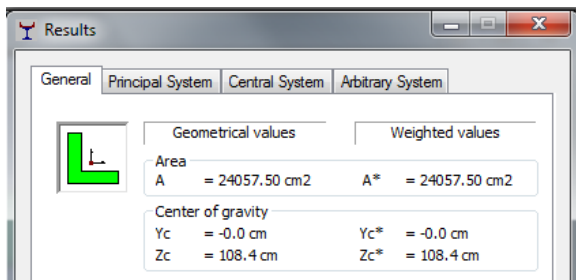
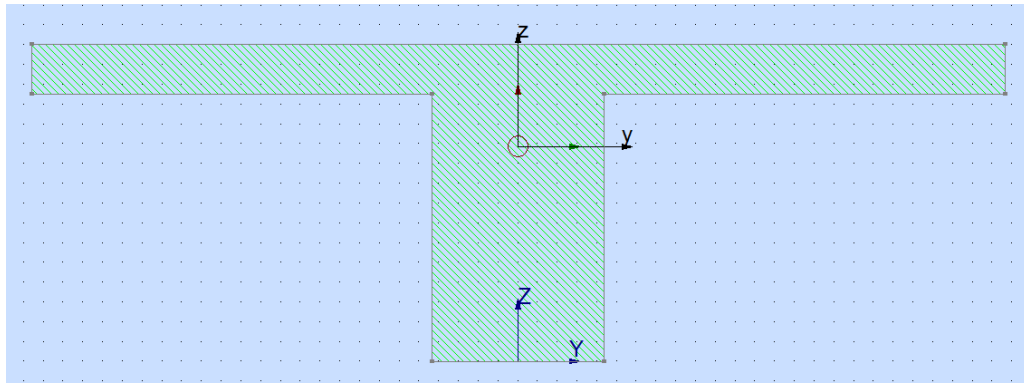


Figura 7.35- Propriedades da secção transversal equivalente

7.5.3.1 Cálculo da Armadura Ordinária Longitudinal

Procedeu-se ao cálculo da armadura ordinária longitudinal pelo método do diagrama retangular simplificado, Figura 7.36, admitindo que o eixo neutro se encontra no banzo.

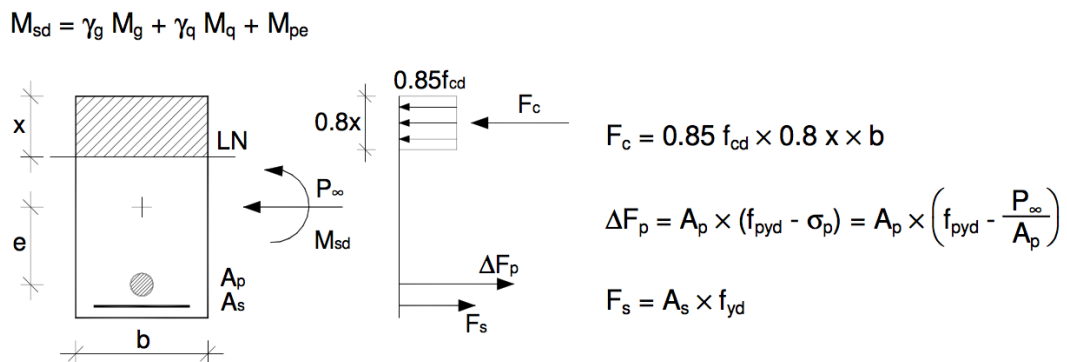


Figura 7.36- Método do diagrama retangular simplificado

A partir da equação de equilíbrio de momentos, expressão 7.8, obtém-se a posição do eixo neutro, e a partir da equação de equilíbrio de forças, expressão 7.9 obtém-se o valor da força das armaduras ordinárias.

$$M_{Ed} = F_C \times z - (\Delta P + P_\infty) \times h' \quad (7.8)$$

Onde:

M_{Ed} — Momento atuante para as combinações em ELU;

F_C — Força de compressão do betão;

$(\Delta P + P_\infty)$ — Parcela relativa a força de pré-esforço que atua no elemento;

z — Altura da força de compressão do betão em relação ao último nível de armaduras

h' — Altura das armaduras de pré-esforço até o último nível de Armaduras.

$$F_P = F_C - F_S \quad (7.9)$$

Onde:

F_P — Força de Pré-esforço;

F_S — Força relativa as armaduras ordinárias.

Onde:

b_w — Menor largura da secção transversal na área tracionada;

d — Altura útil da secção.

Aplicado as expressões 7.8 e 7.9, obtiveram-se as soluções do Quadro 7.8.

Dados		Momento Positivo		Momento Negativo		
H=	1.60 m	$M_{Ed} =$	6532,93	$M_{Ed} =$	-8319,23	
Largura do Banzo=	4.925 m	$F_p =$	8736 kN	$F_p =$	8736 kN	
Espessura da banzo=	0.25 m	$X =$	0,043 m	$X =$	0,0545 m	
Alma=	0.87 m	$F_c =$	4518,43 kN	$F_c =$	5726,85 kN	
		$F_s =$	-4217,57 kN	$F_s =$	-3009,15 kN	
		$A_{s_{min}} =$	24,54 cm ²	$A_{s_{min}} =$	24,54 cm ² /m	Armadura longitudinal inferior da Laje
		Solução:	12Ø16 + 2Ø12	Solução:	Ø20//0,125	$A_{s_{min}} =$ 3,822cm ² /m
		$A_{s_{eff}} =$	26,4 cm ²	$A_{s_{eff}} =$	25,13 cm ² /m	Solução: Ø12//0,25
						$A_{s_{eff}} =$ 4,52 cm ² /m

Quadro 7.8- Solução para a armadura longitudinal

Verifica-se no Quadro 7.8 que a força relativa às armaduras ordinárias é negativa, portanto, não é necessário calcular a armadura ordinária. Coloca-se, no entanto, a armadura mínima. A armadura longitudinal da face inferior da laje também será a armadura mínima.

7.5.3.2 Cálculo da Armadura de Esforço Transverso

Em seguida, procedeu-se ao cálculo da armadura transversal da Viga/Laje. Para tal, verificou-se primeiro, a necessidade de calcular a armadura de esforço transverso, pelas expressões 7.10 a 7.15:

$$V_{Rd,C} = [C_{Rd,C} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (7.10)$$

Não devendo o valor de $V_{Rd,C}$ ser inferior a:

$$V_{Rd,C} = (\vartheta_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (7.11)$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm} \quad (7.12)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (7.13)$$

A_{sl} — Armadura de tração;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_C} \leq 0,2 f_{cd} \quad (7.14)$$

N_{Ed} — Esforço normal na secção devido ao pré-esforço;

A_C — Área da secção transversal;

$$C_{Rd,C} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\vartheta_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (7.15)$$

Se, se verificar a necessidade de se calcular a armadura transversal, esta deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta \cot\alpha) \operatorname{sen}\alpha \quad (7.16)$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} b_w z \vartheta_1 f_{ywd} (\cot\theta \cot\alpha) / (1 + \cot^2\alpha) \quad (7.17)$$

Onde:

θ — Ângulo de inclinação da escora; $\cotg(\theta) = 2,5$

$z = 0,9 d$

$\alpha = 45^\circ$

Aplicando as expressões acima, obtiveram-se os resultados do Quadro 7.8:

$V_{Ed} =$	2507,195 kN
$K =$	1,359 < 2
$\rho_l =$	0,0018635 < 0,002
$\sigma_{cp} =$	5,48 MPa
$\vartheta_{min} =$	0,3507
$V_{Rd,C}$	1538,051 kN
$V_{Rd,C,min} =$	1581 kN – é condicionante
Verificação	$V_{Ed} > V_{Rd,C,min}$ é necessário calcular a armadura transversal
$V_{Rd,m\acute{a}x} =$	32 496,30 kN
$\frac{A_{sw}}{s} =$	16,7 cm ² /m
Solução:	Ø10//0,175 com 4 ramos
$A_{s,eff} =$	17,95 cm ² /m

Quadro 7.9- Armadura transversal da viga

7.5.3.3 Cálculo da Armadura Longitudinal da Alma

De acordo com o EC2, se for requerido o controlo da fendilhação, será necessária uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tração. Assim, a armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (7.18)$$

Onde:

k_c — Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário;

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.19)$$

$h^* = 1$ para $h > 1$ m

k — Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação; $k = 0,65$ para almas com $h \geq 800$ mm

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,5$ MPa

$k_1 = 1,5$ (esforço de compressão)

$\sigma_s = f_{yk} = 500$ MPa

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \times h} \quad (7.20)$$

$N_{Ed} = 7114,5$ kN , força de compressão (pré-esforço)

A_{ct} —Área de betão tracionado. A zona de betão tracionado é aquela em que, pelo cálculo da secção, se demonstra que está em tração imediatamente antes da formação da primeira fenda.

O quadro 7.10 apresenta os resultados do cálculo da armadura transversal.

$\sigma_c =$	5,276 MPa
$k_c =$	0,1022
$A_{ct} =$	2,194 cm ²
$A_{s,min} =$	13,55 cm ²
Solução:	18Ø10
$A_{s,eff} =$	14,13 cm ²

Quadro 7.10- Resultados do cálculo da armadura transversal

7.5.3.4 Resumo dos materiais utilizados

O quadro 7.11 apresenta o resumo dos materiais e recobrimentos utilizados.

Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 100 anos (EN 1990)			
BETÃO					
Elemento	NP EN 206-1: 2007				
	Classe	Recobrimento [mm]		Classe de exposição ambiental	Classe estrutural
		Armadura Passiva	Armadura de Pré-esforço		
Laje	C30/37	35	60	XC4	S5
Vigas Pré-fabricadas	C40/50	30	50	XC3	S5
AÇO					
Elemento	Classe	Norma			
Armadura Passiva	A500NR	EN 10080			
Armadura de pré-esforço	Y1860S715,7	EN 10138-3			

Quadro 7.11- Resumo dos materiais utilizados

7.5.3.5 Validação da travessa de ligação e dos pilares

Como foi referido inicialmente, não é objetivo deste trabalho dimensionar a mesoestrutura, no entanto, optou-se por verificar se a viga travessa da solução proposta verifica a segurança.

Uma vez que a solução proposta é mais leve, conforme se pode verificar no capítulo 8, é possível concluir que os pilares de 1m da solução inicial, resistem igualmente a solução proposta.

As Figuras 7.37 e 7.38 apresentam as envolventes de esforços máximos para as combinações em ELU para a viga travessa mais esforçada.

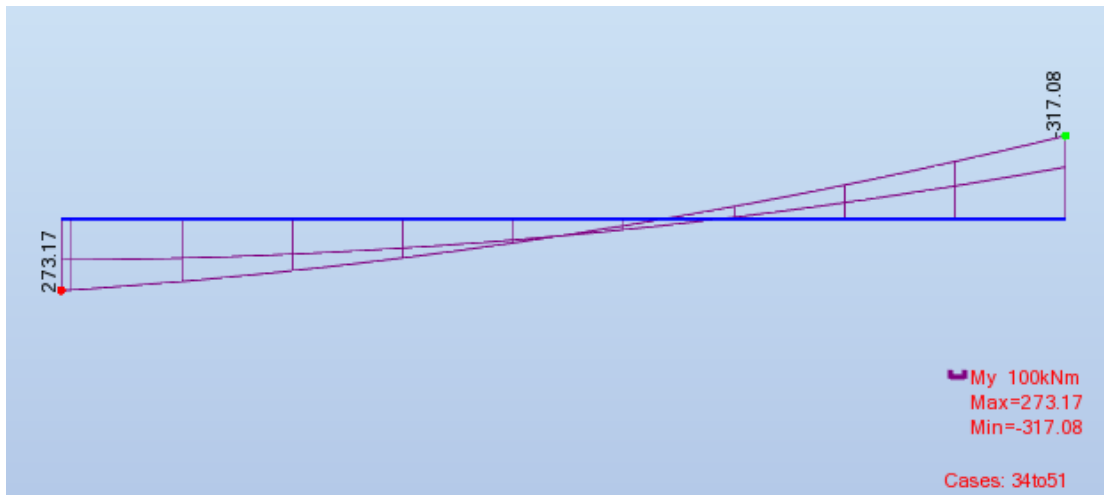


Figura 7.37- Momentos fletores em Y para a viga travessa

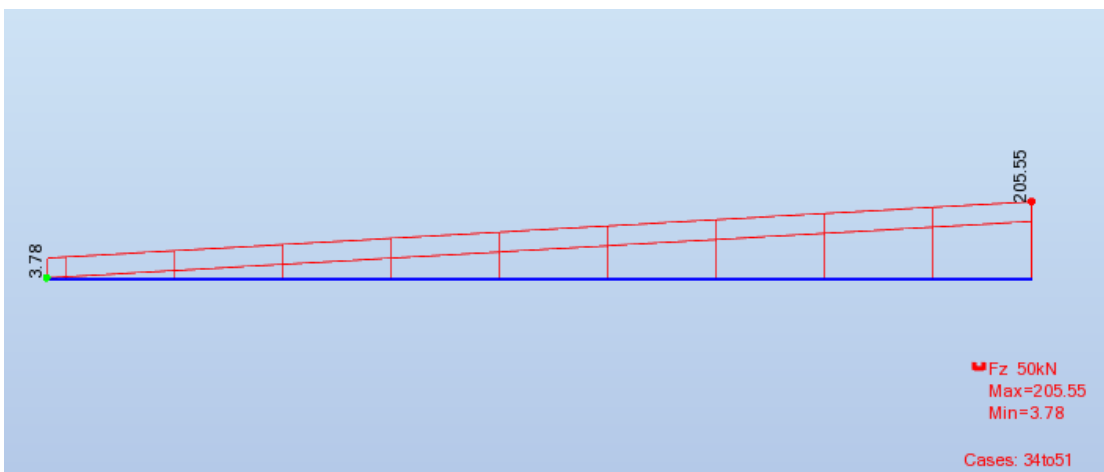


Figura 7.38- Esforço transversal em para a viga travessa

Os Quadros 7.12 a 7.14 resumem o dimensionamento da viga travessa.

Superior	
Armadura (longitudinal)	YY
Msd =	317.08 kN.m
b =	1.00 m
h =	1.00 m
d =	0.95 m
Aço	A500
Betão	c30/37
μ =	0.018
ω =	0.018
As =	7.90 cm ²
As,min =	14.33 cm ²
As,máx =	400.00 cm ²
Solução:	5 Φ 20

As,eff =	15,71 cm ²
-----------------	-----------------------

Quadro 7.12- Dimensionamento da armadura superior da viga

Inferior	
Armadura (longitudinal)	YY
Msd =	273,17 kN.m
b =	1.00 m
h =	1.00 m
d =	0.95 m
Aço	A500
Betão	C30/37
μ =	0.015
ω =	0.015
As =	6,63 cm ²
As,min =	14.33 cm ²
As,máx =	400.00 cm ²
Solução:	5 Ø 20
As,eff =	15,71 cm ²

Quadro 7.13- Dimensionamento da armadura inferior da viga

V_{Ed} =	205.55	kN
b =	1.00	m
h =	1.00	m
d =	0.950	m
Asl =	15.71	cm ²
fck =	30.0	MPa
fyk =	500.0	MPa
Esforço transversal resistente da secção de betão		
V_{Rd,c} =	283.64	KN
V_{Rd,c,min} =	320.89	KN
A_{sw}/s_{,min} =	8.76	cm ² /m
Solução:	Ø10//0,175 com 2 ramos	cm ² /m
As,eff=	8,98	cm ² /m
	$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot n \cdot f_{cd}$	5016.00

Quadro 7.14- Cálculo da armadura de esforço transversal da viga travessa

Verifica-se que a armadura que condiciona o dimensionamento da viga é a armadura mínima, o que indica que a secção verifica a segurança, podendo ser ainda mais esbelta.

8 COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES

Para uma melhor percepção de eventuais vantagens da solução alternativa, foram estimadas algumas medições relativamente a quantidade de material a utilizar em cada solução (Quadro 8.1).

Material	Solução Inicial		Total	Solução alternativa		Total
	Classe	Medições		Classe	Medições	
Betão Vigas						
Carlingas	C30/37	163,92 m ³	1 513,92 m ³	-----		900 m³
Vigas I		1 350 m ³		-----		
Vigas U		-----		C40/50	900 m ³	
Betão Laje						
Laje	C30/37	1074,5 m ³	1249,5 m³	Classe	Medições	1180,65 m³
Pré-laje		175 m ³		C30/37	840,65 m ³ 340 m ³	
Armadura Passiva	A500NR	269 785,2 kg	269 785,2 kg	A500NR	208 065 kg	208 065 kg
Aço de Pré-esforço (vigas)	Y1860S715,7	39 893,7 kg	39 893,7 kg	Y1860S715,7	45 592,8 kg	45 592,8 kg
Cofragem		537 m ²	537 m²	-----	-----	-----

Quadro 8.1- Medições para as soluções do tabuleiro

A solução inicial utilizou 10 vigas “I” por alinhamento (para os dois tabuleiros), enquanto que a solução proposta utilizou 4 vigas “U” por alinhamento. Isso deveu-se a elevada capacidade de resistência de uma viga “U”, possibilitando uma redução da quantidade de betão, na ordem dos 600 m³. Possibilitou, também uma redução na quantidade de armadura passiva na ordem dos 60 mil kg.

Conclui-se que a nova solução é mais leve que a inicial, embora exija uma classe de resistência do betão para as vigas maior, e também exija mais armadura de pré-esforço. No entanto, mesmo levando em consideração os preços mais altos para betões de maior classe de resistência e o incremento de cerca de 6 mil kg de pré-esforço, pode-se concluir que a solução proposta é mais económica.

Verifica-se, portanto, que a grande desvantagem da solução proposta é o aumento das armaduras de pré-esforço e a existência de diafragmas nas extremidades das vigas, por razões de estabilidade, que aumentam o peso da viga por acréscimo do volume de betão.

CAPÍTULO 8

A nível estético procurou-se adotar uma solução para a mesoestrutura que permitisse uma melhor visualização da estrutura da ponte. Optou-se, portanto, por colocar a viga travessa a uma cota mais baixa em relação ao topo dos pilares.

A nível de uniformização de vãos, foi possível fazer uma pequena melhoria, reduzindo o número de vãos diferentes de 4 para 3.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 CONCLUSÕES

A elaboração de cada um dos capítulos desse relatório, implicou um vasto aprendizado sobre técnicas de pré-esforço, elementos estruturais pré-fabricados e concepção de pontes.

Relativamente à técnica de pré-esforço, foi possível perceber as melhorias que causa no comportamento estrutural dos elementos utilizando como princípio básico a combinação da resistência à tração do pré-esforço, com a resistência à compressão do betão para criar uma estrutura equilibrada e melhorada. As principais vantagens da técnica estão diretamente ligadas a redução do custo, uma vez que os elementos são mais aproveitados e por isso utiliza-se menos material. O contexto histórico a nível internacional deixa claro que a técnica está bem estabelecida em todos os países, com um amplo portfólio de tipos de pontes e comprimentos de vãos construídos.

Relativamente a pré-fabricação pode-se concluir que o estudo da continuidade das soluções pré-fabricadas é a chave para se vencer o grande problema da pré-fabricação. Comparando as soluções de vigas pré-fabricadas com secção transversal em “U” e em “I” observou-se, com a solução proposta, algumas vantagens, como o menor número de vigas a dispor no tabuleiro e maior capacidade de acomodar tensões de compressão nas secções de apoio devido à largura do banzo inferior. Verificou-se, também, que as vigas em “U” são esteticamente mais agradáveis, facto que assume uma importância cada vez maior.

No que diz respeito a solução proposta para este viaduto que faz parte de um conjunto de obras que visa o desenvolvimento económico de Angola, conclui-se que a solução é viável e apresenta algumas melhorias em relação a solução original.

No cálculo das ações pelo regulamento sul-africano, verificou-se que o veículo tipo NB36 é condicionante em todas as combinações. Conforme esperado, a utilização de guarda de segurança aberta não teve uma influência considerável no cálculo da ação do vento, levando a diferenças na ordem de 0,1 kN/m em pilares e no tabuleiro. No entanto, tornou interessante o cálculo do mesmo pelo regulamento até então desconhecido.

O faseamento construtivo para a avaliação do pré-esforço foi a etapa mais complicada durante a elaboração deste trabalho, devido às limitações do programa Robot Structural Analysis Professional. No entanto, o fato do cálculo ter sido feito não por programas automáticos, mas “manualmente” com auxílio da ferramenta da Microsoft, Excel, permitiu uma melhor percepção da complexidade deste processo.

Relativamente aos objetivos propostos inicialmente, procurou-se atingi-los e ultrapassá-los por meio da avaliação de uma nova solução para a mesoestrutura do viaduto.

9.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A grande dificuldade deste trabalho deveu-se à avaliação do faseamento construtivo. Embora, tenha sido uma experiência esclarecedora e um desafio que proporcionou um enriquecimento de conhecimento pessoal, julga-se necessário, avaliar o pré-esforço através de programas mais especializados. Também, torna-se necessário redimensionar a mesoestrutura e a infraestrutura do viaduto, uma vez que, percebeu-se pela avaliação da viga travessa que esta poderia ser mais esbelta, o que provavelmente também acontece com os pilares. O dimensionamento total da solução do viaduto, permitirá uma avaliação ainda maior da viabilidade da solução proposta, em vigas “U”.

A nível da pesquisa bibliográfica torna-se necessário esclarecer a data exata da chegada da técnica de pré-esforço em Angola, uma vez que a data utilizada neste relatório se refere a bibliografia mais antiga de que se teve acesso aquando da execução do mesmo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] VINCI, Leonardo - Pilot Project Cz/02/B/F/Pp-134007, Edited by - Design Of Bridges: Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical exemples. HANDBOOK 4. Pisa: SANPAOLESI, Luca; CROCE, Pietro,2005;
- [2] BENAÏM, Robert - The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and principles. 2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxon OX14 4RN: Taylor & Francis Group,2008. ISBN 0-203-96205-2 Master e-book ISBN;
- [3] HEWSON, Nigel - Prestressed Concrete Bridges, 2nd edition. ICE (Institution of civil engineers),2012.ISBN: 978-0-7277-4113-4;
- [4] fib Task Group 6.4. CAVALERA, José, et al. - Precast Concrete Bridges. Bulletin 29. Lausanne, Switzerland: fédération internationale du béton (fib), 2004. ISBN: 2-88394-069-X;
- [5] LANDERSET, J. Côte-Real; PERLOIRO, J. M. Garcia - Pontes no Ultramar Português. Lisboa: Agência Geral do Ultramar, 1968;
- [6] Folhas de apoio às aulas IST. MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio - Estruturas de Betão II: Módulo I- Pré-esforço. 2008;
- [7] CUNHA, Frederico - Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de mestrado.
- [8] SOUSA, Carlos - Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado. Porto, Portugal: [s.n.], 2004.
- [9] MILLER, Cristiano; BARBOSA, Leandro; PESSANHA, Maikon - Dimensionamento Estrutural de Uma Ponte em Concreto Armado. Campos dos goytacazes – RJ: [s.n.] 2005. Projeto de Licenciatura;
- [10] Moreira, José - Projeto de uma Ponte Rodoviária entre as Cidades do Porto e Gaia. Porto, Portugal, 2010. Tese de Mestrado;
- [11] Manrique, Ernesto - Guía para el diseño de puentes con vigas y losas. Perú: Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura,2004;
- [12] Projeto de pontes-Parte II. Available: <http://w3.ualg.pt/~aandre/tecnologias%20de%20construçãoi/pontes%20-%20parte2.pdf> , 15 de Maio de 2016;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [13] Projeto de pontes-Parte III. Available: <http://w3.ualg.pt/~aandre/Tecnologias%20de%20Construçãoll/Pontes%20-%20Parte3.pdf> , 15 de Agosto de 2016;
- [14] Ponte 17 de Setembro sobre o rio Kwanza – cabala. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=dwTn32tihUo> , 10 de Maio de 2015;
- [15] Mukanda- Novo Aeroporto Internacional de Luanda. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=vEoavHnNZdg>, 5 de Julho de 2016;
- [16] CCAD – Serviços de Engenharia, Lda [Online]. Available: <http://www.ccad.pt> ,5 de Julho de 2016;
- [17] SHAY MURTAGH – Technnical Manual: Prestressed Concrete Beams. Ireland: Shay Murtagh Limited Raharney. Third Edition.
- [18] NEOPREX – Catálogo Técnico. Guarulhos-SP, Neoprex Indústria e Comércio;
- [19] SOAPRO- Estudos e Projetos – Desenhos tipo: Proposta viadutos;
- [20] Engenharia e Arquitetura. Available: <http://www.a1v2.pt/portfolio-items/novo-aeroporto-internacional-de-angola/>, 6 de Abril de 2016;
- [21] Viaduto. Available: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Viaduto> , 10 de Maio de 2016;
- [22] PEDRO, José – Pontes. IST, 2007. Available: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571709072/LReisECA%20-%20Pontes.pdf> , 10 de Maio de 2016;
- [23] RITO, Armando - Ponte sobre o rio Kwanza na Cabala. Available: <http://www.arito.com.pt/pt/Armando-Rito-Engenharia/Projectos/Obras-de-Arte/Ponte-sobre-o-rio-Kwanza-na-Cabala/Projecto/tabid/52/> , 10 de Abril de 2016;
- [24] Ponte sobre o Rio Kwanza. Available: http://www.panoramio.com/user/4304699?with_photo_id=80292464 , 10 de Abril de 2016;
- [25] SARAIVA, Filipe – ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS EM BETÃO. Lisboa: IST. Available: http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/PreFabricacaoEstruturas/APR_DEC_IST_2012_publica.pdf , 5 de Agosto de 2016;
- [26] Available: <https://www.armtec.com/photo-album/match-cast/>, 9 de Setembro de 2016;
- [27] Available: <http://horsost.blogs.upv.es/category/articulo-jcr/> , 9 de Setembro de 2016;

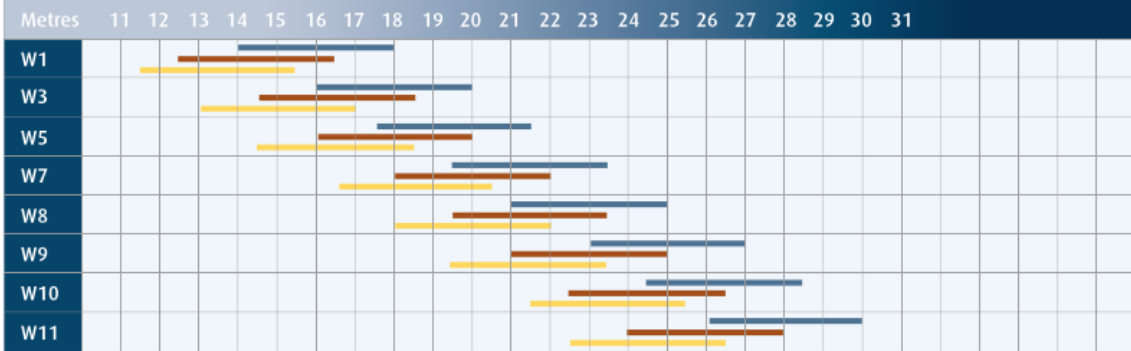
- [28] LELLO, J.C, et al. - Ponte Sobre o rio Leça Via Interna De Ligação ao Porto de Leixões Concepção E Execução. Available: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/77992/2/26654.PDF> , 9 de Setembro de 2016;
- [29] CCAD – Projeto de viaduto: Unidade Operativa, dwg. Porto, 2010.
- [30] APPLETON, Júlio – Estruturas de Betão. 1ª Edição. [s.l.]: Edições Orion, 2013. ISBN: 972-8620-22-6. 2 Vol.
- [31] FIGUEIRAS, Joaquim et al. - Pré-fabricação em Betão: 3^{as} Jornadas de Estruturas de Betão. Porto: FEUP edições, 1999. ISBN: 972-752-034-0
- [32] ALVES, João- Análise e Dimensionamento de Pavimentos Construídos a Partir de Pré-Lajes de Betão. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de mestrado.

ANEXOS

ANEXO I – CATÁLOGO DE VIGAS W PRÉ-FABRICADAS DA SHAY MURTAGH

W-Beam Span Table W1 - W11

Shay Murtagh Precast



Blue = 3.0mc/c

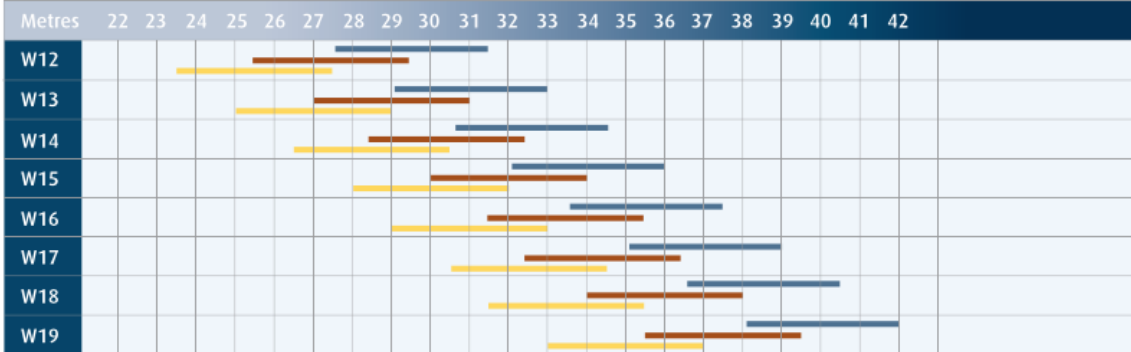
Red = 3.5mc/c

Yellow = 4.0mc/c

*See Design Notes For Loading Assumptions pg 41-42

W-Beam Span Table W12 - W19

Shay Murtagh Precast



Blue = 3.0mc/c

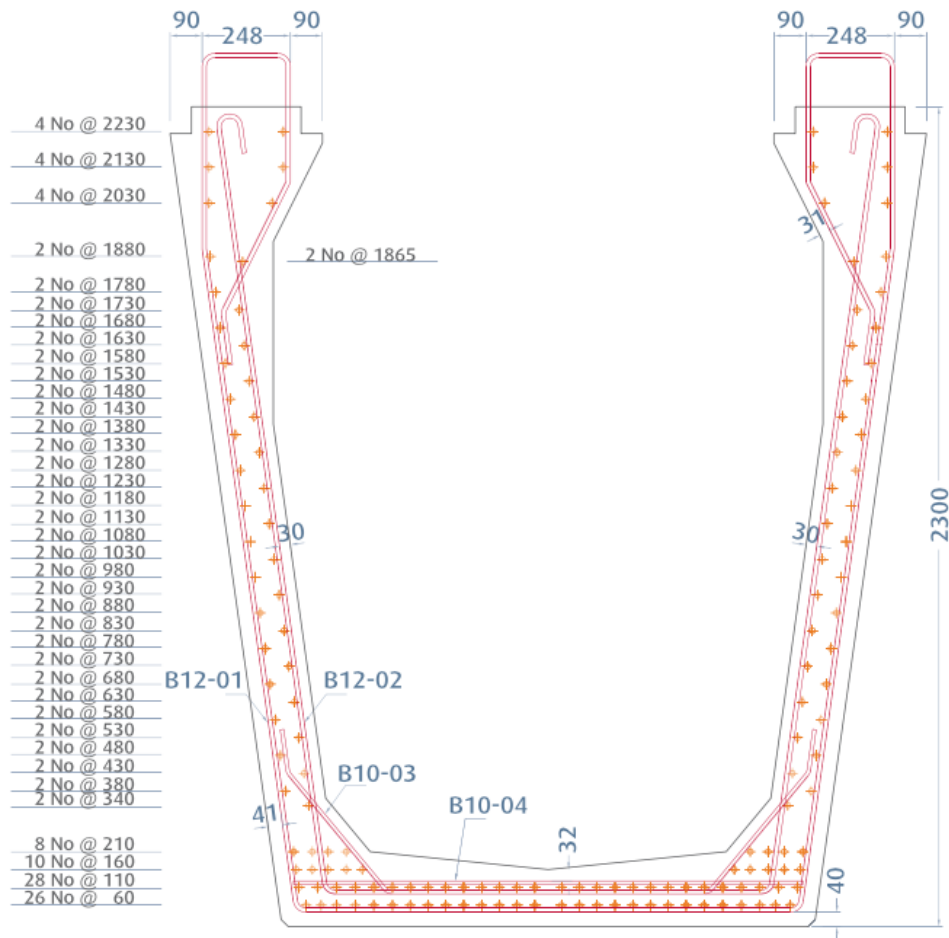
Red = 3.5mc/c

Yellow = 4.0mc/c

*See Design Notes For Loading Assumptions pg 41-42

W-Beam Typical Details

Shay Murtagh Precast



W-beam Typical Links and Possible Strand Positions

BRIDGE DESIGNER'S CHECKLIST: DESIGN NOTES

BEARINGS

As a general rule the edge of the bearing closest to the abutment should be detailed a minimum of 150mm from the end of the beam.

- Prestressed concrete bridge beams can be used with any type of bridge bearings. However, elastomeric strip bearings and both plain and laminated elastomeric pad bearings are most commonly used for both temporary and permanent support requirements.
- The connection between the bearing and the beam is a function of the type of bearing employed and any required inserts into the beam soffit can be easily accommodated. An epoxy mortar bed or similar is frequently specified for elastomeric pad bearings.
- Due consideration must be given to the stability of the beams during construction for the type and width of bearing selected.

CAMBER

Due to the properties of prestressed concrete units upward camber will be present. As our standard beams are cast on flat bases, built in cambers cannot normally be accommodated.

CAST IN ITEMS

Cast in items can be included providing that they do not project through the sides or soffit of our standard mouldage. Care should be taken to ensure that any cast in items do not conflict with reinforcement or prestressing strand locations.

CONCRETE

The use of cementitious materials other than RHPC may require a longer curing period prior to detensioning and therefore are to be avoided. Our standard concrete mixes have been designed to attain a transfer strength of C40/50 and a 28 day strength of C50/60. Other concrete strengths can be considered.

Higher grade concrete is significantly beneficial for most bridge beam designs and can be used in beams manufactured by Shay Murtagh with negligible cost implications.

DEBONDING

It is common practice to debond varying lengths at the ends of a number of strands in order to pass the stress limit checks at the beam ends. Debonding is typically achieved by inserting the relevant length of strand into a duct. Debonding is inexpensive and a simple procedure from a manufacturing perspective. Debonding more than four strands at any single point should be avoided. If large numbers of strands require debonding, it is recommended to do so at multiple debonding points spaced at 500mm or 1000mm gaps.

ENDS

Skews up to 45° can normally be incorporated within our standard manufacturing procedures. The acute corner will be blocked out above 24° to minimise the risk of spalling. At the beam ends chamfers are provided across the soffit to prevent spalling on detensioning. Scarfed ends and solid end blocks should be avoided where possible. Where dowel slots are specified, account should be taken of the implications of reinforcement and cover detailing.

FINISHES

Top finish will be as cast with the side and soffit finishes to the DTp Highway Specification or Eurocodes. Colour variations occur between our units and any site in-situ works.

LIFTING

Our standard lifting methods are shown, however methods vary due to beam properties.

LENGTHS

The overall beam lengths should be specified. Small variations in length should be avoided.

REINFORCEMENT

Links are tied to the prestressing strand using stainless steel tying wire as standard. Links must be dimensioned to take account of strand positions and link diameters when considering cover requirements. For skewed beams links should be detailed square to the beam centreline and skewed only at the beam ends. Two piece links of different diameters and/or centres should be avoided. To avoid displacement of reinforcement in complex cages during casting it may be necessary to use tack welding. Reinforcement projecting through the sides and soffit should be avoided and reinforcement couplers should be considered as an alternative. Reinforcement projecting from the beam end should be straight where possible. Special stop ends/couplers may be provided to accommodate a bob on the projecting bar.

STACKING BEARERS

Stacking bearers are generally located at 500mm from the beam end.

STRAND

Our preferred strand size and type is 15.7mm diameter 7-wire super strands with nominal tensile strength of 1860 N/mm² and relaxation class 2. Strands are typically prestressed to 209kN per strand. Debonding techniques can be used.

BRIDGE DESIGNER'S CHECKLIST: DESIGN NOTES

TESTING

Our high standards of quality control make routine load testing unnecessary.

TOLERANCES

Tolerances should be to either DTp Highways Specification or the Eurocodes.

WEB OPENINGS

Web holes are provided at standard centres as indicated in the details for each beam type. The centres of the first web holes should be at least 400mm from the beam end to avoid the risk of horizontal splitting.

WEIGHT

The weight of the beams used for handling and erection purposes is carefully calculated on a case by case basis, so the client can be economical with crane hire.

ASSUMPTIONS AND DESIGN CRITERIA USED FOR THE SPAN TABLES

- The Eurocodes are used in conjunction with the relevant UK or Irish National Annexes
- Road vehicle live loading is applied using load models LM1, LM2 and the applicable range of LM3 vehicles (SV vehicles only).
- 150mm average surfacing thickness is assumed (unit weight = 23kN/m³)
- Grade C40/50 concrete used for the beams, grade C32/40 assumed for the in-situ concrete (Class N cement for both)
- Exposure Classes XC3/4 and XD1 assumed in conjunction with a 120 design life requirement.
- Total beam lengths are assumed to be at least 600mm greater than the span length.

The upper limits given in the span tables are necessarily based upon conservative bridge types and conditions. The maximum spans can likely be increased significantly if any of the following are relevant:

- Continuous multiple span bridges
- Integral bridges
- Wider bridges accommodating three or more notional lanes and/or wide footpaths
- Exposure classes XD and XS do not need to be considered

If any of the above conditions are applicable, contact the Shay Murtagh technical department at technical@shaymurtagh.ie to determine the likely increase in maximum span above what is listed in the span tables.

RAIL APPLICATIONS

• The span tables provided are not applicable for rail loading. Please contact the Shay Murtagh technical department for assistance with selecting the most suitable type and size of beam for a given span and structural characteristics. Please indicate the following details:

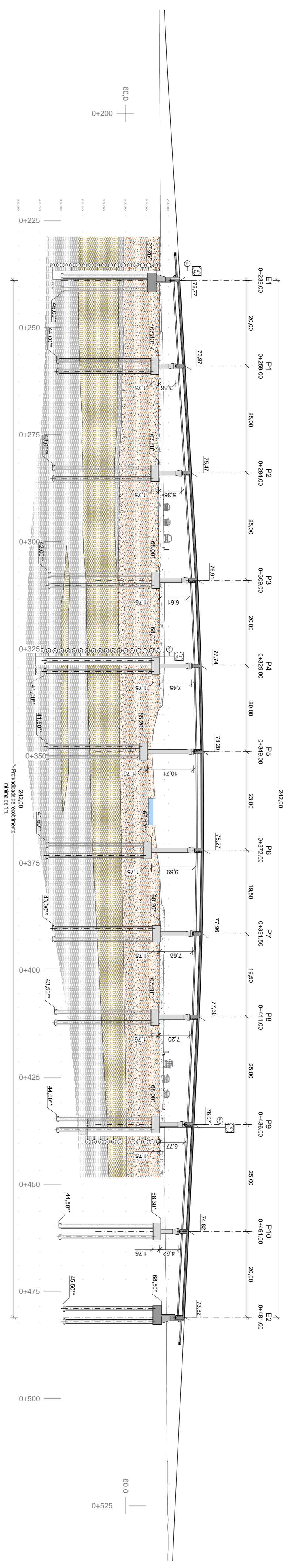
- Number and length of individual spans.
- Indicate the use of full flexural continuity between spans and/or the use of integral connections between the superstructure and the abutments if applicable.
- Depth of ballast above the deck.
- Type of rail loading to be considered (Typically LM71).

• Prestressed concrete beams are ideal for the rapid installation of bridge decks required for limited railway possessions. Shay Murtagh has developed a variety of details to eliminate the need for falsework and to minimize or eliminate formwork requirements for such structures. Please contact the Shay Murtagh technical department to determine how these details may be tailored to a specific rail bridge. Shay Murtagh has considerable experience in determining the optimal construction sequence for such structures and encourages the designer to contact the technical department for any desired assistance.

ANEXO II – SOLUÇÃO INICIAL

Corte Longitudinal pelo Eixo

A1=1:500 / A3=1:1000

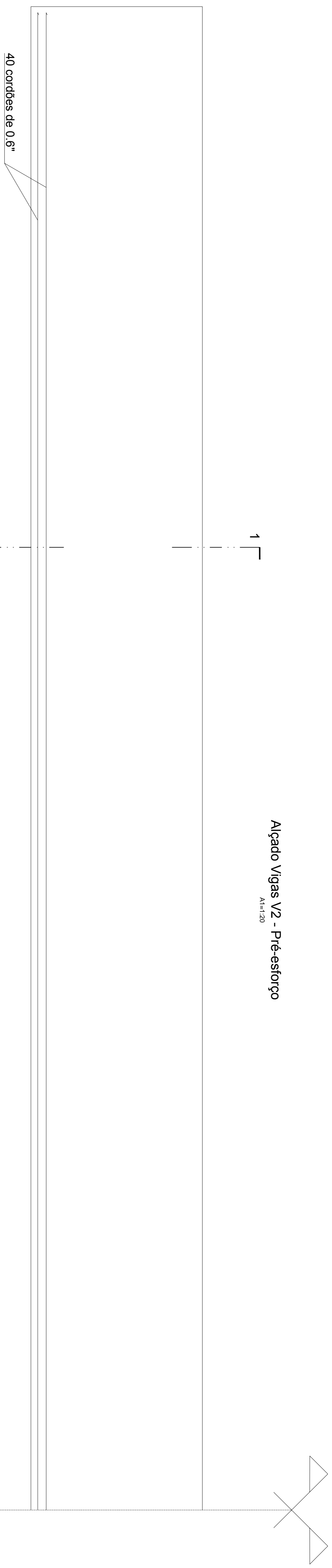


Proj.:	José Estevão	Coord.:	UNIDADE OPERATIVA
Desen.:	J.L.S.		ESECUÇÃO
Verif.:	José Luis		
Out.:		Requisição:	
		Quantidade N.º	
Estado:	1:500	Título:	PERFIL LONGITUDINAL
		Substituto de: n.º	
		Substituto por:	

Anexo III – Solução Proposta

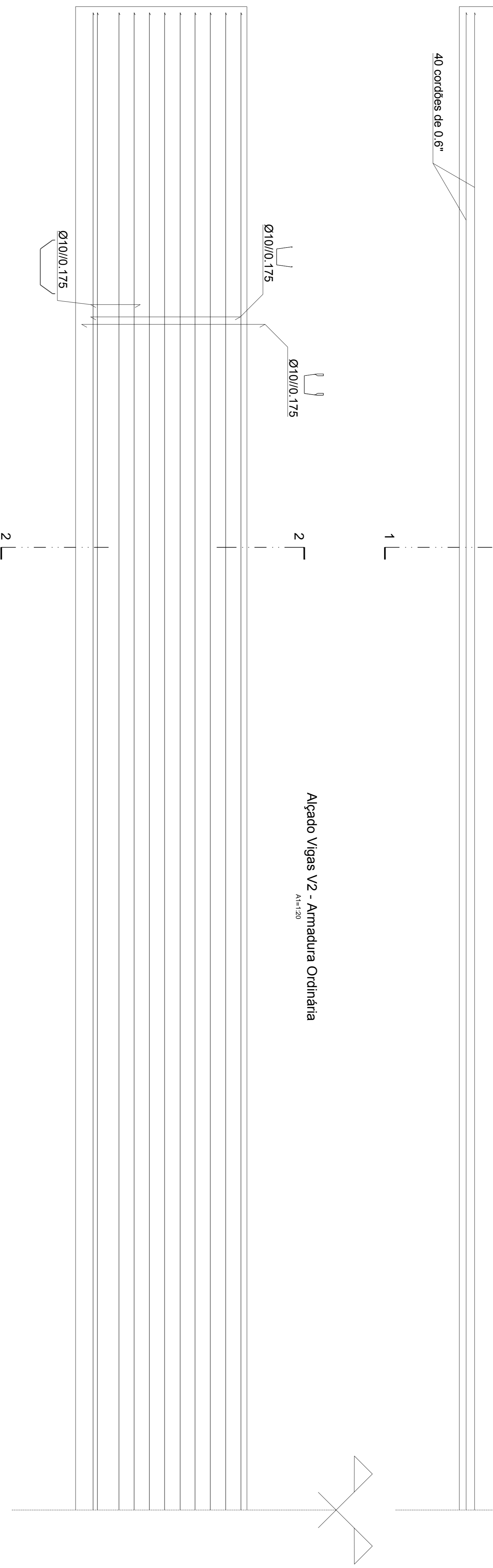
Alçado Vigas V2 - Pré-estorço

A1=1/20



Alçado Vigas V2 - Armadura Ordinária

A1=1/20

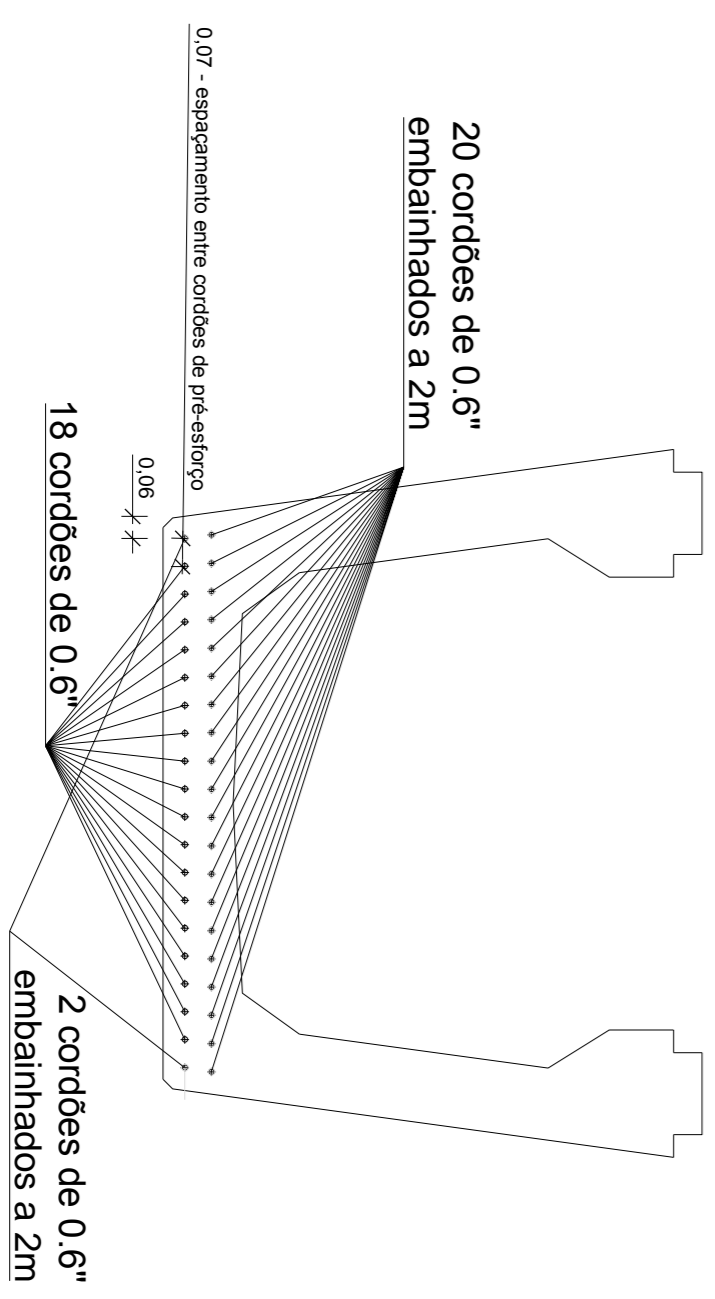


Pré-estorço - Secção

A1=1/20

Corte 1-1

A1=1/20

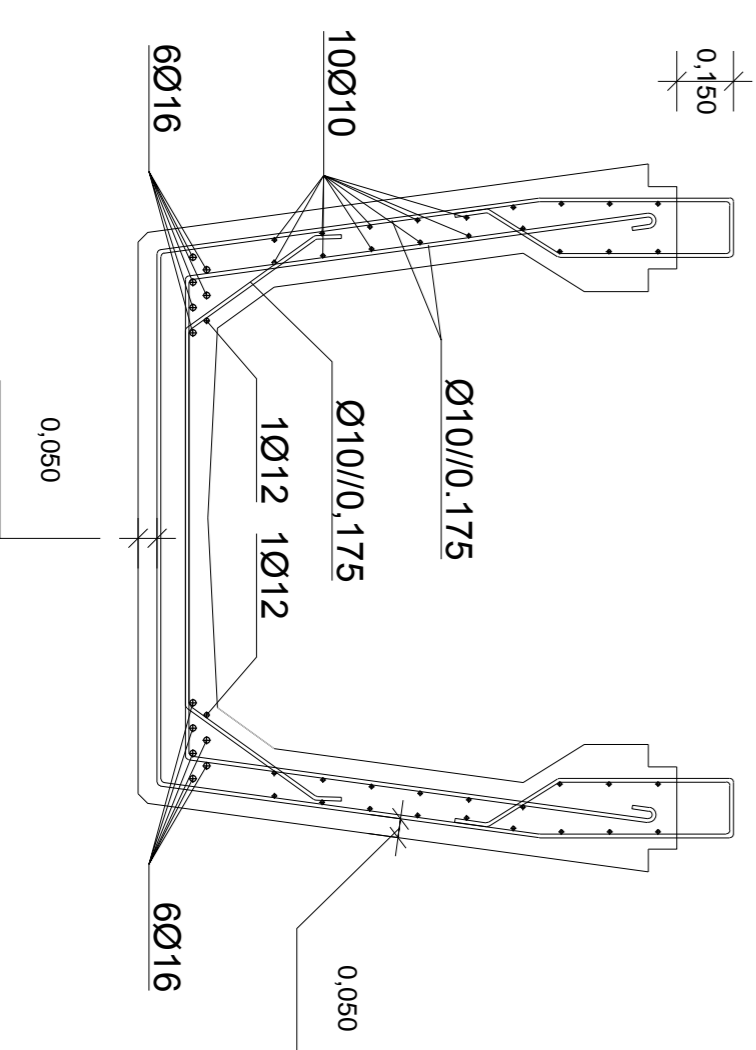


Armaduras ordinárias

A1=1/20

Corte 2-2

A1=1/20



Proj	171702016	Casa Opep	Conc	Proj Estruras
Des	171702016	Casa Opep		
Auto				
Rev				
Out				

Quantidade	02
Substituto de nº	
Substituto por	

Estado: 1-20

Título: Desenho de armaduras

