

PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE EM CONCRETO PROTENDIDO

EDUARDO BRUNO DE OLIVEIRA CARDOSO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS
E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: AGOSTO – 2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE EM CONCRETO
PROTENDIDO**

EDUARDO BRUNO DE OLIVEIRA CARDOSO

ORIENTADOR: PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS

CO-ORIENTADOR: VLADIMIR VILLAVERDE BARBÁN

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL

BRASÍLIA / DF: AGOSTO-2018
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE EM CONCRETO
PROTENDIDO**

EDUARDO BRUNO DE OLIVEIRA CARDOSO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, *Dr. ECP* (UnB)
(Orientador)

Prof. Vladimir Villaverde Barbán, *D.Sc* (UnB)
(Co-orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, *D.Sc* (UnB)
(Examinador interno)

Antônio Carlos de Oliveira Miranda, *D.Sc* (UnB)
(Examinador interno)

BRASÍLIA/DF, 23 DE AGOSTO DE 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

CARDOSO, EDUARDO BRUNO DE OLIVEIRA

Projeto e Dimensionamento de Ponte em Concreto Protendido [Distrito Federal] 2017.

xiv, 124p., 297mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2017)
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Projeto	2. Dimensionamento
3. Ponte	4. Concreto Protendido
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARDOSO, E.B.O (2018). Projeto e Dimensionamento de Ponte em Concreto Protendido Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 53p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Eduardo Bruno de Oliveira Cardoso

TÍTULO: Projeto e Dimensionamento de Ponte em Concreto Protendido

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Eduardo Bruno de Oliveira Cardoso
Quadra 108 Conjunto 05 Casa 14 – Recanto das Emas
CEP: 72.601-406 Brasília – DF – Brasil
e-mail: eduardobocardoso@gmail.com

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	2
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. MOTIVAÇÃO	3
1.4. METODOLOGIA	4
1.5. ESCOPO DO PROJETO	4
2. APRESENTAÇÃO DOS CONCEITOS	5
2.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES.....	6
2.1.1. Pontes em lajes.....	6
2.1.2. Pontes Treliçadas	7
2.1.3. Pontes Suspensas (Pênseis).....	8
2.1.4. Pontes Estaiadas	9
2.1.5. Pontes em Vigas.....	10
2.2. CLASSIFICAÇÃO	11
2.3. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA VIA	12
2.4. ELEMENTOS COMPONENTES	12
2.4.1. Longarinas.....	12
2.4.2. Transversinas.....	12
2.4.3. Lajes	13
2.4.4. Aparelho de apoio	13
2.4.5. Juntas de dilatação.....	14
2.4.6. Sistema de drenagem.....	15
2.4.7. Barreiras de Concreto ou Guarda-Rodas.....	15
2.4.8. Guarda-corpo.....	16
2.5. Cargas Rodoviárias de Cálculo.....	17

2.6. Sistema de Protensão	17
2.6.1. Sistema de Protensão.....	17
2.6.2. Grau de Protensão	18
2.6.3. Perdas de Protensão.....	20
3. CRITÉRIOS DE PROJETO.....	22
3.1. NORMAS	22
3.2. CARACTERÍSTICA DA SUPERESTRUTURA.....	22
3.2.1. Longarinas.....	23
3.2.2. Transversinas:	24
3.2.3. Lajes:.....	25
3.2.4. Aparelho de apoio:	26
3.2.5. Junta de dilatação	26
3.2.6. Drenagem	26
3.3. MATERIAIS UTILIZADOS	26
3.3.1. Concreto	26
3.3.2. Aço passivo	27
3.3.3. Aço Ativo	27
3.4. PAVIMENTAÇÃO.....	27
3.5. DURABILIDADE DA ESTRUTURA	28
3.5.1. Classe de agressividade.....	28
3.5.2. Cobrimento.....	28
4. AÇÕES NA PONTE	29
4.1. AÇÕES PERMANENTES	29
4.1.1. Diretas	29
4.1.2. Indiretas.....	33
4.2. AÇÕES VARIÁVEIS.....	34
4.2.1. Diretas	35

4.2.2. Indiretas.....	43
4.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS.....	44
5. COMBINAÇÕES DE PROJETO	44
5.1. Estado limite último (ELU)	44
5.1.1. Combinações Última Normal.....	44
5.2. Estado Limite de Serviço (ELS)	45
5.2.1. Combinações quase permanentes de serviço	45
5.2.2. Combinações frequentes de serviço	45
5.2.3. Combinações raras de serviço	46
6. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA SUPERESTRUTURA	46
6.1. LINHA DE INFLUÊNCIA DO TREM-TIPO.....	46
6.2. MODELO ESTRUTURAL	47
6.3. ESFORÇOS NAS LONGARINAS	49
6.3.1. Longarinas Externas.....	49
6.3.2. Longarinas Internas.....	52
6.4. ESFORÇOS NAS TRANSVERINAS	55
6.4.1. Transversinas de Extremidade	55
6.4.2. Transversinas centrais	56
6.5. ESFORÇOS NA LAJE	57
6.5.1. Momento máximo no sentido longitudinal	57
6.5.2. Momento mínimo no sentido longitudinal	57
6.5.3. Momento máximo no sentido transversal	58
6.5.4. Momento mínimo no sentido transversal.....	58
7. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	58
7.1. LONGARINAS.....	58
7.1.1. Cálculo da força de protensão	59

7.1.2. Estado limite de serviço	83
7.1.3. ESTADO LIMITE DE ÚLTIMO – ELU	93
7.2. LAJES	105
7.2.1. Cálculo da armadura para flexão.....	105
7.2.2. Verificação de lajes ao cisalhamento	107
7.2.3. Lajes pré-moldadas	108
7.3. TRANSVERSINAS	109
7.3.1. Transversinas de extremidade	109
7.3.2. Transversinas centrais	111
7.4. APARELHO DE APOIO.....	114
7.4.1. Carregamentos, deslocamentos e rotações	114
7.4.2. Dimensões do aparelho de apoio	114
7.4.3. Limite de tensão de compressão	114
7.4.4. Limitação da deformação de cisalhamento no elastômero	115
7.4.5. Limitação ao deslocamento horizontal.....	116
7.4.6. Verificação da estabilidade a rotação.....	116
7.4.7. Verificação da estabilidade ao deslizamento	116
7.4.8. Verificação da estabilidade a flambagem	116
7.4.9. Dimensionamento das chapas metálicas	117
8. CONCLUSÃO	118
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119
10. ANEXO	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte de referência composta por vigas longarinas pré-moldadas.....	2
Figura 2 - Curva custo x vão das pontes em função do material (VALERIANO, apud ALMEIDA, 2015).....	6
Figura 3- Ponte em laje	7
Figura 4 - Ponte Metálica Teófilo Trindade Coruche	8
Figura 5 - Golden Gate Bridge.....	9
Figura 6 - ponte Octavio Frias de Oliveira	10
Figura 7 - Ponte sobre o Rio Mãe Luzia em Treviso SC	11
Figura 8 - Detalhe da barreira New Jersey - Foto retirada do Manual de obras especiais - DNER 1996.....	16
Figura 9- Detalhes de guarda-corpo.....	16
Figura 10 - Seção transversal da ponte	22
Figura 11 - Dimensões de pré-dimensionamento de vigas em perfil I	23
Figura 12 - Dimensões das longarinas em centímetros	24
Figura 13 - Transversinas centrais	25
Figura 14 - Transversinas de extremidade	25
Figura 15 - Carregamento devido a peso próprio da laje.....	30
Figura 16 - Carregamento devido ao pavimento asfáltico	31
Figura 17 - Carregamento devido a camada de regularização	31
Figura 18 - Carregamento devido ao guarda-rodas.....	32
Figura 19 - Carregamento devido ao guarda-corpo	32
Figura 20 - Distribuição de carregamento do trem tipo – NBR 7188/2013.....	35
Figura 21 - Carregamento devido a carga de pedestres	37
Figura 22 – Fator S_2	40
Figura 23 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	40
Figura 24 - Velocidade básica do vento para regiões brasileiras.....	41
Figura 25 - Coeficiente de arrasto.....	42
Figura 26 - Linha de influência - reação de apoio longarina externa	47
Figura 27 - Linha de influência - reação de apoio longarina interna	47
Figura 28 – Planta modelagem estrutural	48
Figura 29 - Restrição dos apoios das longarinas.....	48
Figura 30 – Esforços devido ao peso próprio - longarinas externas	49

Figura 31 – Esforços devido ao peso próprio tabuleiro – longarinas externas	50
Figura 32 - Esforço devido as cargas permanente - longarinas externas	50
Figura 33 - Esforços na combinação quase permanente de serviço – longarinas externas.....	50
Figura 34 - Esforços na combinação rara de serviço - longarinas externas.....	51
Figura 35 - Esforços na combinação frequente de serviço - longarinas externas.....	51
Figura 36 - Esforços na combinação última normal - longarinas externas.....	51
Figura 37 – Esforços devido ao peso próprio - longarinas internas.....	52
Figura 38 – Esforços devido ao peso próprio tabuleiro – longarinas internas.....	52
Figura 39 - Esforço devido as cargas permanente - longarinas internas.....	53
Figura 40 - Esforços na combinação quase permanente de serviço - longarinas internas	53
Figura 41 - Esforços na combinação rara de serviço - longarina interna.....	53
Figura 42 - Esforços na combinação frequente de serviço - longarinas internas.....	54
Figura 43 - Esforços na combinação ultima normal - longarinas internas	54
Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 –a	55
Figura 45Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 –b	55
Figura 46Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 -c	55
Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – a	56
Figura 48Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – b.....	56
Figura 49Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – c.....	56
Figura 50 - Momento Fletor máximo no sentido longitudinal M11	57
Figura 51 - Momento Fletor mínimo no sentido longitudinal M11	57
Figura 52- Momento Fletor máximo no sentido longitudinal M22	58
Figura 53- Momento Fletor mínimo no sentido longitudinal M22.....	58
Figura 54 - Seção final das longarinas	59
Figura 55 - Perda de tensão por atrito e por escorregamento da ancoragem	65
Figura 56 - Flecha elástica das vigas sem considerar a força de protensão	90
Figura 57 – Ábaco do coeficiente K_o	91
Figura 58 – Ábaco do coeficiente K_t	92
Figura 59- Ábaco do coeficiente.....	92
Figura 60 - Seção final das longarinas	93
Figura 61 - Momento Fletor sem considerar a força de protensão	94
Figura 62 - Seção 1	97
Figura 63 - Seção 2	98
Figura 64 - Espessura equivalente para esforço torsor	101

Figura 65 - Valor do esforço torsor da longarina mais solicitada.....	102
Figura 68 - Distribuições de tensões próximas a ancoragem da armadura ativa.....	103
Figura 69 - Reações de içamento devido ao peso próprio	104
Figura 70 - Esforço cortante na lajete do tabuleiro.....	108

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_c	Área de concreto de determinada seção
b_w	Largura da faixa de laje;
f_{ck}	Tensão de resistência característica do concreto à compressão;
f_{yk}	Valor característico da resistência de escoamento do aço
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
h	Altura total da laje;
E_{cs}	Módulo secante
g	Peso próprio dos elementos
P	Carga pontual transmitida pelo pneu do trem-tipo
p	Carga distribuída devido ao trem-tipo
Q	Carga pontual transmitida pelo pneu do trem-tipo majorada
q	Carga distribuída devido ao trem-tipo majorada
F_d	Valor resultante de cálculo das combinações
F_{gk}	Valor característico das ações permanente;
F_{qk}	Valor característico das ações variáveis.
φ	Coefficiente de majoração das cargas móveis.
γ	Peso específico do material
e	Espessura do elemento
l_x	Dimensão da laje no sentido transversal da ponte
l_y	Dimensão da laje no sentido longitudinal da ponte
a	Distância entre eixo das rodas;
w_k	Dimensão da abertura da fissura no concreto

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental conforme tabela 6.1 da NBR 6118:2014.....	19
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental conforme tabela 13.4 da NBR 6118:2014	19
Tabela 3 – Pré-dimensionamento das longarinas.....	24
Tabela 4 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	28
Tabela 5 - Cobrimento nominal para cada classe de agressividade.....	29
Tabela 6 - Combinações normais no ELU.....	45
Tabela 7 – Combinações quase-permanente de serviço	45
Tabela 8 – Combinações frequentes de serviço.....	45
Tabela 9 - combinações raras de serviço	46
Tabela 10 - Esforços no ELU – longarinas externas.....	52
Tabela 11 - Esforços no ELU – longarinas internas	54
Tabela 12 - Propriedades do concreto.....	59
Tabela 13 - Propriedades da seção final	59
Tabela 14 - Especificações das cordoalhas	62
Tabela 15 - Quantidade de cabos de protensão.....	63
Tabela 16 - Critérios das perdas de protensão	72
Tabela 17 - características de seção	72
Tabela 18 - Perdas imediatas de protensão	74
Tabela 19 - Perda de protensão diferidas.....	81
Tabela 20 - Fusão de passagem	83
Tabela 21 - Tabela de tensões nas viga - fase em vazio	85
Tabela 22 - Tensões nas longarinas para t=30 dias.....	86
Tabela 23 - Tensões nas longarinas para ELS-D.....	87
Tabela 24 - Tensões nas longarinas no ELS-F.....	88
Tabela 25 - Esforço cortante na longarina mais solicitada	97
Tabela 26 - Espaçamento de estribos para o trecho 1	99
Tabela 27 - Espaçamento de estribos para o trecho 1	99
Tabela 28 - Espaçamento de estribos para o trecho 3.....	100
Tabela 29 - Armadura de fretagem dos cabos de protensão	104
Tabela 30 - Espessura da chapa de aço mínima.....	117

RESUMO

Neste trabalho é apresentado a análise e dimensionamento dos elementos da superestrutura de uma ponte composta por vigas pré-moldadas protendidas. A arquitetura do projeto foi baseada em uma ponte construída em Sicília, Itália. Para fins acadêmicos deste projeto será considerada a execução da ponte no Brasil, assim, seguindo as normatizadas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e manuais dos órgãos de trânsito. Por fim, neste projeto será apresentada a concepção estrutural e análise das solicitações na superestrutura pelo método dos elementos finitos, o dimensionamento de cada elemento estrutural e o detalhamento, incluindo memorial de cálculo e descritivo.

1. INTRODUÇÃO

Obras destinadas à transposição de obstáculos à continuidade normal de uma via, tais como braços de mar, rios, vales profundos e etc são denominadas pontes. Quando o objetivo é a transposição de outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é comumente, denominada por viaduto (PFEIL, 1979).

O início da história das pontes se iniciou nos tempos antigos, e desde então engenheiros e arquitetos vem aperfeiçoando suas técnicas de design e construção até o ponto em que são hoje – obras de artes que abrangem montanhas, lagos e oceanos. Com o início do Império Romano, veio com eles técnicas de construção de pontes de formas mais revolucionárias, a construção em arco, permitindo que as forças descendentes do topo do arco da ponte fossem transmitidas para as fundações da ponte. Este conhecimento na época se tornou não poderoso que os construtores de estradas romanas chegaram a construir mais de 900 pontes pela Europa, Ásia e África. (HISTORYOFBRIDGES).

O surgimento da utilização de vigas pré-moldadas de concreto na construção se deu por volta da década de 1930. No entanto, apenas na década de 50, com o avanço da protensão e aperfeiçoamento no sistema de transporte e montagem da estrutura essa técnica teve seu grande desenvolvimento. O desenvolvimento deste tipo de ponte se difundiu rapidamente em função as vantagens apresentadas, aos quais se destacam: Melhor controle de execução, otimização obtida na utilização das fôrmas em função do reaproveitamento, padronização da seção e redução dos prazos de execução simultânea com a infraestrutura e eliminação de cimbramento. (PINHO *et al*, 2000).

A ponte de referência deste trabalho, devido a profundidade do desfiladeiro, impossibilitava a utilização de pilares centrais ou estrutura de escoramento, sendo assim utilizado os sistema de vigas pré-fabricadas com 32 metros de comprimento e lançadas por uma treliça lançadeira sob cantilevers de concreto. A construção ocorreu em duas fases: A construção da mesoestrutura, constituída pelos cantilevers, após foi lançado as vigas-longarinas e por fim a concretagem das vigas transversinas e laje

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A ponte ao qual foi baseado este projeto foi construída com a proposta de conectar a cidade de Canicattini Bagni com o distrito de San Alfano, na Sicília, Itália, após a precariedade da ponte de pedra existente, construída em 1796. A estrutura atravessa um desfiladeiro profundo em um único vão e a dificuldade da área devido à natureza e as condições de trabalho exigiram considerável esforço na construção.

Para a construção da mesoestrutura foi realizado um suporte temporário que funcionava como formas dos cantilevers e exigiu uma atenção especial, devido à dificuldade construtiva por conta do desfiladeiro. As vigas-longarinas foram pré-fabricadas fora da obra e transportadas até o local. O lançamento das vigas foi realizado por meio de uma treliça lançadeira que transportou as quatro vigas até sua posição final.

Todas as análises e dimensionamentos apresentados neste projeto final de graduação serão realizados de acordo com as normativas brasileiras, considerando que esta ponte seja construída em uma área em Brasília-DF.



Figura 1 – Ponte de referência composta por vigas longarinas pré-moldadas

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo principal a análise e dimensionamento da superestrutura de uma ponte formada por vigas pré-moldadas protendidas.

Os objetivos específicos do projeto final são:

- Determinação da distribuição transversal dos esforços por meio do software SAP 2000, realizando análises pelo método dos elementos finitos. Os esforços serão determinados para os seguintes elementos:
 - Vigas - longarinas;
 - Vigas – transversinas;
 - Lajes;
 - Aparelho de apoio.
- Determinação da força de protensão e quantidade de cabos nas longarinas;
- Dimensionamento e detalhamento das vigas - longarinas;
- Dimensionamento e detalhamento das vigas – transversinas;
- Dimensionamento e detalhamento da laje;
- Dimensionamento e detalhamento do aparelho de apoio.

1.3. MOTIVAÇÃO

A motivação principal deste trabalho está em expandir os conhecimentos adquiridos durante a graduação na área de estruturas ao âmbito de estruturas de obras de artes especiais, realizando uma revisão bibliográfica dos elementos constituintes de uma ponte, estudo das ações atuantes, dimensionamento e detalhamento dos elementos.

O modelo estrutural escolhido, pontes composta por vigas pré-fabricadas isostáticas, se deve pela difusão destas estruturas atualmente no Brasil, sendo possível encontrar estruturas semelhantes em pontes ou viadutos.

1.4. METODOLOGIA

Em primeira etapa foi realizado uma revisão bibliográfica acerca dos elementos estruturais das pontes composta por vigas pré-fabricadas protendidas e os elementos necessários para seu correto funcionamento.

Após foi realizado um levantamento dos carregamentos atuantes na superestrutura da ponte e seus efeitos sobre ela. Foi realizada uma análise da distribuição transversal e longitudinal dos esforços nas vigas pré-fabricadas (longarinas), nas lajes, transversinas e aparelho de apoio. A análise dos esforços foi realizada pelo método dos elementos finitos, por meio do software SAP 2000.

Em seguida, foi realizado o dimensionamento da força de protensão nas vigas pré-fabricadas, quantidade de cabo, traçado e, determinação da perda de protensão. Em sequência, foi realizado o dimensionamento e verificações das armaduras ativa e passiva no ELU e ELS.

A obtenção dos esforços na superestrutura foi realizada por meio do software SAP 2000 e o software Ftool, utilizado para análises mais simplificadas. Todos os cálculos foram realizados no software Excel e o desenvolvimento da parte gráfica foi realizado no software AutoCAD.

1.5. ESCOPO DO PROJETO

O capítulo 1 engloba as considerações iniciais, objetivo, motivação e metodologia empregada no projeto.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos assuntos contendo informações sobre tipos pontes existentes e suas importâncias, definições de alguns dos elementos constituintes da superestrutura da ponte e uma revisão bibliográfica sobre sistema de protensão.

No capítulo 3 são apresentados os critérios utilizados neste projeto, contendo característica da estrutura, normas utilizadas, materiais utilizados e é realizado o pré-dimensionamento dos elementos.

O capítulo 4 trata das ações, sejam elas permanentes ou móveis, aborda os estados limites últimos e de serviço ao qual a estrutura estará submetida e apresenta as combinações a serem utilizadas neste projeto.

O capítulo 5 apresenta apenas as combinações de projeto utilizadas no ELU e ELS para a estrutura.

O capítulo 5 consiste nas análises e obtenção dos esforços no tabuleiro pelo método dos elementos finitos por meio do software SAP 2000.

O Capítulo 6 são apresentados os dimensionamentos e o memoriais de cálculo das vigas longarinas, vigas transversinas, lajes e aparelho de apoio.

O anexo A, presente neste documento, refere-se as plantas de fôrma e armação elaboradas para os elementos estruturais calculados neste projeto.

2. APRESENTAÇÃO DOS CONCEITOS

Sobre o ponto de vista de funcionalidade estrutural as pontes, em maioria, podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura (PFEIL, 1979).

A superestrutura, composta geralmente por vigas principais (longarinas), vigas secundárias (transversinas) e lajes, são elementos que recebem diretamente os esforços das cargas móveis de veículos automotivos, ferroviários, carga de pessoas e carga de pavimento, e transmite esses esforços para a mesoestrutura por meio de aparelhos de apoio.

A mesoestrutura é composta pelos elementos que transmite os esforços advindos da superestrutura para a infraestrutura, em conjunto com os esforços obtidos diretamente de outras solicitações imposta nestes elementos, como a ação do vento ou empuxo da água em pilares.

A infraestrutura ou fundação é composta por elementos que absorve os esforços resultantes da mesoestrutura e transmite para o terreno. Compõem os elementos da infraestrutura os blocos de fundação, sapatas, estacas, tubulões e etc.

2.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES

As pontes podem ser feitas de diversos materiais, pedras, madeiras, concreto simples, armado ou protendido, metálicas ou mistas. A escolha do material e do modelo estrutural é em função do vão a ser vencido, do design e do custo da construção, sendo que para cada faixa de vão temos o material mais adequado (ALMEIDA, 2015). Tal fato é representado graficamente na figura abaixo.

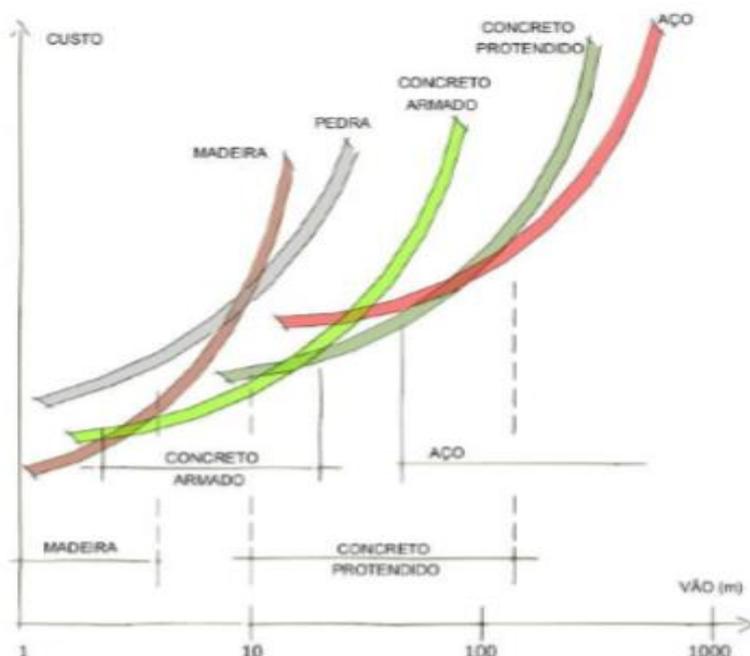


Figura 2 - Curva custo x vão das pontes em função do material (VALERIANO, apud ALMEIDA, 2015)

2.1.1. Pontes em lajes

De acordo com o Manual de Projeto de Obras de Artes Especiais – DNER (1996) as pontes em lajes podem ser constituídas de elementos pré-moldados ou serem moldadas no local, sendo indicadas para vãos curtos, baixas altura de construção e pequenas relações altura/vão.

Devido ao fato dessa solução estrutural ser desprovidas de qualquer vigamento elas apresentam algumas vantagens, como pequena altura de construção, boa resistência à torção, e rapidez de execução, possuindo também boa relação estética.

As pontes em lajes podem ser de concreto armado ou protendido, com relação da espessura variando entre 1/15 a 1/20 para concreto armado e 1/30 para concreto protendido. Como forma de diminuir o peso próprio pode ser adotada com seção transversal laje alveoladas, onde os vazios podem ser preenchidos por fôrmas (FILHO, 2008).



Figura 3- Ponte em laje

<http://www.lajeshertel.com.br/obras/pontes---laje-painel-trelicado#prettyPhoto>

2.1.2. Pontes Treliçadas

Segundo Manual de Projeto de Obras de Artes Especiais – DNER as estruturas em treliça apresentam duas vantagens estruturais principais: as solicitações dos elementos são forças axiais e o sistema de alma aberta permite o uso de uma altura maior do que no caso de uma viga de alma cheia equivalente. Sendo mais adequados para estruturas metálicas esses fatores geram economia em material e redução do peso próprio da estrutura e também a deformações reduzidas, devido a maior altura do elemento proporcionando maior rigidez.

Os sistemas estruturais podem ser de diversos tipos, sendo eles: treliça de Pratt, com montantes comprimidos e diagonais tracionados; a treliça de Howe, com montantes tracionados e diagonais comprimidas; a treliça de Warren, com diagonais alternando em compressão e tração; e a treliça Vierendeel, tendo elementos sujeitos a flexão composta.



Figura 4 - Ponte Metálica Teófilo Trindade Coruche
<http://www.a2p.pt/portfolio/projectos/ponte-met-lica-te-filo-trindade>

2.1.3. Pontes Suspensas (Pênses)

As pontes pênses apresentam cabos que se ancoram ao tabuleiro são ligados a outros dois cabos maiores, sendo que esses são ligados às torres de sustentação. A transferência de esforços as torres são feitas por esforços de tração. Os cabos maiores ao serem tracionados comprimem as torres de sustentação, que por fim transferem os esforços de compressão para as fundações (FILHO, 2008).

Nas pontes pênses os cabos são ligados a dois outros cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens em forma de pendurais é feita simplesmente por esforços de tração. Os cabos maiores comprimem as torres de sustentação, que transferem os esforços de compressão para as fundações. Neste tipo de ponte, quando sujeita a grandes cargas de vento, o tabuleiro apresenta grandes deslocamentos, por esta razão, exige-se que o mesmo seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito.



Figura 5 - Golden Gate Bridge
https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Golden_Gate

2.1.4. Pontes Estaiadas

Segundo Manual de Projeto de Obras de Artes Especiais – DNER as estruturas estaiadas apresentam vantagens técnicas, econômicas e estéticas; a partir de 200 metros, e atingindo quase 900 metros, sendo utilizadas com frequência a partir da década de 50.

Este tipo de estrutura pode muitas vezes ser confundido com pontes pênséis pela utilização de cabos de ancoragem. No entanto, a diferença está exatamente na forma como os cabos são dispostos. Nas pontes pênséis existem dois tipos de cabos, os presos à superestrutura e os cabos ancorados nos pilares. No modelo estaiado, os esforços atuantes no tabuleiro são concentrados e transmitidos para a torre, que por mim é apoiada no bloco de fundação. As fixações dos cabos nos pilares podem ser em forma de harpa (cabos paralelos partindo de vários pontos do pilar) ou forma de leque (partindo de um ponto fixo no pilar). (PINI,2011)

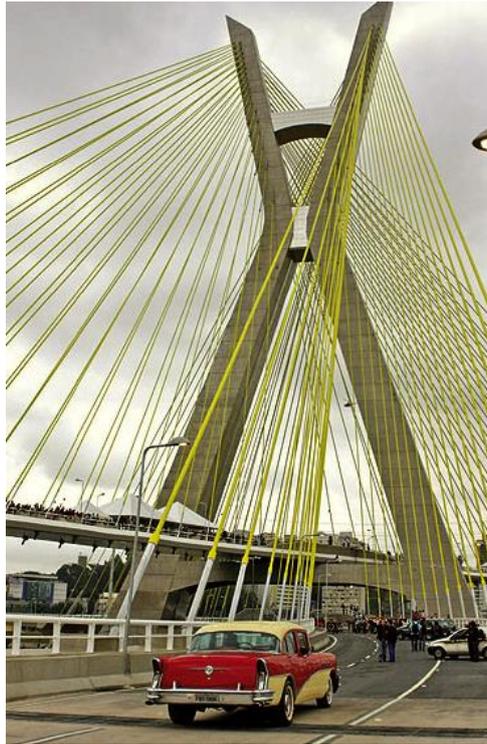


Figura 6 - ponte Octavio Frias de Oliveira

<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/10/estruturas-estaiadas-aplicacoes-indicadas-tipos-de-ancoragem-e-de-243545-1.aspx>

2.1.5. Pontes em Vigas

A utilização de vigas é um dos tipos mais simples de estrutura, sendo possível estruturas com vãos pequenos, 10 metros, em concreto armado, até vãos maiores, 100 metros, com a utilização de vigas protendidas de altura variável. Este sistema é, comumente, utilizado para vão de até 50 metros com moldagem no local e cimbramento convencional, e até cerca de 40 metros para estruturas pré-moldadas, lançadas por sistema de treliças, segundo DNER (1996).

As superestruturas de pontes com vigas abertas possuem um conjunto de vigas longitudinais, denominadas longarinas, e são responsáveis pela sustentação do tabuleiro. A ligação entre as longarinas é realizada por meio de lajes e transversinas, sendo que os usos das transversinas são utilizados para dar maior rigidez a estrutura e contribuir para distribuição transversal das cargas móveis (PINHO *et al*, 2000).

A utilização de vigas pré-moldadas sobre apoios, de modo a ficarem simplesmente apoiadas formando vão isostático traz facilidade para análise estrutura, pois permite a redução a quantidade de análises, pois assim é possível que se tenha maior número de vãos iguais e de mesma dimensão. Assim, é possível realizar o projeto de uma ponte de com mais de 200

metros de extensão, apenas dividindo ela em trechos de vãos iguais e analisando apenas um trecho da superestrutura.



Figura 7 - Ponte sobre o Rio Mãe Luzia em Treviso SC

<http://www.thiel.eng.br/fotos/detalhes/37&codigoRepresentacao=3&representacao=BPM%20PR%C3%89-MOLDADOS%20LTDA.#prettyPhoto>

2.2. CLASSIFICAÇÃO

Segundo Pfeil (1979) as pontes podem ser classificadas de diversas formas, tendo como as mais comuns quanto ao material que são construídas. Outras classificações são referentes à finalidade e tipo de modelo estrutural.

- **Quanto à finalidade**

A finalidade da ponte refere-se para qual objetivo ela foi projetada, seja ela para uso rodoviário, ferroviário, pedestre ou uso misto. As pontes podem ainda serem destinadas para suporte de tubulações de água, esgoto, gás, óleo e até utilizadas como vias de navegação.

- **Quanto ao material**

Com a evolução da tecnologia e os crescentes estudos na área de engenharia com o decorrer dos anos as pontes puderam ser projetadas com a utilização de diversos tipos de materiais, como pontes de pedra, madeira, metálicas, concreto armado e concreto protendido.

- **Quanto ao sistema estrutural**

De acordo com DNER (1996) as estruturas das pontes podem assumir diversos modelos estruturais, de acordo com a necessidade e estética. Dentre as mais comuns estão pontes em lajes, viga pré-moldadas, estrutura em pórticos, arcos, treliçadas, estaiadas ou pênseis.

2.3. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA VIA

As rodovias federais brasileiras estão sob jurisdição do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), substituído pelo Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT). Este órgão estabelece as classes de projeto para as vias como forma de caracterização técnica. Essas classes variam de I a III e estabelecem diversas diretrizes, como velocidade diretriz, inclinações, distância de visibilidade e etc. Um fator predominante na determinação na caracterização da via é o máximo volume de tráfego misto diário previsto nos seus primeiros anos, definidas da seguinte forma:

Classe I – 1.000 ou mais veículos/dia;

Classe II – Entre 500 a 1000 veículos/dia;

Classe III – Até 500 veículos/dia.

Neste projeto será adotada via de classe II. De acordo com o art. 30 da norma para Projeto das Estradas e Rodagem de 1973 determinam que a largura para pista de rolamento seja de 3,50 metros. Será adotado tráfego de mão dupla, ou seja, há veículos trafegando nos dois sentidos da ponte. Além da pista de rolamento será adotada uma faixa de passeio em cada lateral da ponte, com dimensões de 1,15 metros.

2.4. ELEMENTOS COMPONENTES

Os elementos constituintes da superestrutura da ponte deste projeto estão definidos a seguir:

2.4.1. Longarinas

Vigas posicionadas no sentido longitudinal da ponte com o objetivo de receber as cargas das lajes do tabuleiro e transmitir para a mesoestrutura por meio de aparelho de apoios.

2.4.2. Transversinas

Vigas transversais ao eixo longitudinal da ponte e situado entre as longarinas. Essas vigas têm por objetivo dar maior rigidez ao tabuleiro, diminuindo o efeito de torção em relação ao eixo longitudinal da ponte.

2.4.3. Lajes

Classificadas como elementos planos bidimensionais, as lajes apresentam duas dimensões predominantes, comprimento e largura, em relação a sua espessura. São destinadas a resistir aos esforços de sobrecarga e carga móvel e transmitir para as vigas. As lajes das pontes em vigas podem ser constituídas de uma pré-laje que são elementos que tem como função de fôrma para as lajes moldadas in loco e podem funcionar como parte da seção resistente da superestrutura.

2.4.4. Aparelho de apoio

Os aparelhos de apoio (AA) são elementos responsáveis por transmitir os esforços na ligação da superestrutura com a mesoestrutura, como pilares e encontros, permitindo ou não, de modo simultâneo, os deslocamentos e rotações. Esses elementos podem ser classificados de acordo com a sua possibilidade de movimento, fixos e móveis, sendo os móveis divididos em unidirecionais e multidirecionais.

Dentre os diversos tipos de aparelhos de apoio podemos classificar, de acordo com seu material, os seguintes tipos:

2.4.4.1. Aparelhos de apoio de concreto

As articulações de concreto são aquelas constituídas do mesmo material da ponte, o concreto, não existindo uma divisão completa entre a superestrutura e a mesoestrutura, no entanto, permitindo uma descontinuidade entre essas partes. Dentre as articulações de concreto podemos citar:

- Articulações Freyssinet;
- Articulações Mesnager;
- Articulações de contato de superfície cilíndrica;

2.4.4.2. Aparelhos de apoio metálico

Esse tipo de articulação é comumente constituído por um ou mais cilindros entre duas placas de aço, superior e inferior. Os rolos cilíndricos permitem a rotação em torno do eixo horizontal e restringe o movimento de translação vertical, podendo também, a depender do tipo de aparelho, restringir os movimentos de translação horizontal. Dentre os diversos tipos podemos citar:

- Roletes;
- Pêndulos ou oscilantes;
- Articulações metálicas.

2.4.4.3. Aparelhos de apoio elastoméricos

Esses aparelhos de apoio são os mais simples e atualmente os mais comumente utilizados para pontes constituídas por vigas. Podendo possuir diversas formas, são constituídos de materiais a base de borracha sintética (neoprene) ou naturais. As borrachas são vulcanizadas e assim são criadas ligações entre as macromoléculas de um elastômero. Devido a suas características esse tipo de aparelho de apoio ao receber um esforço se deforma e após a saída desse esforço ela retorna a sua forma inicial, contudo, cargas superiores aos seus limites podem gerar maiores danos. Como forma de aumentar sua resistência as deformações excessivas esse material é combinado com chapas horizontais de aço em camadas. A quantidade e espessura de chapas de aço são elementos dimensionais a partir dos esforços ao qual estão sujeitas. Dentre os diversos tipos podemos citar:

- Aparelho de apoio de neoprene cintado;
- Aparelho de apoio de neoprene cintado com placas de ancoragem;
- Aparelho de apoio de neoprene cintado com superfícies de deslizamento.

2.4.5. Juntas de dilatação

As juntas de dilatação são essenciais componentes para garantir maior durabilidade e integridade de pontes e viadutos. As cargas móveis devido ao tráfego produzem movimentações nos elementos estruturais da ponte e essas movimentações podem gerar fissuras. A utilização de algum material apropriado para o preenchimento destas juntas

minimiza a penetração de água, poeira, óleos e outros agentes que possam catalisar a degradação da estrutura.

De acordo com o DNER (1996) as juntas de dilatação, basicamente, podem ser classificadas em dois tipos: Juntas de vedação e juntas estruturais:

- Juntas de vedação: São juntas elásticas expansíveis, colocadas simplesmente por compressão ou pressurização do núcleo.
- Juntas estruturais: São dispositivos expansíveis com alta resistência mecânica para suportar o tráfego direto das rodas dos veículos.

2.4.6. Sistema de drenagem

O sistema de drenagem tem por o objetivo a remoção rápida das águas pluviais do tabuleiro com o objetivo de evitar acidentes de tráfego ou consequências prejudiciais devido a sua permanência. O manual do DNER (1996) recomenda em casos favoráveis, ou seja, que apresenta declividade maior ou igual a 2% e comprimento menor que 50 metros, a utilização de tubos de drenagem junto as barreiras de concreto para um rápido escoamento da água.

2.4.7. Barreiras de Concreto ou Guarda-Rodas

As barreiras de concreto são dispositivos rígidos de concreto armado para proteção lateral de veículos. Estes dispositivos devem ter geometria e capacidade resistente para impedir que veículos saiam da pista, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego. Dentre diversas barreiras testadas, a que apresentou melhor desempenho foi a barreira New Jersey (DNER, 1996), onde os detalhes e dimensões são apresentados na figura abaixo:

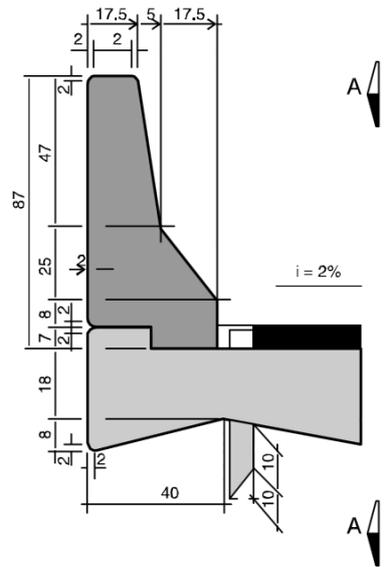


Figura 8 - Detalhe da barreira New Jersey - Foto retirada do Manual de obras especiais - DNER 1996

2.4.8. Guarda-corpo

Os guarda-corpos são elementos de proteção que tem por finalidade assegurar a proteção adequada a pedestres e ciclistas, sendo que sua existência está condicionada apenas quando houver passeios laterais. As faixas de pedestres ou ciclista devem estar isoladas da faixa de rolamento por meio de barreiras rígidas de concreto. O Manual do DNER (1996) cita que os guarda-corpos podem ser de diversos materiais, metálicos, concreto ou mistos, de acordo com a necessidade estética e econômica. No presente trabalho será utilizado de guarda-corpo metálico, vide figura abaixo.

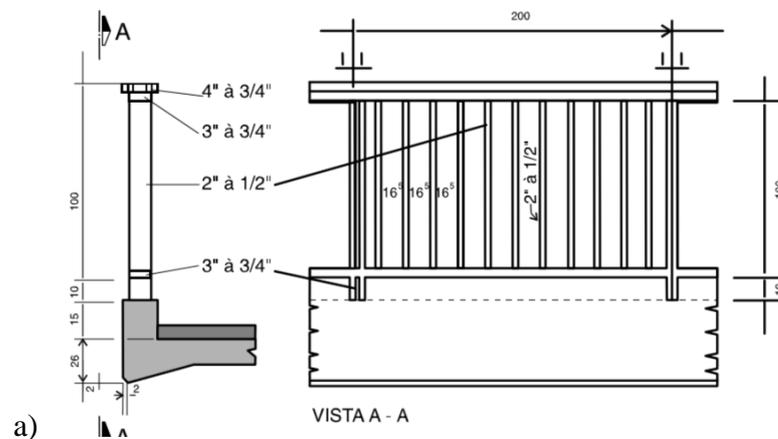


Figura 9- Detalhes de guarda-corpo

2.5. Cargas Rodoviárias de Cálculo

De acordo com Barker e Puckett (2012) a ponte é um elemento chave na transposição do sistema viário, pois é responsável por controlar a capacidade do fluxo viário, é o maior custo por quilometro de construção e se a ponte falhar, o sistema falha.

Por isso, segundo a NBR 7188/2013 as cargas móveis em pontes podem ser classificadas em dois tipos:

- TB - 450: Veículos tipo com peso total igual a 450 kN;
- TB - 240: Veículos tipo com peso total igual a 240 kN.

Neste trabalho será utilizado o veículo tipo TB – 450, com três eixos, seis rodas e área total em projeção de 18 m². O veículo tipo TB – 240 é utilizado apenas para pontes em entradas vicinais municipais ou obras particulares.

2.6. Sistema de Protensão

Segundo Naaman (2004) a protensão é a criação deliberada de tensões internas permanentes em uma estrutura ou sistema, a fim de se obter melhores desempenhos para o elemento estrutural, normalmente com objetivo de combater as tensões induzidas por carregamentos externo.

O efeito da protensão é realizado a partir da ancoragem de cabos, fios ou barras de aço, em um elemento estrutural, ao qual é realizado um alongamento destes elementos com o objetivo de transferir tensões de compressão para o concreto para combater as tensões de flexão existentes.

A utilização da técnica da protensão em pontes permite a execução de projetos com maiores vãos e com menor consumo de concreto e aço passivo. A utilização de vigas pré-moldadas protendidas é um método que está em bastante utilização no Brasil na realização de pontes e viadutos por permitir a realização de obras mais rápidas e menos robustas.

2.6.1. Sistema de Protensão

A ancoragem pode ser classificada em relação à existência ou não de aderência da armadura ativa de protensão e o concreto, e quanto à ocasião em que ela é processada (Hanai, 2005).

Para protensão com aderência é executada geralmente de duas maneiras:

- Concreto com armadura ativa pré-tracionada

É realizada a protensão da armadura por meio de dispositivos externos antes da concretagem da peça. Após a concretagem e o endurecimento do concreto é realizada a liberação total ou parcial da protensão proporcionando assim tensões de compressão no concreto.

- Concreto com armadura ativa pós-tracionada

A protensão é aplicada após o endurecimento do concreto no elemento estrutural. No caso os cabos são passados anteriormente a concretagem no interior de bainhas, podendo ou não aplicar caldas de cimento às bainhas e por fim realizado a ancoragem e aplicado a força de protensão.

Para protensão sem aderência entre a armadura ativa e o concreto é realizado apenas com pós-protensão. Da mesma forma da armadura aderente pós-tracionado, estas são colocadas em tubos formados por bainhas metálicas ou de plástico e são injetadas graxas para combater a corrosão. Outro sistema sem aderência é a utilização de protensão externa de peças de concreto já moldadas.

2.6.2. Grau de Protensão

O grau de protensão define os critérios utilizados na determinação dos efeitos que devem ser introduzidos pela protensão na estrutura, atendendo assim os requisitos estabelecidos para seu uso, especialmente em relação a sua durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.

A NBR 6118:2014 apresenta três níveis de protensão: protensão completa, limitada e parcial. Os níveis de protensão estão associados às classes de agressividade que estão submetido os elementos estruturais, apresentados na tabela 1, e as exigências relativas à fissuração em cada combinação em serviço, apresentados na tabela 2.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental conforme tabela 6.1 da NBR 6118:2014

Classe de agressividade ambiental (CAA)			
Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental conforme tabela 13.4 da NBR 6118:2014

Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental			
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto Simples	CAA I a CAA IV	não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W wk ≤ 0,4 mm	Combinação frequente
	CAA II a CAA III	ELS-W wk ≤ 0,3 mm	
	CAA IV	ELS-W wk ≤ 0,2 mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré tração com CAA I ou Pós tração com CAA III e IV	ESL-W wk ≤ 0,2 mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré tração com CAA II ou Pós tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D	Combinação frequente

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014 o nível de protensão pode ser definido diante os seguintes critérios:

a) Protensão completo (Nível 3)

As condições completas devem ser atendidas para elementos pré-tracionado em ambiente de classe de agressividade CAA III e IV, respeitando as seguintes condições:

- Para combinações frequentes de ações deve respeitar o estado limite de descompressão (ELS-D);
- Para combinações raras de ações deve respeitar o estado limite de formação de fissura (ELS-F).

b) Protensão limitada (Nível 2)

Deve ser respeitada a condição de protensão em elementos pré-tracionada em ambientes com CAA II ou armadura pós-tracionada em ambientes CAA III e IV, respeitando as seguintes condições:

- Para combinações quase-permanentes deve respeitar o estado limite de descompressão (ELS-D);
- Para combinações frequentes de ações deve respeitar o estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

c) Protensão parcial (Nível 1)

Aplicada a elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de CAA I ou CAA I e II para armadura pós-tracionando, respeitando o seguinte critério:

- Para combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), com $w_k \leq 0,2mm$.

2.6.3. Perdas de Protensão

A perda de protensão é a diminuição da intensidade da força de protensão aplicada inicialmente na peça. Ela é composta de duas parcelas, perdas imediatas, que são as perdas que ocorrem no momento da aplicação da protensão, e perdas diferidas no tempo, que ocorre devido as propriedades dos materiais.

2.6.3.1. Perdas Imediatas

As perdas imediatas são definidas com a diminuição da força de protensão após a aplicação da força de protensão na armadura ativa, sendo elas de três tipos:

a) Perda por atrito

Esta perda ocorre devido ao atrito entre o cabo e a bainha, sendo de maiores elevações em regiões curvas do cabo. Entretanto, essas perdas podem ocorrer em cabos retos, devido as ondulações parasitadas que ocorrem na prática.

b) Perda por cravação da ancoragem

Ao realizar a cravação da ancoragem e a protensão dos cabos ocorre uma acomodação da ancoragem na peça, o que acarreta em tensões de protensão menores.

c) Perda por deformação imediata do concreto

A tensão gerada com a liberação da armadura ativa da ancoragem produz um encurtamento no concreto, que devido essa deformação tem-se um menor valor de tensão de protensão.

2.6.3.2. Perdas Diferidas

As perdas diferidas ocorrem com o tempo e depende das propriedades dos materiais, tanto do aço como do concreto e podem ser definidas da seguinte forma:

a) Retração e fluência do concreto

O concreto é um material sujeito a deformações intrínsecas e por isso sofre um efeito chamado retração. A retração, especialmente de secagem, resulta em um encurtamento do concreto que se manifesta ao longo do tempo. A fluência ocorre devido aos carregamentos de longa duração, produzindo deformações nos elementos estruturais.

b) Relaxação do aço

A relação do aço é nada mais que um alívio de tensão na armadura, que ocorre quando a armadura se deforma com comprimento constante. A fluência é semelhante ao concreto, ocorre o aumento da deformação do aço no tempo à tensão constante.

3. CRITÉRIOS DE PROJETO

3.1. NORMAS

Todo o desenvolvimento deste projeto foi baseado nas seguintes normativas:

- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
- NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 9062:2017 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

3.2. CARACTERÍSTICA DA SUPERESTRUTURA

A superestrutura será composta por um único tabuleiro central de 32,0 metros de comprimento e 10,1 metros de largura, composto por quatro longarinas, quatro transversinas e laje. A vista da estrutura é apresentada na figura abaixo

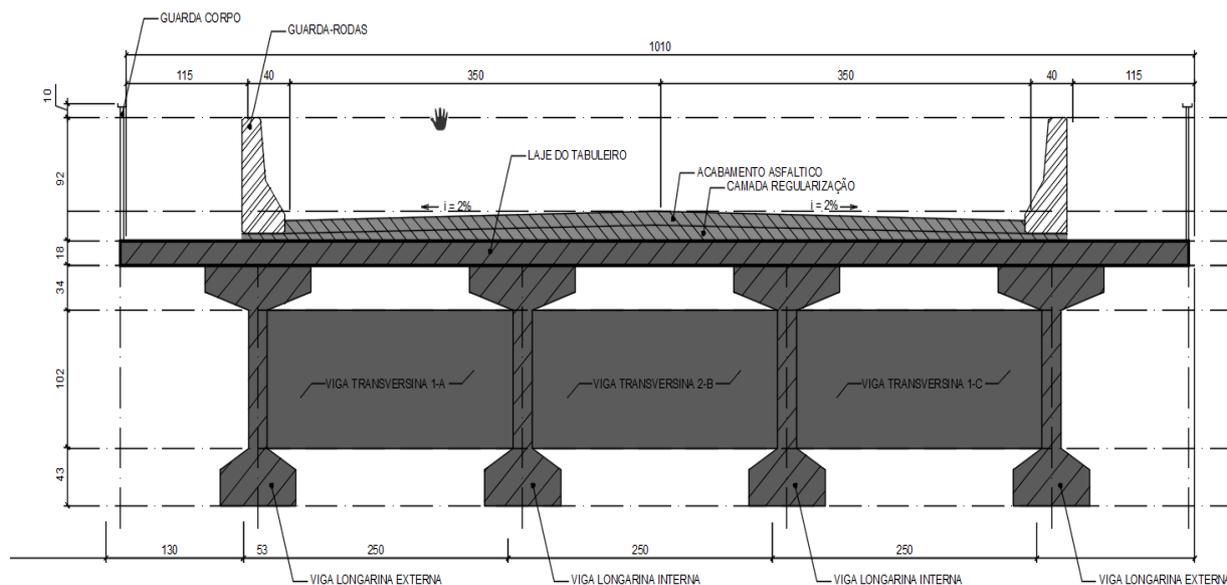


Figura 10 - Seção transversal da ponte

3.2.1. Longarinas

A superestrutura é composta por quatro vigas longarinas (VL) pré-moldadas de seção I biapoiadas, definidas neste projeto apenas como longarinas, com comprimento total de 32,0 metros e apoiadas por meio de dente gerber, conforme planta no anexo A

O manual do DNER (1993) apresenta diversas recomendações para o pré-dimensionamento de vigas pré-moldadas, seja em relação a estabilidade nas fases de transporte e montagem e da capacidade das treliças de lançamento. Recomenda-se para vigas pré-moldadas as relações altura/vão das nervuras em vigas isostáticas variem entre altura/vão = 1/15 e altura/vão = 1/20. Neste projeto utilizaremos $H = 1,80$ metros, valor utilizado no projeto ao qual está sendo baseado este trabalho, pois segue a relação de altura/vão = 1/18, dentro da recomendação do DNER.

Para o pré-dimensionamento das outras dimensões da seção foram adotados os seguintes critério:

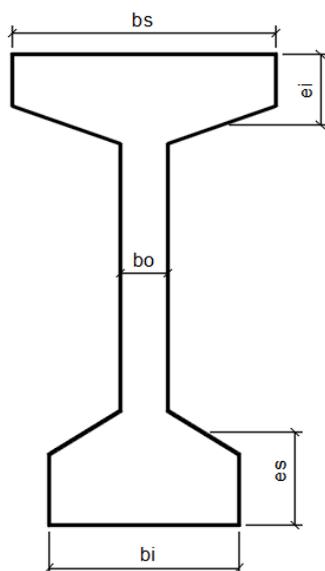


Figura 11 - Dimensões de pré-dimensionamento de vigas em perfil I

- $b_0 > 0,09 + \frac{h}{40} \rightarrow h > 0,8$
- $bs = 0,5 \sim 0,8 \cdot h$
- $bi = 0,4 \cdot h$

- $e_s = 0,15 \cdot h$
- $e_i = 0,20 \cdot h$

Tabela 3 – Pré-dimensionamento das longarinas

	Valor estimado [cm]	Valor Adotado [cm]
h	180	180
bo	13,5	18,0
bs	1,1	1,0
bi	72	72
ei	27	27
es	36	35

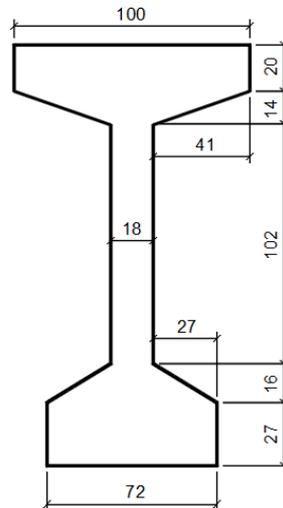


Figura 12 - Dimensões das longarinas em centímetros

3.2.2. Transversinas:

Serão adotadas quatro transversinas entre as longarinas, sendo duas transversinas de extremidades que estarão localizadas próximas aos apoios e, duas centrais localizadas entre os vãos, distante 10,7 metros de cada vão. Apenas as transversinas de extremidades tem ligação com as lajes do tabuleiro. O concreto utilizado nas transversinas será de 35 MPa e composta por aço CA 50. Suas dimensões são apresentadas na figura abaixo.

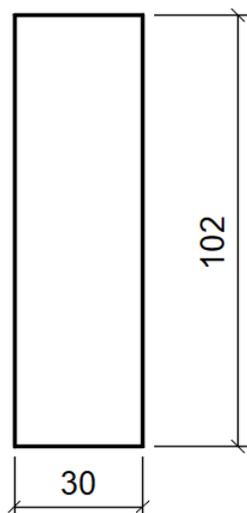


Figura 13 - Transversinas centrais

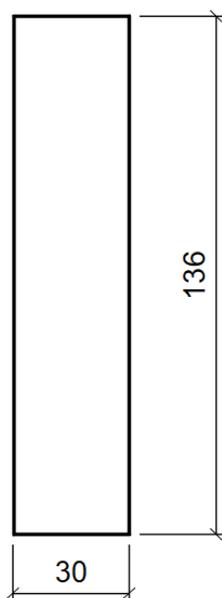


Figura 14 - Transversinas de extremidade

3.2.3. Lajes:

Com forma de dispensar a utilização de fôrmas para a concretagem da laje no local será utilizado, inicialmente, lajes pré-moldadas de pequena espessura apoiadas nas mesas para suportar o concreto fresco da laje. Essas lajes irão funcionar como parte da seção resistente da laje maior, incorporando armadura transversal inferior. A espessura final da laje do tabuleiro será de 18 cm.

3.2.4. Aparelho de apoio:

Serão utilizados aparelhos de apoio de **neoprene fretado** com o objetivo de restringir o deslocamento das longarinas na horizontal (direção x e y) e vertical (direção z), permitindo a rotação das longarinas. Esses tipos de apoios são denominados apoios de segundo gênero.

3.2.5. Junta de dilatação

Será utilizado junta Jenne série VV, por serem juntas que absorvem muito bem as deformações de recalques diferenciais, força de cisalhamento e rotação.

3.2.6. Drenagem

A drenagem do tabuleiro será feito por escoamento por tubos de PVC colocados nos guarda-rodas.

3.3. MATERIAIS UTILIZADOS

Segundo a NBR 6118:2014 e NBR 7187:2003 as características dos materiais utilizados devem atender com plenitude as solicitações que lhe serão impostas. No que tange os materiais utilizados neste projeto temos as seguintes características:

3.3.1. Concreto

Será utilizado concreto de classe C35 para as longarinas, lajes e transversinas, com a seguintes propriedades:

- Características do concreto C35
 - Peso específico: 25 kN/m³
 - Resistência a compressão característica (fck): 35 Mpa
 - Resistência a tração: (fct,m): 3,21 Mpa
 - Módulo de Elasticidade Inicial (Ei): 33 Gpa
 - Módulo de Elasticidade Secante (Ecs): 27 Gpa
 - Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
 - Coeficiente de dilatação térmica (α): 10⁻⁵ / °C

3.3.2. Aço passivo

Será utilizado aço CA50 para a armadura passiva dos elementos estruturais, com as seguintes características.

- AÇO CA 50
 - Resistência característica de escoamento (f_{yk}): 500 Mpa
 - Limite de resistência a ruptura (f_{stk}): 550 Mpa
 - Módulo de elasticidade: 210.000 Mpa
 - Coeficiente de dilatação térmica (α): 10^{-5} / °C
 - Peso específico (kN/m^3): 78,5 kN/m^3

3.3.3. Aço Ativo

Para as armaduras ativas serão utilizada cordoalha 7 fios de relaxação baixa designada CP 190 RB, com as seguintes características.

- CP 190 RB
 - Diâmetro 12,7 mm;
 - Área nominal de aço: 101,4 mm^2 ;
 - Massa nominal: 792 g/m;
 - Carga de ruptura mínima: 207,2 kN;
 - Carga mínima a 1% de alongamento: 186,5 kN;
 - Relaxação máxima após 1.000 h a 20°C p/carga inicial de 70%: 2,5%;
 - Relaxação máxima após 1.000 h a 20°C p/carga inicial de 80%: 3,5%;

3.4. PAVIMENTAÇÃO

De acordo com as orientações do manual do DNER (1996) o pavimento da superestrutura de obra-de-arte especial deve ser rígido, de concreto, flexível ou concreto asfáltico. Ainda sob orientação do manual a decisão por pavimento flexível ao invés de pavimento rígido deve ser demonstrada após análise técnica em relação a facilidade de obtenção dos materiais e viabilidade econômica, disponibilidade de equipamento adequados e continuidade do pavimento da rodovia.

Neste projeto será utilizado de pavimentação flexível de concreto asfáltico. Segundo a NBR 7187:2003, a pavimentação asfáltica definida para o projeto apresenta as seguintes características:

- Tipologia: Asfáltica
- Peso específico: 24 kN/m³
- Recapeamento: carga adicional de 2 kN/m².

3.5. DURABILIDADE DA ESTRUTURA

3.5.1. Classe de agressividade

A NBR 6118:2014 define quatro classes de agressividade ambiental ao qual uma estrutura pode estar enquadrada, de acordo com a tabela abaixo

Tabela 4 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingo de maré	

Neste projeto utilizaremos a classe de **agressividade II**, urbana, como o local para a construção da ponte.

3.5.2. Cobrimento

A NBR 6118:2014 define no seu item 7.4 os cobrimentos mínimos dos elementos estruturais de acordo com o tipo de estrutura, elemento e classe de agressividades. Esses valores estão representados na tabela abaixo.

Tabela 5 - Cobrimento nominal para cada classe de agressividade

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Neste projeto utilizaremos a classe de agressividade II

4. AÇÕES NA PONTE

Conforme NBR 8681:2003, as ações que geram estados de tensão ou deformações nas estruturas podem ser classificadas em ações permanentes, variáveis ou excepcionais.

4.1. AÇÕES PERMANENTES

De acordo com o item 11.3 da NBR 6118:2018 as ações permanentes são as que ocorrem em valores praticamente constantes durante toda a vida da construção, sendo divididas em diretas (peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos e instalações permanentes) ou indiretas (retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas (globais e locais) e protensão).

4.1.1. Diretas

4.1.1.1. Peso Próprio Longarinas

- Área: 0,74 m²
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Peso próprio vigas longarinas: 18,5 kN/m

4.1.1.2. Peso Próprio Transversinas Externas

- Área: 0,38 m²
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Carga Transversinas: 7,75 kN/m

4.1.1.3. Peso Próprio Transversinas Centrais

- Área: 0,41 m²
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Carga Transversinas: 10,25 kN/m

4.1.1.4. Peso Próprio lajes

- Espessura: 0,18 m
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Carga Transversinas: 4,5 kN/m²

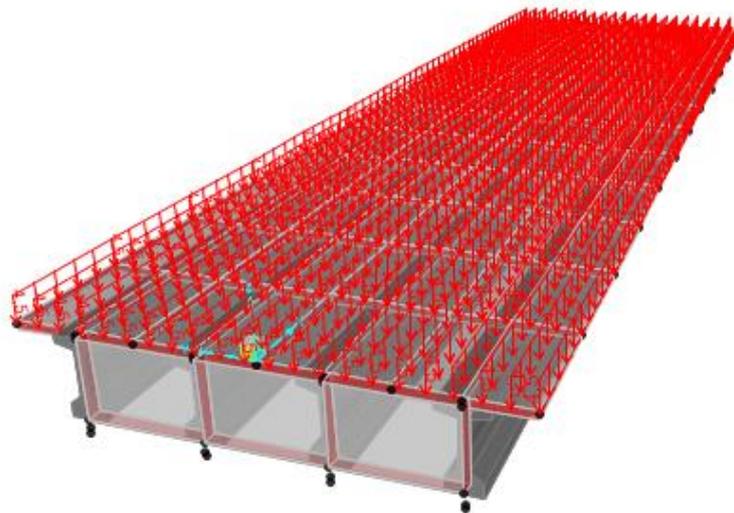


Figura 15 - Carregamento devido a peso próprio da laje

4.1.1.5. Carga pavimento asfáltico

- Espessura: 0,10 m
- Peso Específico: 24 kN/m³
- Recapeamento: 2 kN/m²
- Carga pavimento asfáltico: 4,4 kN/m²

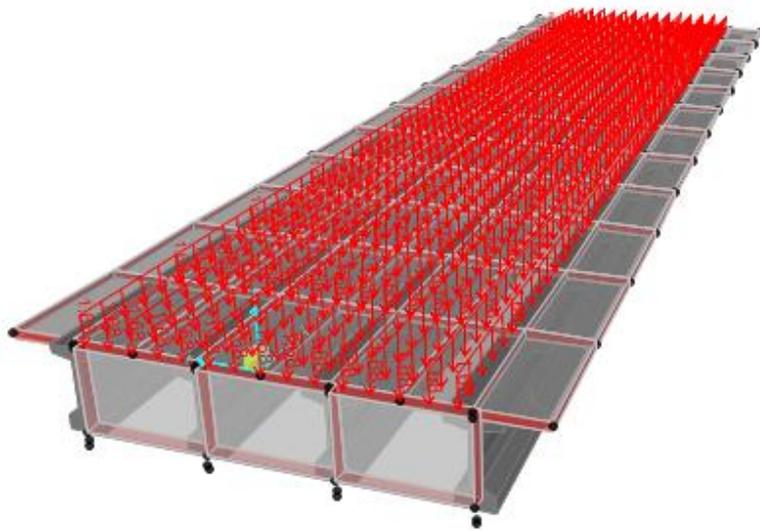


Figura 16 - Carregamento devido ao pavimento asfáltico

4.1.1.6. Camada regularização

- Espessura: 0,12 m
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Carga camada regularização: 3,0 kN/m²

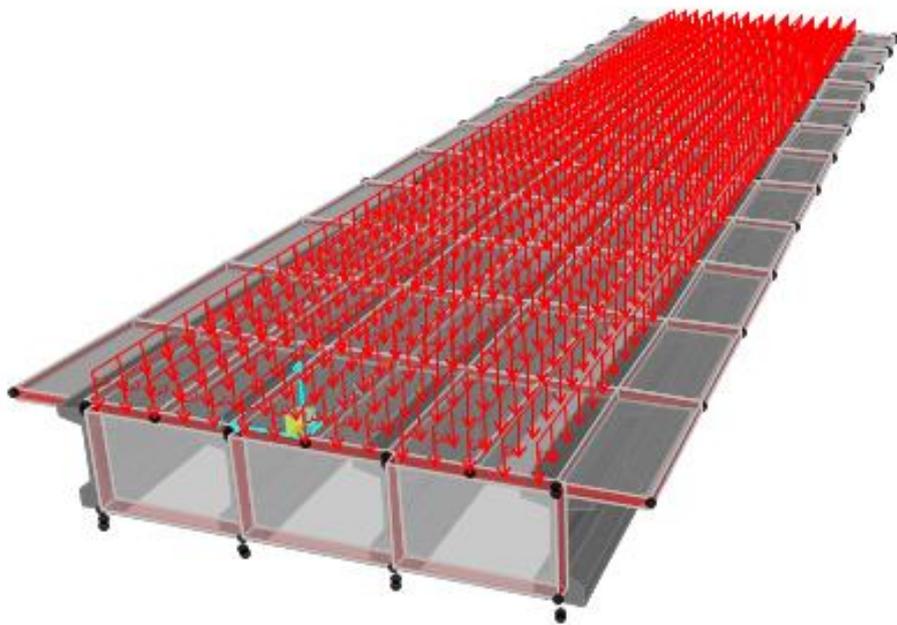


Figura 17 - Carregamento devido a camada de regularização

4.1.1.7. Guarda-rodas

- Área: 0,23 m²
- Peso Específico: 25 kN/m³
- Carga guarda-rodas: 5,75 kN/m

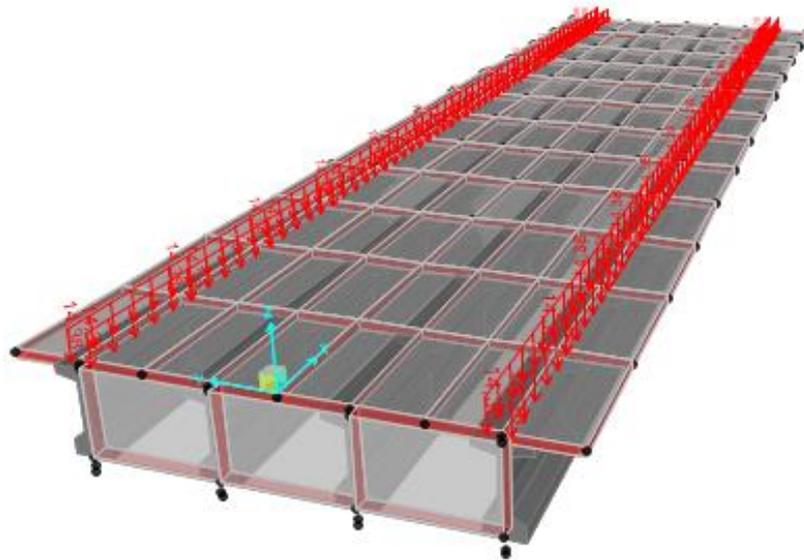


Figura 18 - Carregamento devido ao guarda-rodas

4.1.1.8. Guarda-corpo

Será atribuído uma carga de 1 kN/m como carga estimada para o guarda-corpo metálico.

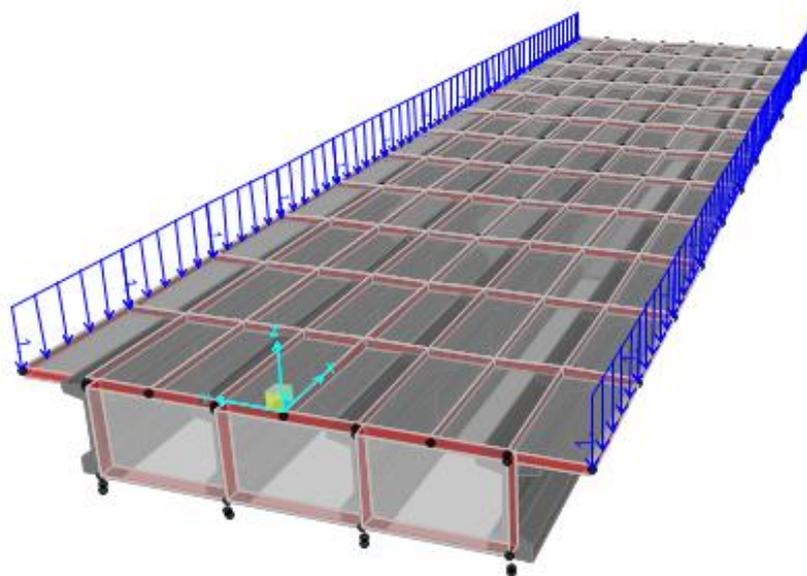


Figura 19 - Carregamento devido ao guarda-corpo

4.1.2. Indiretas

De acordo com o item 11.3.3 as ações permanentes indiretas são constituídas por deformações no concreto, imperfeições geométricas, recalques e protensão.

4.1.2.1. Retração

O efeito da retração é a redução do volume de concreto em consequência da perda de água, na ausência de solicitações externas.

A retração pode ser dividida em:

- **Retração plástica:** Caracterizado pela eliminação de água pelo fenômeno de exsudação.
- **Retração química:** ocorrem na fase de hidratação do concreto (endurecimento) devido a diferença de volume entre o cimento, a água e substâncias resultantes da hidratação.
- **Retração hidráulica:** Caracterizado pela diminuição do volume do concreto, é resultante da perda de água do material quando se apresenta em estado sólido.
- **Retração térmica:** A retração térmica se dá pela liberação de calor durante o processo de endurecimento do concreto no tempo, que, inicialmente, aumento de volume para depois diminuir durante a fase de resfriamento.

Dentre os principais fatores que influenciam a retração do concreto são:

- **Traço do concreto:** O tamanho e a qualidade dos materiais utilizados (areia, cascalho, aditivos, adições minerais) o fator água/cimento (a/c) comprometem a qualidade do concreto e aumenta a chance de retração.
- **Fatores climáticos:** Pode determinar uma maior ou menor retração do concreto, pois está ligado diretamente ao processo de evaporação da água.
- **Geometria do concreto:** A geometria do elemento estrutural influencia no efeito de retração devido ao contato entre área externa da peça estrutura e o ambiente externo.

4.1.2.2. Fluência

Segundo Carvalho (2015), a fluência é um evento em que a partir de tensões constante de solicitação no corpo ocorre o surgimento de deformações ao longo do tempo. Estas deformações são parcialmente reversíveis com a retirada do carregamento que a originou,

sendo uma parcela restituída imediatamente, outra restituída com o tempo e o restante da deformação se torna permanente.

De forma simplificada os fatores que influenciam o coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ são:

- Geometria de peça;
- Idade do concreto;
- Influência climática, principalmente umidade;
- Composição e resistência do concreto;
- Magnitude das tensões.

4.1.2.3. Deslocamento do apoio

O tabuleiro central da ponte é composto por lajes, transversinas e longarinas isostáticas, ou seja, as longarinas são simplesmente apoiadas nos cantilevers. Devido a essa configuração, a depender da rigidez, é possível um deslocamento do cantilevers, que pode se assemelhar a um recalque de apoio, que não provoca deformações ou esforços internos nas vigas longarinas, pois por ser isostáticas a estrutura não oferece resistência a esse deslocamento imposto. Isto é, o recalque de apoio só introduz movimentos de corpo rígido da estrutura isostática, não causando deformações ou esforços internos.

Por imprecisão na obtenção de todas as informações nos projetos será adotado que os cantilevers possuem uma alta rigidez e não sofrem deslocamentos consideráveis que afete o dimensionamento da estrutura.

4.1.2.4. Protensão

Os esforços resultantes da ação da força de protensão devem ser analisados em toda estrutura protendida. Essas solicitações, de forma simplificada, serão calculadas diretamente a partir da força de protensão e excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural. As perdas da força de protensão serão calculada de acordo o item 9.6.3 da NBR 6118:2014.

4.2. AÇÕES VARIÁVEIS

De acordo com o item 11.4.1 da NBR 6118:2014 as ações variáveis são aquelas que apresentam variação significativa durante a vida da construção. Elas podem ser divididas em ações variáveis diretas (cargas acidentais previstas para a construção na NBR 6120:1980,

ação do vento e água) e ações variáveis indiretas (variação uniforme e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas).

4.2.1. Diretas

4.2.1.1. Cargas móveis de veículos

De acordo com a NBR 7188/2013 a carga móvel rodoviário padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P=75\text{kN}$, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de $18,0\text{ m}^2$, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5\text{ kN/m}^2$, conforme a figura abaixo.

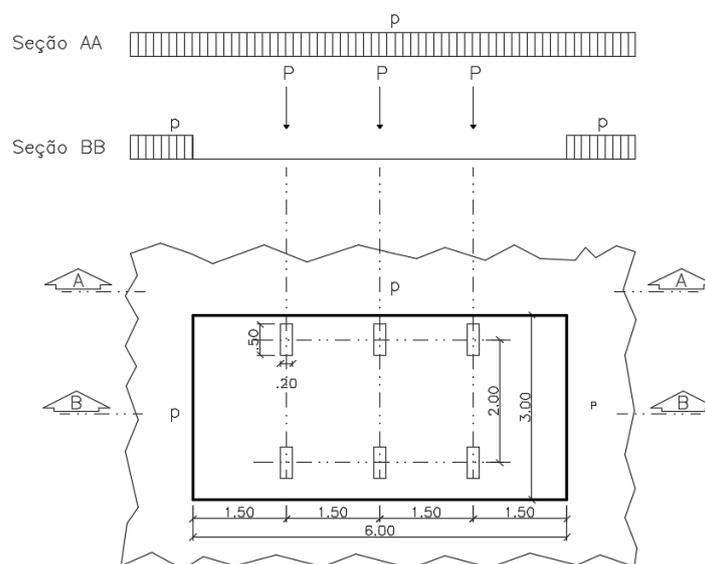


Figura 20 - Distribuição de carregamento do trem tipo – NBR 7188/2013

Ainda na NBR 7183:2013, define que a carga concentrada (P) e a carga distribuída ou carga de multidão (p) devem ser majoradas por um coeficiente de majoração φ determinado pelo produto de três coeficientes, coeficiente de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA), sendo possível obter as relações de carga concentrada e distribuída, respectivamente, majoradas.

$$Q = P.CIV.CNF.CIA = P.\varphi$$

$$q = p.CIV.CNF.CIA = p.\varphi$$

O coeficiente de majoração inibe a verificação do efeito dinâmico das cargas móveis pela teoria dinâmica das estruturas, válido para este modelo estrutural de ponte.

I. Coeficiente de impacto Vertical (CIV)

De acordo com a NBR 7188:2003, para vãos entre 10,0 m e 200,0 m o coeficiente de impacto vertical é dado pela seguinte equação:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

onde:

Liv é o menor vão em metros para o cálculo CIV, conforme o tipo de estrutura.

No caso temos apenas um vão, sendo assim $Liv = 32 \text{ m}$

Assim, temos:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{32 + 50} \right) = 1,26$$

II. Coeficiente de número de faixas (CNF)

De acordo com a NBR 7188:2003 o coeficiente de número de faixas deve ser calculado de acordo com a seguinte equação:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \geq 0,9$$

n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Para $n = 2$, temos:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (2 - 2) = 1$$

Assim utilizaremos $CNF = 1,0$

III. Coeficiente de impacto adicional (CIA)

De acordo com a NBR 7188:2003 o coeficiente de impacto adicional é 1,25 para obras em concreto.

IV. Coeficiente de majoração das cargas móveis

O coeficiente de majoração das cargas móveis pode ser simplificado para:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$$\varphi = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 1,25$$

$$\varphi = 1,58$$

4.2.1.2. Carga de pedestres

De acordo com a NBR 7188:2003 nos passeios para pedestres das pontes deve-se adotar carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel rodoviária.

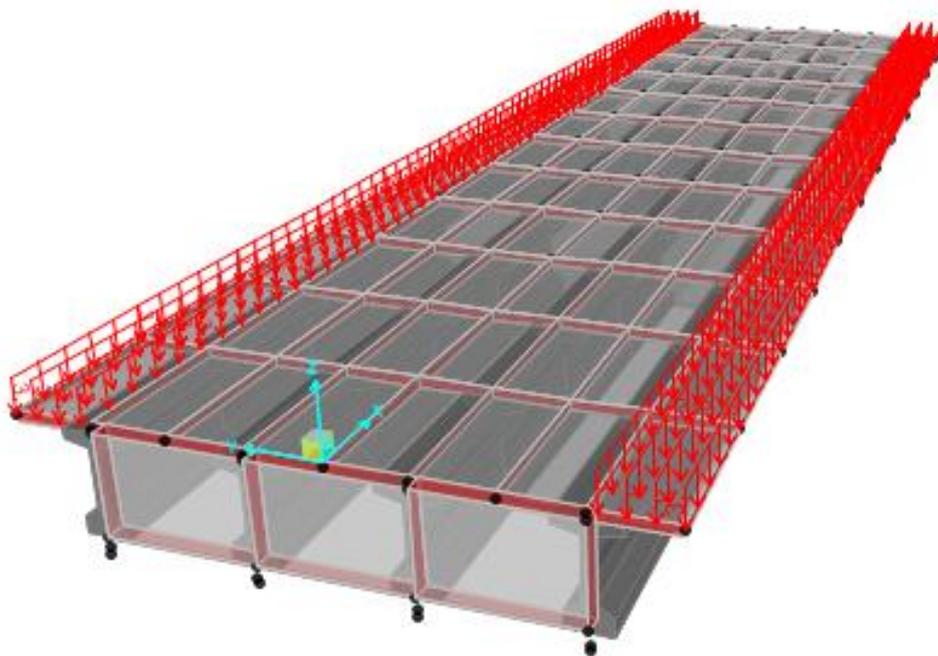


Figura 21 - Carregamento devido a carga de pedestres

4.2.1.3. Força longitudinal de frenagem ou aceleração

Tanto a força de aceleração como a de frenagem é dada com a mesma consideração e são aplicadas no nível da pista de rolamento, determinada da seguinte forma:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

onde:

$$H_f \geq 135 \text{ kN}$$

B: é a largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída de 5 kN/m²

L: é o comprimento concomitante, expresso em metros (m), da carga distribuída.

Assim temos:

$$H_f = 0,25 \cdot 7,0 \cdot 32,0 \cdot 1,0$$

$$H_f = 56 \text{ kN}$$

Neste caso será adotado $H_f = 135 \text{ kN}$

4.2.1.4. Ação do vento

A NBR 7187:2003 não prescreve nenhuma forma para determinação da ação do vento em pontes, recomendando apenas basear-se na NBR 6123:1998 – Ação do vento em edifícios-.

Será considerar como a superfície de incidência do vento a projeção da estrutura da ponte sobre o plano normal à direção do vento, sendo somado a altura das longarinas, lajes e guarda rodas.

O cálculo da força do vento na estrutura foi realizado de acordo com as prescrições da NBR 6123:1998 e apresentado a seguir.

A força de arrasto de vento na estrutura é calculada pela seguinte expressão:

$$F = C_a \cdot q \cdot A$$

onde:

C_a : coeficiente de arrasto;

q: velocidade característica do vento dada por $v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$;

onde:

v_0 : Velocidade básica do vento

S_1 : Coeficiente em relação ao fator topográfico;

S_2 : Coeficiente em relação a rugosidade do terreno;

S_3 : Coeficiente baseado nos fatores estatísticos em relação ao grau de segurança e vida útil.

A: Área de atuação da estrutura.

I. Coeficiente S_1

Para vales profundos a NBR 6123:1998 o coeficiente $S_1 = 0,9$

II. Coeficiente S_2

De acordo com a tabela 2 da NBR 6123:1998 para categoria IV-B temos que o $S_2 = 0,83$.

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Figura 22 – Fator S_2

III. Coeficiente S_3

De acordo com a tabela 3 da NBR 6123:1998 para o grupo 1 o coeficiente é $S_3 = 1,1$.

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Figura 23 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

IV. Velocidade básica

A velocidade básica para a região de Brasília é $v_0 = 35 \text{ m/s}$, de acordo com a figura abaixo:

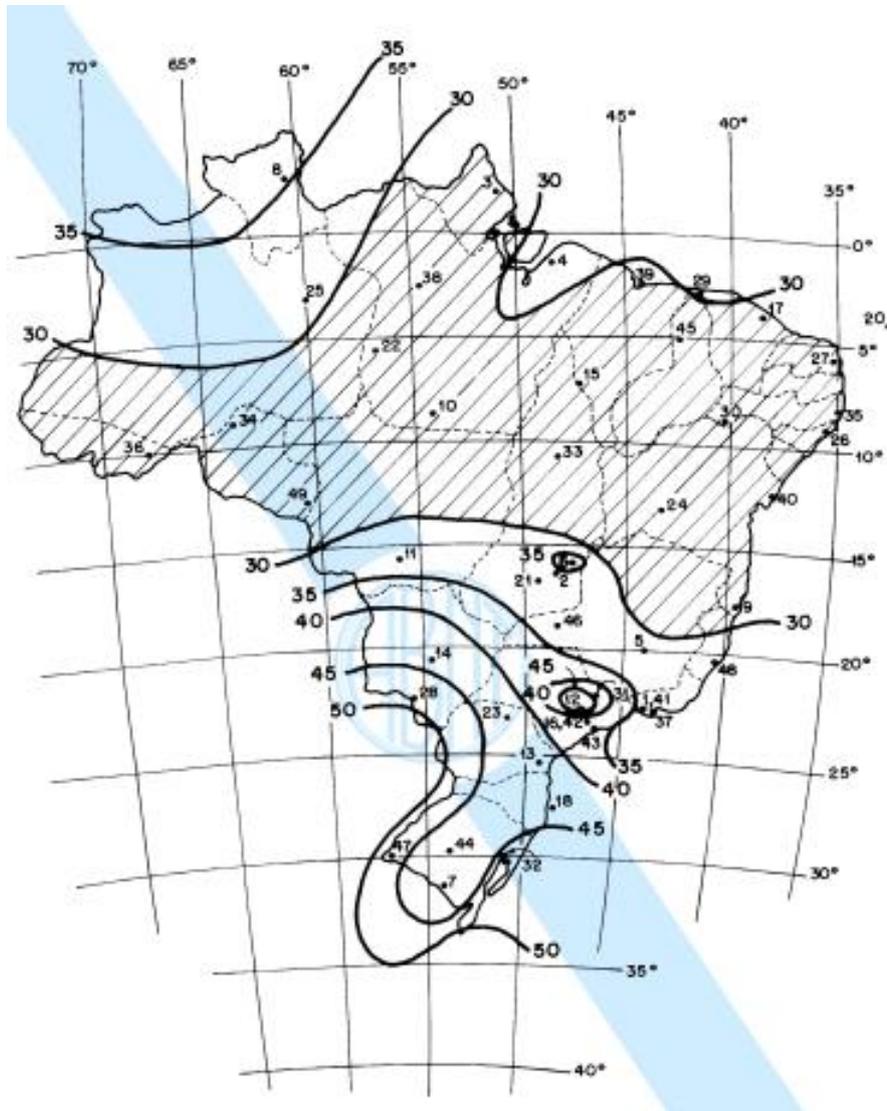


Figura 24 - Velocidade básica do vento para regiões brasileiras

V. Coeficiente de arrasto

Para $h = 2,85 \text{ m}$, $l_1 = 32 \text{ m}$ e $l_2 = 10,1 \text{ m}$ e de acordo com a figura abaixo temos que $C_a = 1,2$.

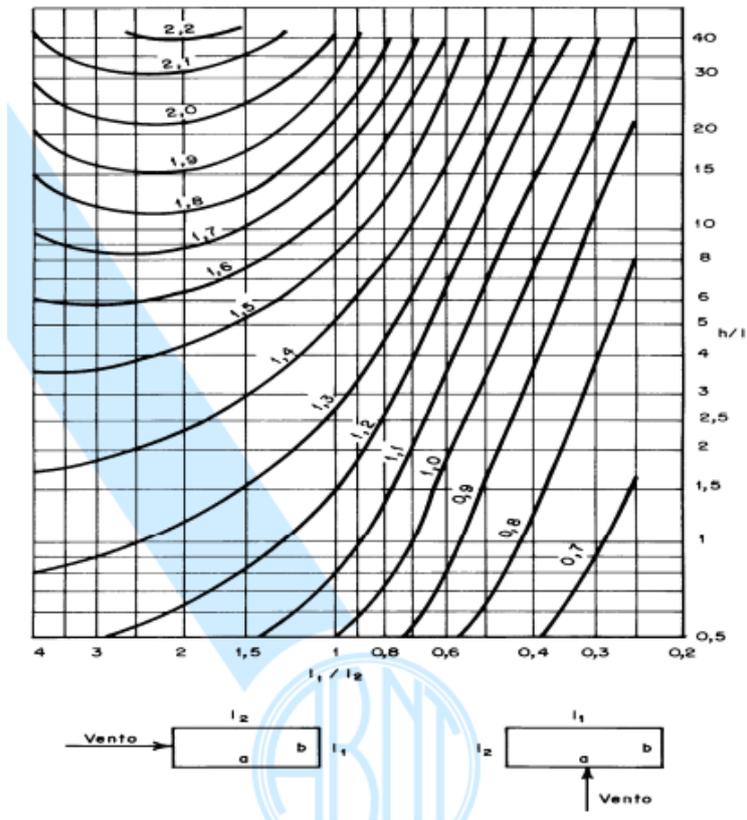


Figura 25 - Coeficiente de arrasto

VI. Determinação da força estática devida ao vento

Considerando uma altura de impacto do vento seja de 2,85 metros temos que a força do vento aplicada em toda viga é dada por:

$$F = C_e \cdot q \cdot A = 1,2 \cdot 507,02 \cdot 2,85$$

$$F = 1,73 \text{ kN/m}$$

4.2.1.5. Impacto lateral de veículos

A NBR 7188:2013 determina que os pilares próximos as rodovias devam ser protegidas por dispositivos de contenção adequado. No entanto, os pilares junto a faixa da rodovia que não apresentam dispositivos de proteção devem ser verificados no estado limite último a uma carga horizontal de 1000 kN na direção do tráfego e 500 kN perpendicular ao tráfego.

Todavia, neste projeto a estrutura da ponte não sofrerá este tipo de impacto, não sendo considerado neste projeto.

4.2.1.6. Força centrífuga

Nas pontes em curvas deve ser considerada uma força horizontal devido à força centrífuga dos veículos e aplicada na pista de rolamento. No caso da ponte deste trabalho o tabuleiro não apresenta raio de curvatura e assim não há necessidade de considerar esse esforço.

4.2.1.7. Empuxo de Terra

De acordo com NBR 7187:2003 o empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos e as cargas móveis no terrapleno devem ser transformadas em altura de terra equivalente. Como será analisada apenas a superestrutura da ponte neste trabalho não será necessário analisar o empuxo de terra.

4.2.1.8. Empuxo da Água

De acordo com NBR 7187:2003 a pressão da água em movimento atua sobre pilares e elementos das fundações e pode ser determinada pela expressão $p = k \cdot v_a^2$. Como esse esforço não atua na superestrutura não será considerado neste trabalho.

4.2.2. Indiretas

4.2.2.1. Variação de temperatura

De acordo com a NBR 6118:2014 a variação de temperatura na estrutura é considerada uniforme. De maneira geral a norma adota para elementos estruturais onde a menor dimensão seja inferior a 50 cm uma oscilação de temperatura em torno de 10 °C e 15°C. Diante disto será considerada neste trabalho uma média destes valores, 12,5°C. No entanto, pela condição de apoio das vigas serem isostáticas temos que a variação de temperatura não produzirá esforços ou deformações no elemento estrutural, causando apenas deformações pela variação de temperatura dada por:

$$du_i = \alpha \cdot T \cdot dx$$

Assim temos que:

$$u = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 12,5 \cdot 3200$$

$$u = 0,4 \text{ cm}$$

4.2.2.2. Ações dinâmicas

A NBR 7187:2003 no seu item 7.2.1.2 permite dispensar a análise do efeito das cargas móveis pela dinâmica das estruturas. No entanto, faz-se necessário assimilar as cargas móveis a cargas estáticas através da multiplicação pelo coeficiente de majoração calculado anteriormente e apresentado a seguir.

$$\varphi = 1,58$$

4.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS

De acordo com o item 11.5 da NBR 6118 as ações excepcionais são situações de carregamento, cujo os efeitos não possam ser controlados. Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção.

As verificações de segurança quanto a essas ações devem ser realizadas, a critério do projetista, apenas em construções especiais que apresentam alguma ação excepcional. Diante disso, não será considerada nenhuma ação excepcional.

5. COMBINAÇÕES DE PROJETO

Para o dimensionamento dos elementos estruturais será considerado o pior caso das combinações no Estado Limite Último. As combinações do Estado Limite de Serviço serão utilizadas para verificações de Deformação excessiva (ELS-DEF), formação de fissuras (ELS-F) e abertura das fissuras (ELS-W).

5.1. Estado limite último (ELU)

As combinações no ELU são apresentadas na tabela abaixo.

5.1.1. Combinações Última Normal

Tabela 6 - Combinações normais no ELU

ESTADO LIMITE ÚLTIMO - COMBINAÇÕES NORMAIS						
Combinações das Ações	Ações Permanentes		Ações Permanentes Indiretas	Ações Variáveis Diretas		
	Peso Próprio	Carga Permanente	Protensão	TB-450	Guarda Corpo	Vento
ELU - 1	1,4	1,4	1,2	1,4	0,7	0,84
ELU - 2	1,4	1,4	1,2	0,98	1,4	0,84
ELU - 3	1,4	1,4	1,2	0,98	0,7	1,4

5.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

5.2.1. Combinações quase permanentes de serviço

Tabela 7 – Combinações quase-permanente de serviço

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO - COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE						
Combinações das Ações	Ações Permanentes Diretas		Ações Permanentes Indiretas	Variáveis. Diretas		
	Peso Próprio	Carga Permanente	Protensão	TB - 450	Guarda Corpo	Vento
ELS - QP	1	1	1	0,3	0,3	0

5.2.2. Combinações frequentes de serviço

Tabela 8 – Combinações frequentes de serviço

ESTADO LIMITE SERVIÇO - COMBINAÇÕES FREQUENTE						
Combinações das Ações	Ações Permanentes		Ações Permanentes Indiretas	Ações Variáveis Diretas		
	Peso Próprio	Carga Permanente	Protensão	TB - 450	Guarda Corpo	Vento
ELS F - 1	1	1	1	0,5	0,3	0
ELS F - 2	1	1	1	0,3	0,4	0
ELS F - 3	1	1	1	0,3	0,3	0,3

5.2.3. Combinações raras de serviço

Tabela 9 - combinações raras de serviço

ESTADO LIMITE SERVIÇO - COMBINAÇÕES RARAS						
Combinações das Ações	Ações Permanentes		Ações Permanentes Indiretas	Ações Variáveis Diretas		
	Peso Próprio	Carga Permanente	Protensão	TB-450	Guarda Corpo	Vento
ELS R - 1	1	1	1	1	0,4	0,3
ELS R - 2	1	1	1	0,5	1	0,3
ELS R - 3	1	1	1	0,5	0,4	1

6. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA SUPERESTRUTURA

Neste capítulo serão apresentados os esforços na superestrutura da ponte proveniente de carregamentos móveis e permanentes. A análise foi realizada pelo método dos elementos finitos por meio do software SAP 2000

Para as ações permanentes temos o peso próprio dos elementos estruturais (longarinas, transversinas e lajes), além das sobrecargas resultantes da pavimentação, camada de regularização e defensas rodoviárias.

Para análise das cargas móveis faz-se necessário determinar a localização mais desfavorável do trem-tipo na faixa de rolamento que gere as maiores reações nas longarinas internas e externas, pois a carga móvel pode ocupar qualquer posição no tabuleiro dentro da faixa de trânsito, o que produz reações diferentes a cada posição nas longarinas.

6.1. LINHA DE INFLUÊNCIA DO TREM-TIPO

Considerando cada longarina como apoios rígidos e indeslocáveis foi possível analisar a posição mais desfavorável do trem-tipo no sentido transversal do tabuleiro para cada longarina. As cargas pontuais de duas rodas do trem tipo se deslocaram no sentido transversal da ponte dentro da faixa de rolamento com o objetivo de se obter a posição mais desfavorável que gere o maior esforço em cada longarina.

A abaixo apresenta a linha de influência da carga móvel que produz o maior esforço sobre a longarina externa (ponto 2). O maior esforço na longarina externa se dá quando a carga móvel está o mais próximo possível dela, posição limitada pelo guarda-rodas localizado no ponto 3, a -3,50 metros em relação ao eixo central da ponte.

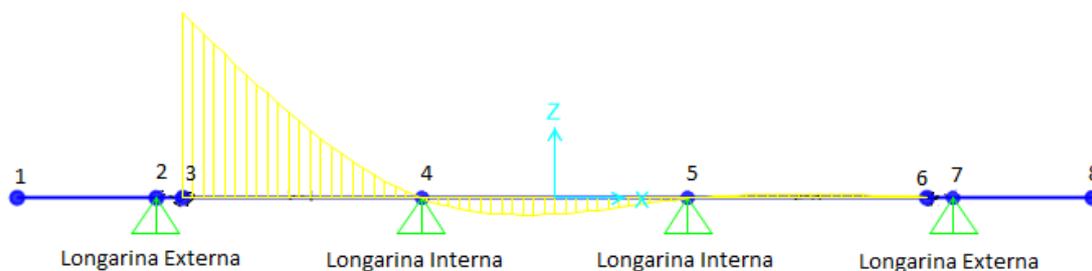


Figura 26 - Linha de influência - reação de apoio longarina externa

A abaixo apresenta a linha de influência da carga móvel que produz o maior esforço sobre a longarina interna (ponto 4). É possível notar que o maior esforço se dá quando a carga móvel está centralizada sob a longarina interna.

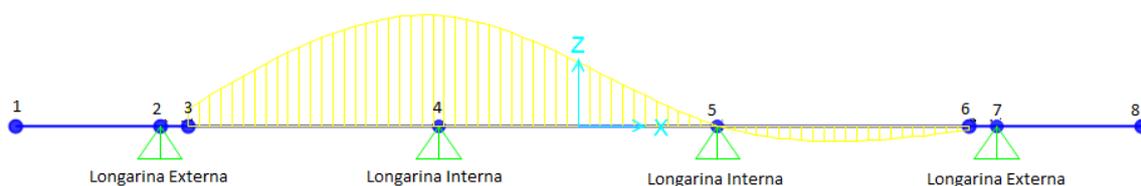


Figura 27 - Linha de influência - reação de apoio longarina interna

6.2. MODELO ESTRUTURAL

A modelagem estrutural foi realizada no software SAP 2000 onde as longarinas e as transversinas foram modeladas como elementos de frame e a laje, área vermelha, foi modelada como elemento de shell-thin. A figura abaixo apresenta o lançamento em planta dos elementos estruturais, onde o eixo x e y representa o eixo longitudinal e transversal da ponte, respectivamente.

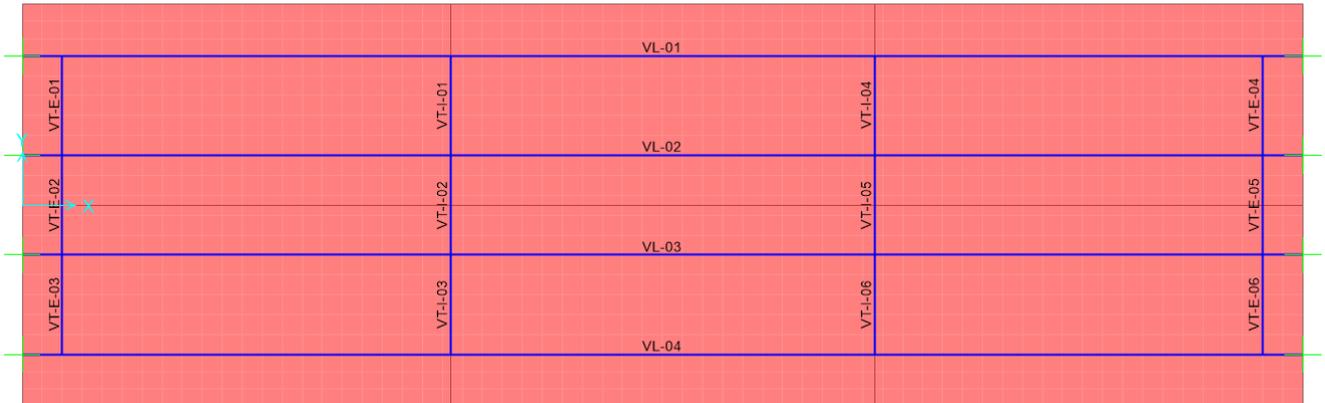


Figura 28 – Planta modelagem estrutural

A laje do tabuleiro é maciça com espessura de 18 cm e são engastadas entre si. As transversinas centrais não tem vinculação com as lajes sendo conectadas apenas as longarinas, sendo assim as lajes transmitem seus esforços apenas para as longarinas e as transversinas de extremidade. As vinculações das longarinas são feitas por meio de apoio de 2º gênero, vide image 29.

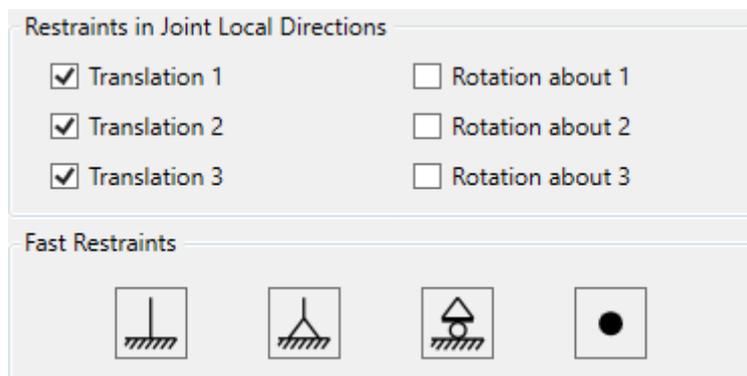


Figura 29 - Restrição dos apoios das longarinas

Todos os elementos estruturais em concreto possuem $F_{ck} = 35 \text{ MPa}$, de acordo com as especificações dos materiais. As longarinas possuem seção duplo T, conforme dimensões apresentadas no 3.2.1. As transversinas possuem seção retangular metros e estão localizadas na região da alma das vigas pré-moldadas. A laje foi discretizada em malhas de 50 x 50 cm para um maior refinamento na modelagem pelo método de elementos finitos, como mostra a figura abaixo.

Após a definição dos elementos estruturais e suas vinculações foram definidos os carregamentos de acordo com o capítulo 4. Os casos de carregamento estáticos são o peso próprio (longarinas, transversinas e lajes), cargas permanentes (asfalto, camada de regularização e defensas), vento, multidão, pedestre e os casos de carregamento móvel é dado pelas cargas do trem-tipo.

A análise dos esforços foram realizados nas combinações do estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) e determinados a partir da envoltória de esforços com valores máximos e mínimos para as longarinas, transversinas e lajes.

6.3. ESFORÇOS NAS LONGARINAS

6.3.1. Longarinas Externas

A seguir são apresentados os resultados dos esforços nas longarinas no ELU e ELS.

I. Peso Próprio Longarina

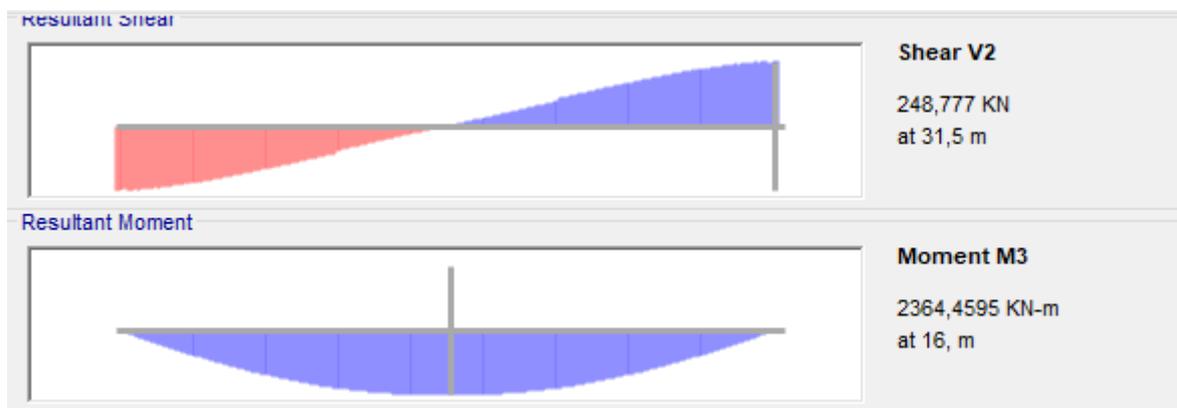


Figura 30 – Esforços devido ao peso próprio - longarinas externas

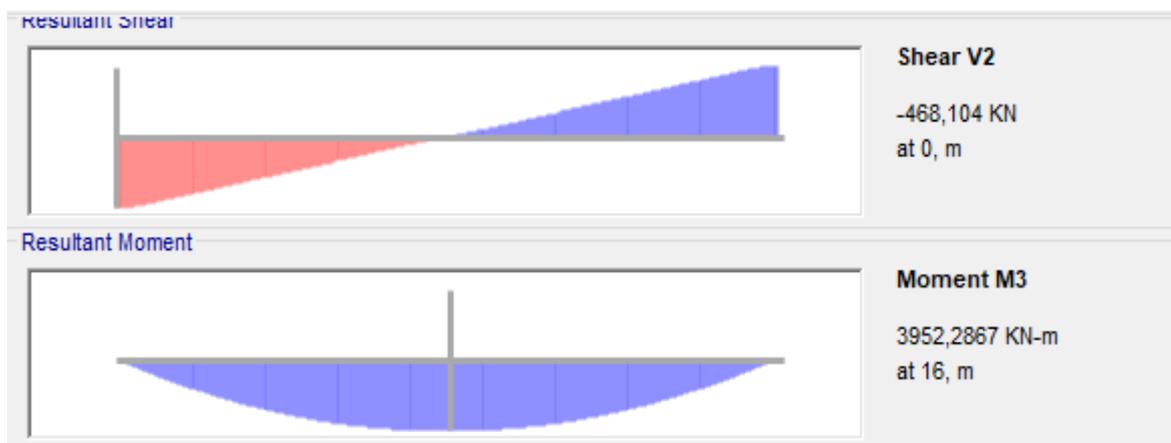


Figura 31 – Esforços devido ao peso próprio tabuleiro – longarinas externas

II. Esforços Carga Permanente

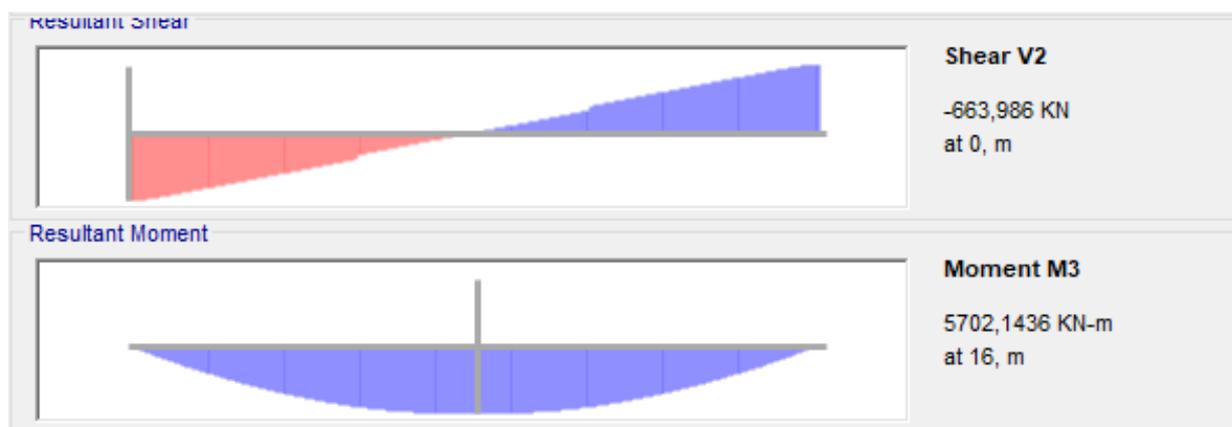


Figura 32 - Esforço devido as cargas permanente - longarinas externas

III. Esforços ELS – Combinação Quase Permanente

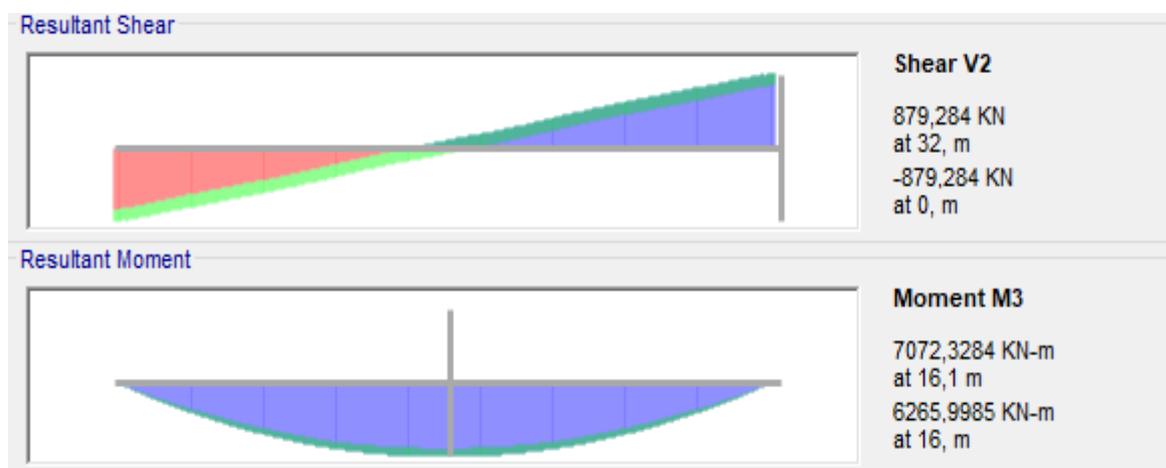


Figura 33 - Esforços na combinação quase permanente de serviço – longarinas externas

IV. Esforços ELS – Combinação Rara

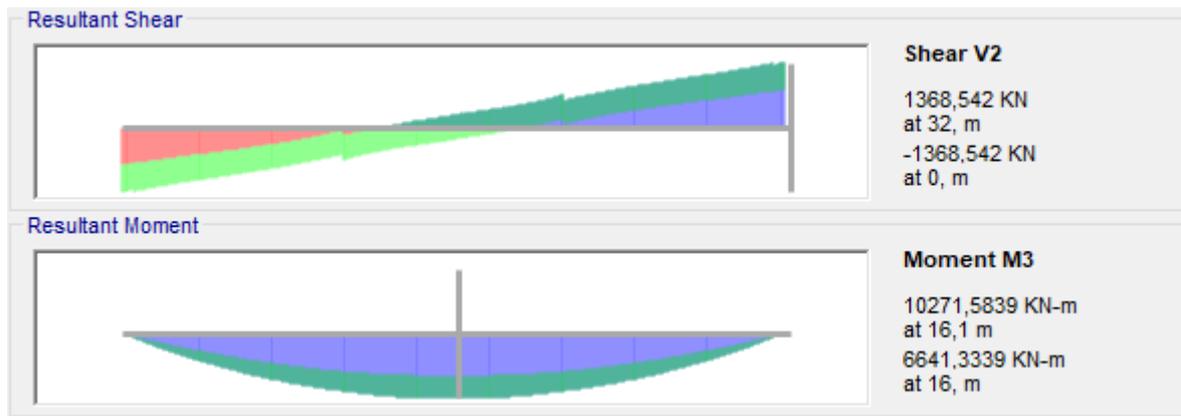


Figura 34 - Esforços na combinação rara de serviço - longarinas externas

V. Esforço ELS – Combinação Freqüente

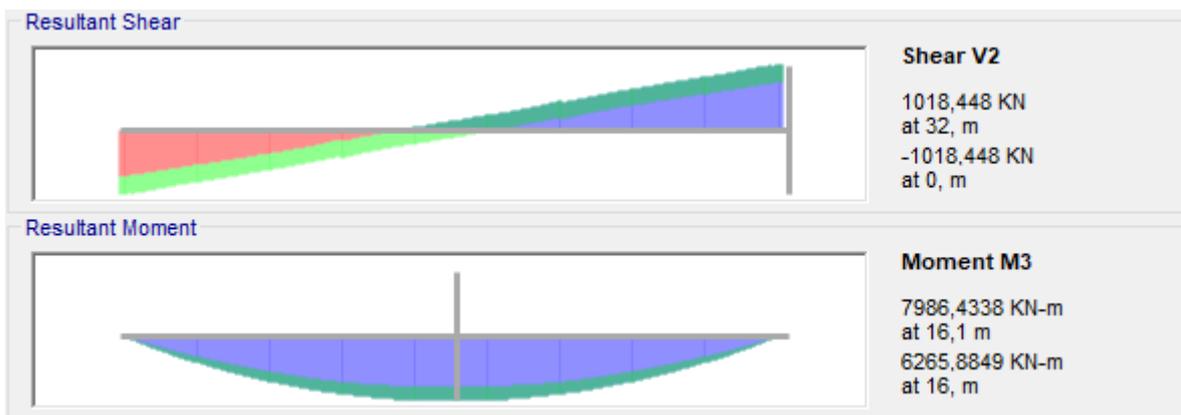


Figura 35 - Esforços na combinação freqüente de serviço - longarinas externas

VI. Esforços ELU – Combinação Normal

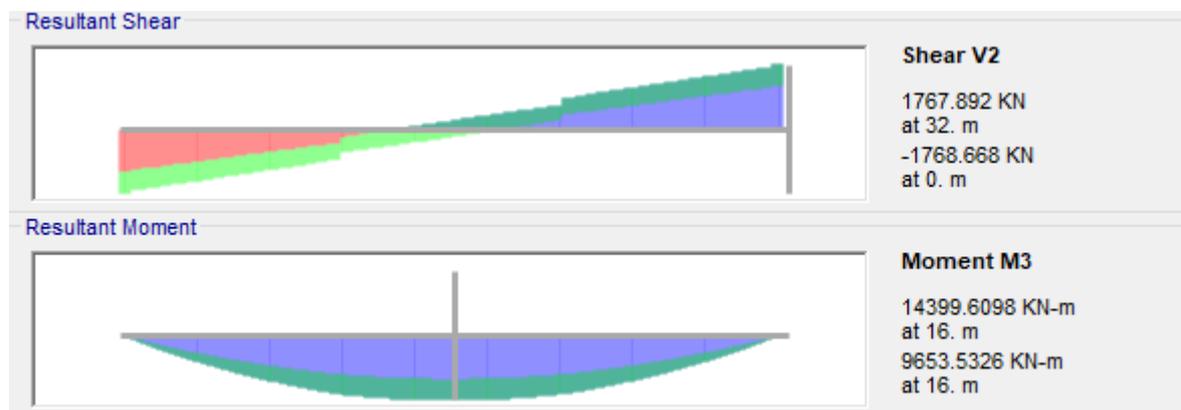


Figura 36 - Esforços na combinação última normal - longarinas externas

Tabela 10 - Esforços no ELU – longarinas externas

Esforço no ELU - Combinação Normal									
Posição [m]	0	2	4	6	8	10	12	14	
Cortante [kN]	-1769	-1558	-1391	-1222	-1054	-883	-548	-393	
Momento [kN.m]	0	3407	6302	8781	10852	12565	13639	14211	
Posição [m]	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Cortante [kN]	-228	393	548	883	1054	1222	1391	1558	1769
Momento [kN.m]	14400	14211	13639	12565	10852	8781	6302	3407	0

6.3.2. Longarinas Internas

I. Peso Próprio Longarina

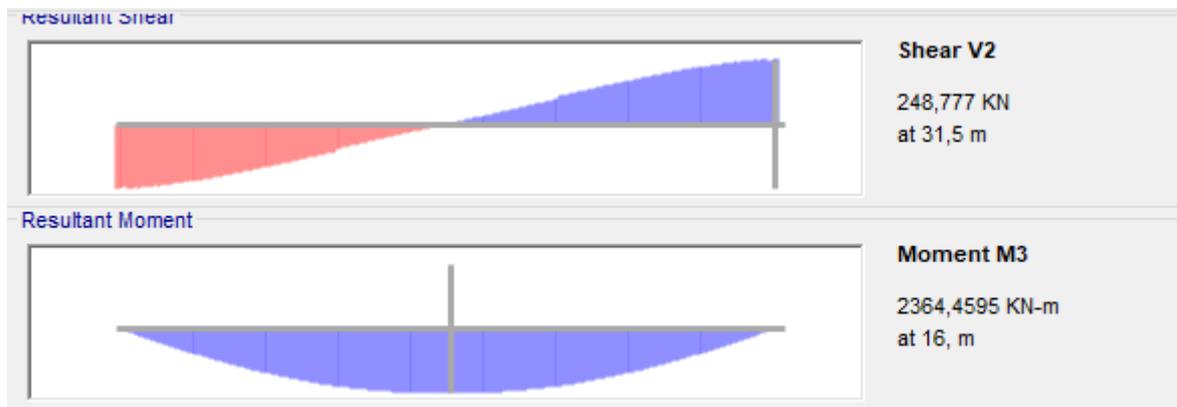


Figura 37 – Esforços devido ao peso próprio - longarinas internas

II. Peso próprio tabuleiro

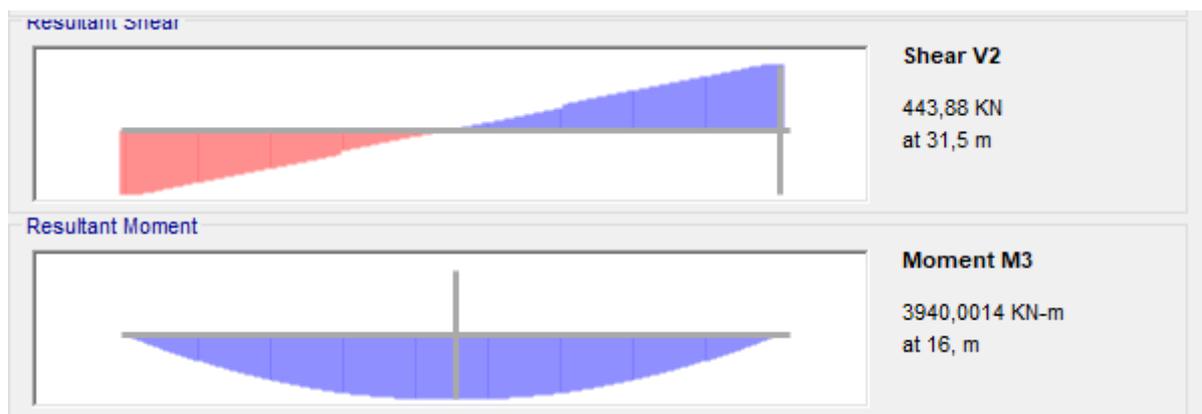


Figura 38 – Esforços devido ao peso próprio tabuleiro – longarinas internas

III. Esforços Carga Permanente

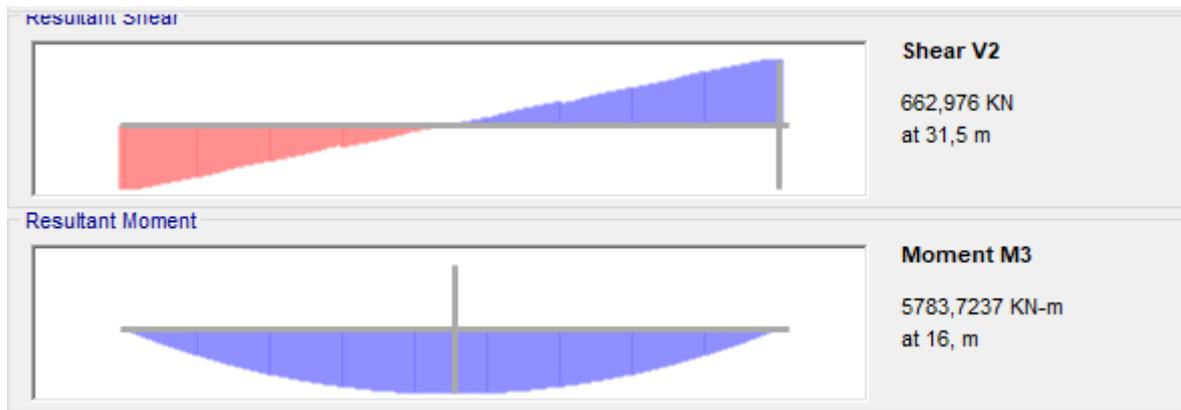


Figura 39 - Esforço devido as cargas permanente - longarinas internas

IV. Esforços ELS – Combinação Quase Permanente

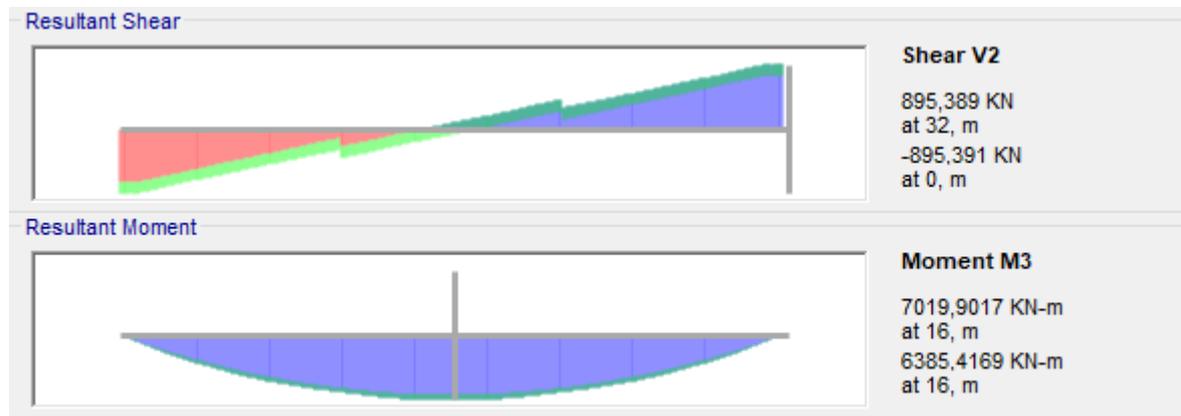


Figura 40 - Esforços na combinação quase permanente de serviço - longarinas internas

V. Esforço ELS – Combinação Rara

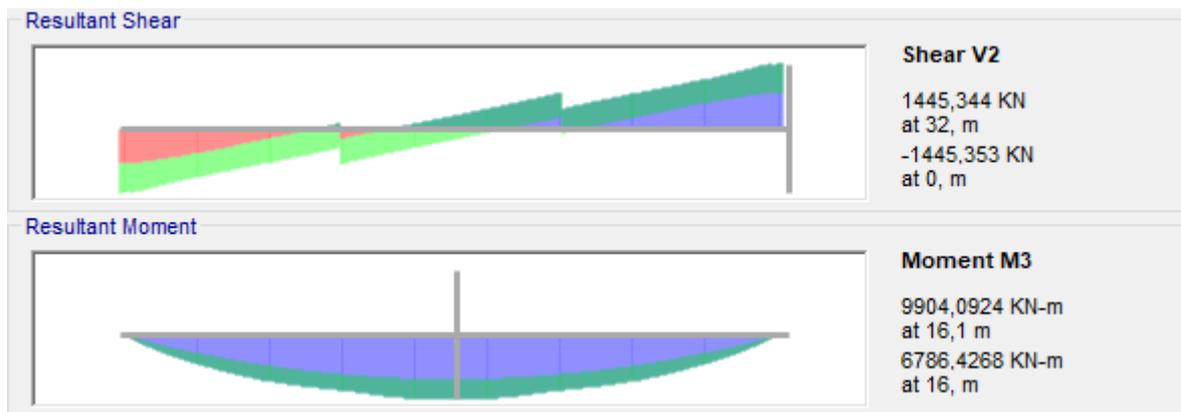


Figura 41 - Esforços na combinação rara de serviço - longarina interna

VI. Esforço ELS – Combinação Frequente

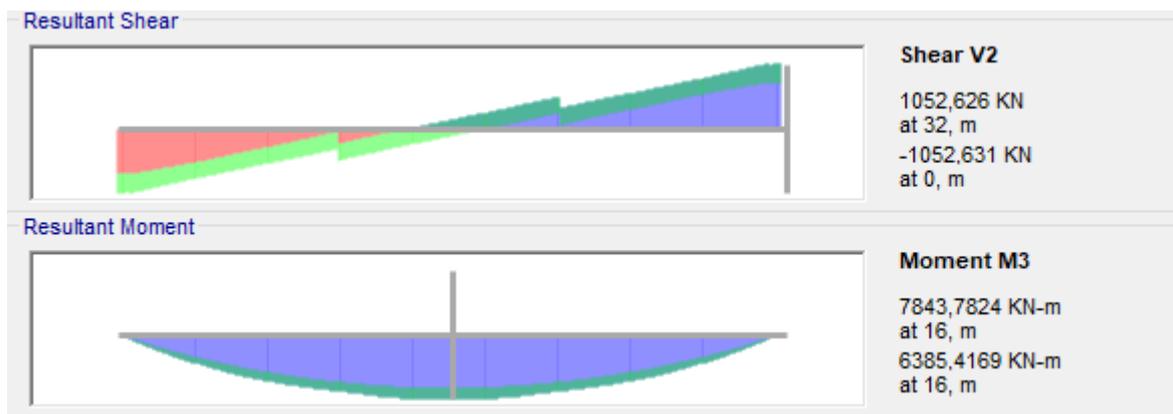


Figura 42 - Esforços na combinação frequente de serviço - longarinas internas

VII. Esforço ELU – Combinação Normal

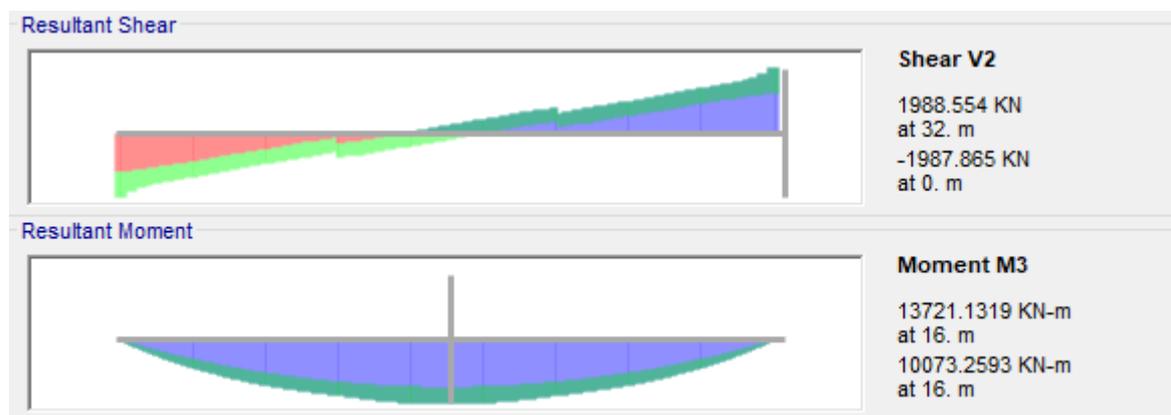


Figura 43 - Esforços na combinação última normal - longarinas internas

Tabela 11 - Esforços no ELU – longarinas internas

Esforço no ELU - Combinação Normal									
Posição [m]	0	2	4	6	8	10	12	14	
Cortante [kN]	-1988	-1554	-1324	-1102	-885	-675	-665	-465	
Momento [kN.m]	0	3707	6536	8728	10372	11561	12649	13441	
Posição [m]	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Cortante [kN]	-233	465	665	675	885	1102	1324	1554	1988
Momento [kN.m]	13721	13441	12649	11561	10372	8728	6536	3707	0

6.4. ESFORÇOS NAS TRANSVERINAS

Neste capítulo serão apresentados os esforços no ELU nas transversinas de encontro e centrais

6.4.1. Transversinas de Extremidade

I. VT-1- a



Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 –a

II. VT-1- b

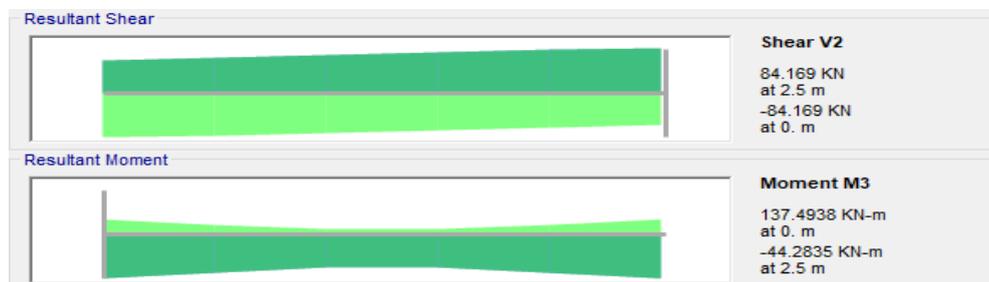


Figura 45 Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 –b

III. VT-1- c



Figura 46 Figura 44 - Esforços no ELU para transversinas VT 1 -c

6.4.2. Transversinas centrais

I. VT-2- a



Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – a

I. VT-2- b



Figura 48Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – b

I. VT-2- c



Figura 49Figura 47- Esforços no ELU para transversinas VI 1 – c

6.5. ESFORÇOS NA LAJE

A partir da modelagem estrutural realizada no SAP 2000 foi possível obter os seguintes esforços na laje.

6.5.1. Momento máximo no sentido longitudinal

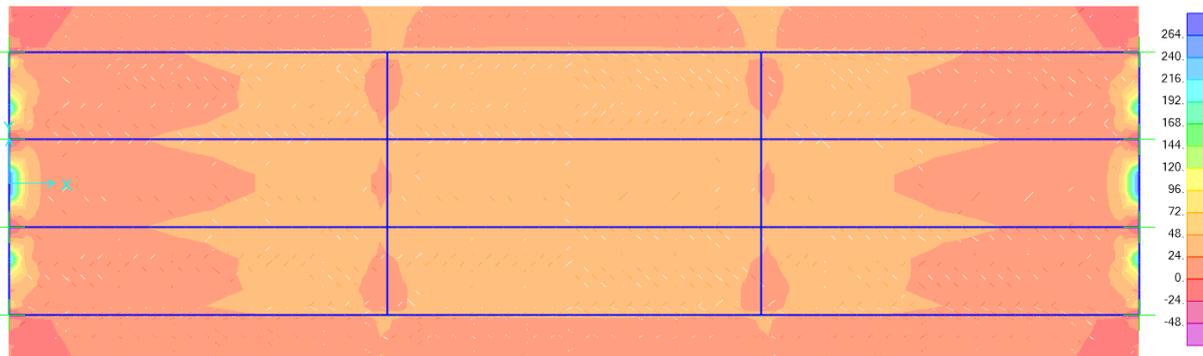


Figura 50 - Momento Fletor máximo no sentido longitudinal M11

$$M_{m\acute{a}x} = 38,3 \text{ kN.m}$$

6.5.2. Momento mínimo no sentido longitudinal

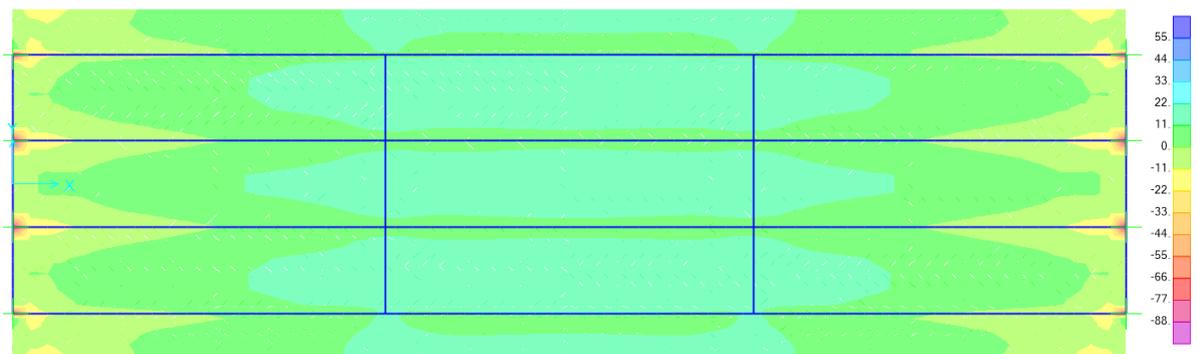


Figura 51 - Momento Fletor minimo no sentido longitudinal M11

$$M_{m\acute{i}n} = - 6,0 \text{ kN.m}$$

6.5.3. Momento máximo no sentido transversal

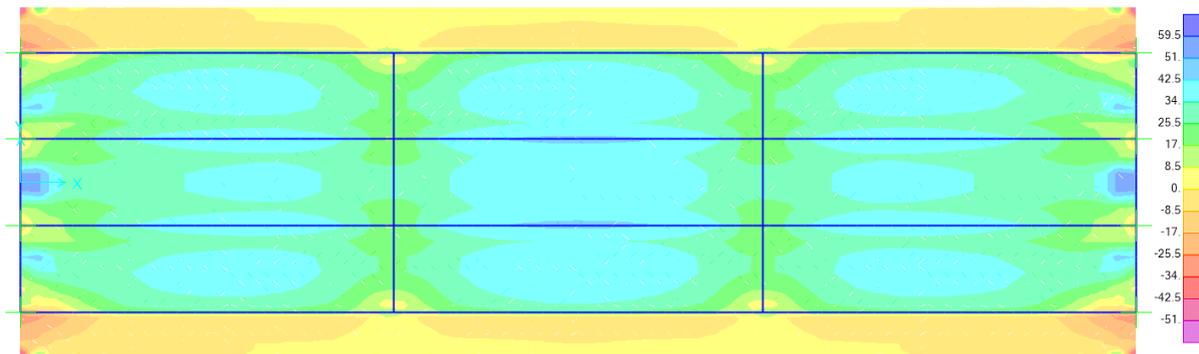


Figura 52- Momento Fletor máximo no sentido longitudinal M22

$$M_{m\acute{a}x} = 42,0 \text{ Kn.m}$$

6.5.4. Momento mínimo no sentido transversal

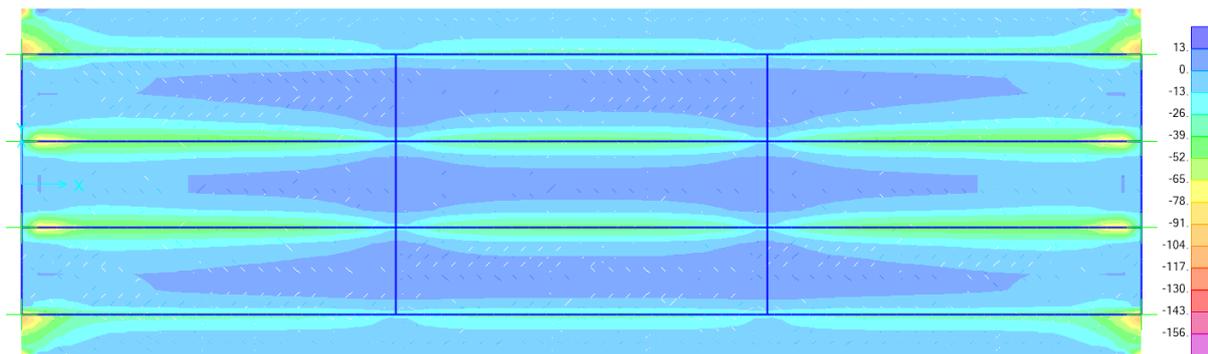


Figura 53- Momento Fletor mínimo no sentido longitudinal M22

$$M_{m\acute{i}n} = - 45 \text{ kN.m}$$

7. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.

7.1. LONGARINAS

Como as longarinas externas e internas apresentam solicitações bem próximas serão calculados as armaduras passivas principais e secundárias e os cabos de protensão a longarina

mais carregada. Todos os resultados encontrados para armadura passiva e ativa serão padronizados para todas as vigas longarinas.

7.1.1. Cálculo da força de protensão

7.1.1.1. Propriedades dos materiais

Tabela 12 - Propriedades do concreto

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS			
Concreto	C35	Data da Protensão [dias]	7
Fck, 28 dias [Mpa]	35	Fckj [Mpa]	28,66
Fct, 28 dias [Mpa]	3,21	Fctj,m [Mpa]	2,81
Fct, 28 dias [Mpa]	2,25	Fctj,inf [Mpa]	1,97
E [Gpa]	33	E,j [Gpa]	29,12

7.1.1.2. Propriedades da seção

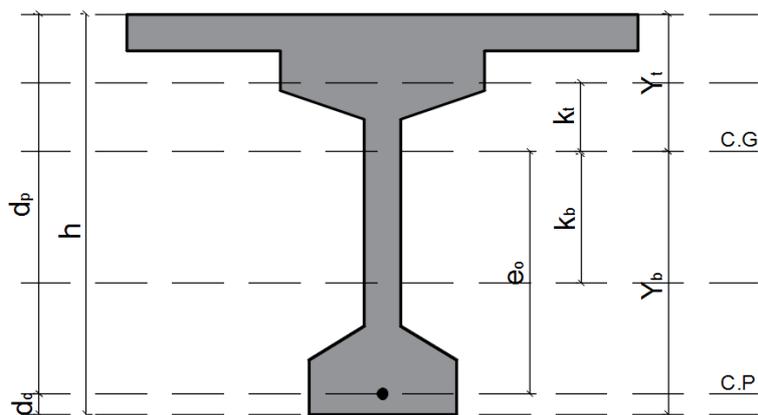


Figura 54 - Seção final das longarinas

Tabela 13 - Propriedades da seção final

Propriedades da Seção	
Altura - h [m]	1,98
Área - A [m²]	1,18
Inércia - I [m⁴]	0,57
Kt [m]	0,37
Kb [m]	0,71
Yt	0,68
Yb	1,30
dc	0,10
dp	1,88

7.1.1.3. Critérios de Projeto

A NBR 6118:2014 recomenda em concreto protendido três níveis de protensão: protensão completa, limitada e parcial. Esses três níveis estão relacionadas as exigências de durabilidades. Neste projeto será adotado uma **protensão limitada, nível 2**, por permitir tensões normais de tração sem ultrapassar o ELS-F e assim uma menor quantidade de armadura ativa, se tornando um projeto mais econômica. Não será utilizado protensão completa pois a estrutura não está submetida a uma classe de agressividade ambiental alta e o tipo de estrutura não apresentará problemas ao fissurar, respeitando os valores permitidos pela NBR 6118:2014 Não será utilizado protensão parcial pois como a ponte está submetida a carregamentos dinâmicos tem-se como prevenção a ocorrência de abertura e fechamento da fissura no tempo, podendo gerar um maior desgaste na estrutura.

Para protensão limitada temos os seguintes limites de tensões em serviço.

$$\sigma_{ti} = 0 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{cs} = 0 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{ci} = 14,33 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{cs} = 14,33 \text{ MPa} .$$

σ_{ti} e σ_{ci} : representam as tensões sob carga mínima.

σ_{ts} e σ_{cs} : representam as tensões sob carga máxima.

Para as tensões de compressão foi adotado o limite de 0,5 do $f_{ck,j}$ pois até esse limite ainda são válidos as Leis de Hooke para o diagrama tensão-deformação e também a análise linear para o cálculo da retração e fluência, proposto na NBR 6118:2014

7.1.1.4. Cálculo da força de protensão – Diagrama de Naaman

A determinação da força de protensão foi realizada a partir das inequações de Naaman, apresentadas abaixo:

$$\begin{aligned}
 (I) \quad e_o &\geq k_b + (1/F_i)(M_{\min} - \sigma_{ci} \cdot Z_t) \\
 (II) \quad e_o &\geq k_t + (1/F_i)(M_{\min} + \sigma_{ti} \cdot Z_b) \\
 (III) \quad e_o &\geq k_b + [1/(\eta F_i)](M_{\max} - \sigma_{ts} \cdot Z_t) \\
 (IV) \quad e_o &\geq k_t + [1/(\eta F_i)](M_{\max} + \sigma_{cs} \cdot Z_b) \\
 (V) &= e_o
 \end{aligned}$$

k_b : distância do centroide da seção de concreto para o centro do limite superior;

k_t : distância do centroide da seção de concreto para o centro do limite superior;

F_i : força de protensão após as perdas imediatas;

M_{\max} : Momento devido às combinações frequentes de serviço;

M_{\min} : Momento devido as combinações quase-permanentes de serviço;

Z_b : Módulo da seção com respeito a fibra inferior;

Z_t : Módulo da seção com respeito a fibra superior;

η : Porcentagem de perdas de protensão diferidas;

De acordo com Naaman, as inequações I a IV correspondem a um plano dividido em duas partes, uma onde a inequação é satisfeita e outra onde não é. A reta V corresponde ao limite de excentricidade que atende o limite geométrico ou limite adotado pelo projetista. Naaman ainda propõe que as inequações sejam plotadas em função de $1/F_i$, pois assim se obtém retas e facilitam a análise.

A partir das inequações de Naaman e as informações abaixo temos os seguintes limites para $1/P$ e e_0 .

- $M_{\max} - \text{ELS} - F = 7986,0 \text{ kN.m}$;
- $M_{\min} - \text{ELS} - \text{QP} = 7072,0 \text{ kN.m}$;
- Perda de protensão estimada = 23 %;
- $e_0 = 120 \text{ cm}$.

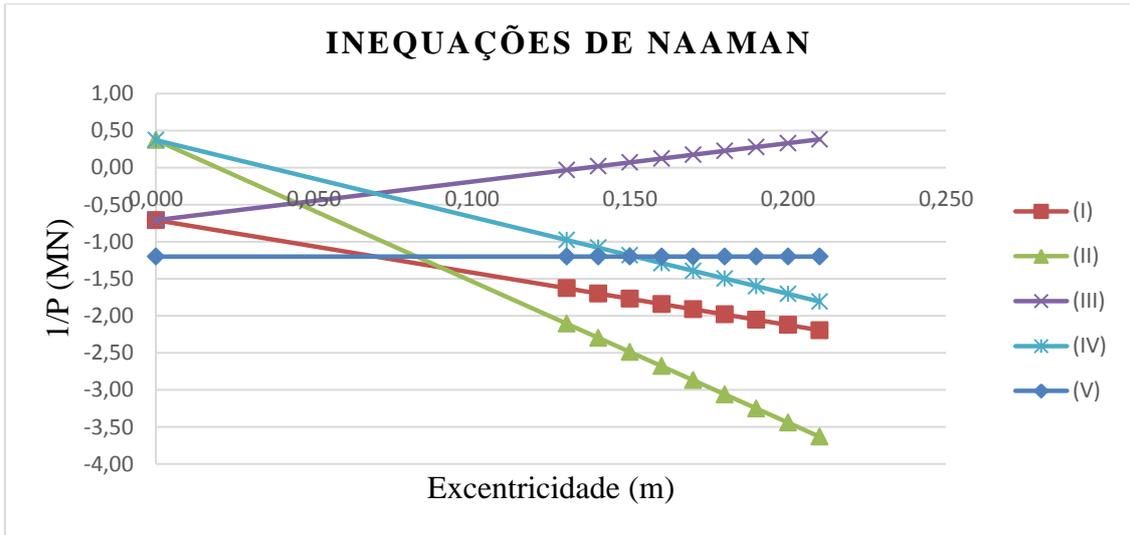


Gráfico 1 - Inequações de Naaman

O valor de F_i é obtido do diagrama de Naaman, igualando as equações (V) e (IV), limite geométrico e a quarta condição mecânica, respectivamente. Assim temos:

$$F_i = 6603 \text{ kN}$$

$$F_\infty = 6603 \cdot 0,77 = 5084,3 \text{ kN}$$

Deve-se verificar a perda de protensão adotada de 23%.

7.1.1.5. Determinação da quantidade de cabos

Neste projeto serão utilizadas cordoalhas **CP 190 RB – 7 fios**, de acordo com a designação ABNT NBR-7483 e informações no catálogo técnico da empresa PROTENDE. A escolha dessas cordoalhas se deu pela sua facilidade de encontrar no mercado. As cordoalhas CP 190 RB apresentam as seguintes informações.

Tabela 14 - Especificações das cordoalhas

Tipo	Diâmetro Nominal	Área nominal de Aço	Massa Nominal	Carga de ruptura mínima	Carga mínima a 1% de alongamento	Relaxação Máxima após 1.000h a 20°C para carga inicial de	
						70%	80%
						da carga de ruptura	
	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 190 RB	12,7	98,7	775	187,3	168,6	2,5	3,5

De acordo com o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014 para armadura pós-tracionada deve respeitar os limites de **0,74f_{ptk}** e **0,82f_{pyk}** para aços de classe de relação baixa para a tensão de protensão inicial σ_{pi} ou força de protensão F_i . Assim temos:

Tabela 15 - Quantidade de cabos de protensão

Quantidade de Cabos	
Cordoalha	CP 190 RB
Diâmetro Nominal [mm]	12,7
Área Nominal de Aço [mm ²]	98,7
Pyk [kN]	168,6
Puk [kN]	187,3
0,82*Pyk [kN]	138,252
0,74*Ptk [kN]	138,602
Fi - menor valor [kN]	138,252
F Adotado [kN]	6603
Nº Cordoalhas Calculadas	48
Cordoalha/Cabo	12
Nº Cabos	4
Nº Cordoalhas Adotadas	48
σ_{cabo}	1406 MPa

7.1.1.6. Definição da perda de protensão

De acordo com a NBR 6118:2014 no seu item 9.6.3 deve ser previsto em projeto as perdas da força de protensão inicial, divididas em perdas imediatas e diferidas. Ainda de acordo com este item os fatores que provocam as perdas instantâneas, isto é, que ocorrem durante a operação e protensão e imediatamente após a ancoragem do cabo são:

- Atrito do cabo com a bainha;
- Deformação imediata ou elástica do concreto;
- Acomodação da ancoragem;

Os fatores que provocam as perdas diferidas, ou seja, as perdas que ocorrem ao longo do tempo, com o cabo já ancorado no concreto são:

- Fluência do concreto
- Retração do concreto
- Relaxação do aço

A. Perdas imediatas

I. Perda por Atrito

De acordo com a NBR 6118:2014 a tensão de protensão ao longo do cabo pode ser definida como:

$$\Delta\sigma_{(x)} = \sigma_i [1 - e^{-(\mu \cdot \Sigma\alpha + kx)}]$$

P_i Força de protensão inicial

x é a abscissa do ponto onde se calcula $\Delta\sigma$

$\Sigma\alpha$ somatórios dos ângulos de deflexão previstos ao longo do cabo

μ coeficiente de atrito entre cordoalha e bainha

k coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas parasitas.

Neste projeto serão utilizadas **bainhas metálicas comum** com coeficiente de atrito (μ) = 0,24. O coeficiente de perda por metro (k) será de $1,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$, de acordo com catálogo da **protende – sistemas e métodos**.

II. Perda por acomodação da ancoragem

A perda por encunhamento ocorre no momento da liberação dos cabos dos dispositivos de ancoragem por consequência da transferência dos esforços de protensão para a peça de concreto. De acordo com a NBR 6118:2014 as perdas por acomodação devem ser determinadas experimentalmente ou adotados valores indicados por fabricantes.

Será adotado neste projeto será utilizado ancoragem ativa em apenas uma extremidade do tipo MTC com a acomodação da cunha é de **6 mm**, de acordo com o catálogo da **protende – sistemas e métodos**.

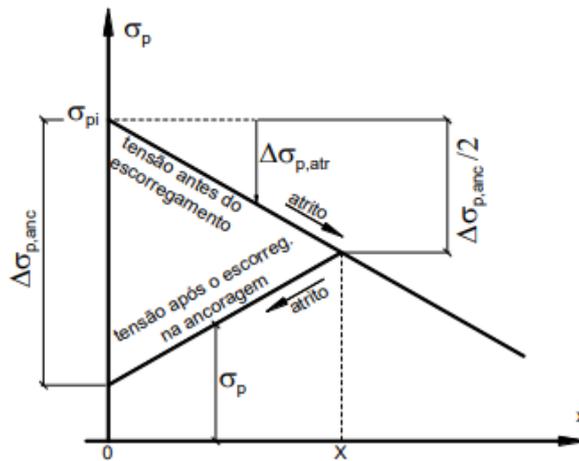


Figura 55 - Perda de tensão por atrito e por escorregamento da ancoragem

Utilizando a Lei de Hooke a perda de tensão na posição da ancoragem é determinada por:

$$\Delta\sigma_{p,anc} = 2 \cdot E_p \cdot \frac{\delta}{X}$$

onde:

δ = acomodação da ancoragem

A posição X a partir de onde a perda de tensão devido ao encunhamento é nula é determinada por:

$$X = \sqrt{\frac{E_p \cdot \delta}{\sigma_{p_i} \cdot \lambda}}$$

onde:

λ = Valor depende da curvatura da armadura e do atrito (μ)

σ_{p_i} = tensão na armadura na posição da ancoragem ativa

Para curvatura parabólica temos:

$$\lambda = \frac{\mu\alpha + kx}{x}$$

III. Perda por encurtamento elástico do concreto

A NBR 6118:2014 especifica que em elementos estruturais pós tracionados os macacos de ancoragem se apoiam na peça a ser protendida e que a medida que os cabos vão sendo estirados o elemento estrutural sofre deformações de encurtamento o que gera um afrouxamento dos cabos anteriores já tracionados. O primeiro cabo sofre perda de protensão decorrente da protensão dos n-1 cabos restantes, e assim sucessivamente.

De acordo com o item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118 a perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n}$$

onde:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{c,j}}$$

Relação entre o módulo de elasticidade da armadura de protensão e módulo

de elasticidade do concreto na data de protensão.

σ_{cp} = Tensão inicial no concreto no nível do C.G da armadura de protensão, devido a n cabos.

σ_{cg} = tensão no concreto no nível do C.G da armadura de protensão mobilizada pela protensão.

B. Perdas diferidas

De acordo com o item 9.6.3.4.2 da NBR 6118:2014 as perda progressiva no tempo para os efeitos de fluência, retração e relaxação pode ser dado pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

onde:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_p}{I_c}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}}$$

Onde:

$\sigma_{c,p0g}$: é a tensão no concreto provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ coeficiente de fluência do concreto no instante t;

σ_{p0} tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente no instante t_0 ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é o coeficiente de retração no instante t;

$\chi(t, t_0)$ coeficiente de relaxação do aço no instante t;

ρ_p taxa geométrica da armadura de protensão;

- **Espessura fictícia da peça**

A espessura fictícia da peça é definida de acordo com o item A.2.4.2

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}}$$

onde:

γ : é o coeficiente dependente de U(%), sendo determinado por

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$$

A_c é a área da seção transversal da peça;

u_{ar} é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

- **Idade fictícia do concreto**

A idade fictícia do concreto, em dias, considerando o endurecimento à temperatura constante ambiente de 20°C é dado por:

$$t = \alpha \sum \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i}$$

onde:

t é a idade fictícia, em dias;

α : coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento, de acordo com a tabela A.2 da NBR 6118:2014

T_i : é a temperatura média diária do ambiente (°C);

$\Delta t_{ef,i}$: é o período durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

Será utilizado neste projeto concreto CPII. Assim, de acordo com a tabela A.2 da NBR 6118:214 o coeficiente α será considerado 2 para fluência e 1 para retração.

I. Perda por fluência

De acordo com SCHMID (1998) o efeito de fluência no concreto é o encurtamento do elemento estrutural devido à ação de forças permanentes aplicadas. O anexo A da NBR 6118:2014 define que a deformação por fluência o instante t é dada pelo somatório da perda por deformação rápida e perda por deformação lenta reversível e irreversível, onde o coeficiente de fluência é dado pela seguinte equação:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

onde:

t : é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 : é a idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento único, em dias;

φ_a : é o coeficiente de fluência rápida, determinado pela equação:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right], \text{ para concretos de classe C20 A C45}$$

onde:

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}: \text{ é a função do crescimento da resistência do concreto.}$$

$\varphi_{d\infty}$: é o valor final do coeficiente de ponderação lenta reversível, considerado 0,4.

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$: é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C20 a C45;

onde:

φ_{1c} : é o coeficiente que depende da umidade relativa ambiente $U(\%)$ e da consistência do concreto definido por $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$;

φ_{2c} : é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{fic} da peça, definido por:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

$\beta_d(t)$: é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo,

$$\text{expresso por } \beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

$\beta_f(t)$: é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, expresso por

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 - At + B}{t^2 - Ct + D}$$

onde:

$$\begin{aligned}
A &= 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113; \\
B &= 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23; \\
C &= -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183; \\
D &= 7579h^3 - 31916h^2 + 35341h + 1931.
\end{aligned}$$

h : é a espessura fictícia, em metros.

II. Perda por retração

A retração é o encurtamento do concreto devido à evaporação da água desnecessária à hidratação do cimento. A NBR 6118:2014 no seu item A.2.3.1 define que a perda por retração depende da umidade relativa do ambiente (U), da consistência do concreto e da espessura fictícia. O coeficiente de retração nos instantes t_0 e t é dado por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

onde:

$\varepsilon_{cs\infty}$: é o valor final da retração definido por $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$

onde:

ε_{1s} : é o coeficiente definido por:

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U / 15) - (U^2 / 2284) - (U^3 / 133765) + (U^4 / 7608150)$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}}$$

$\beta_s(t)$: é o coeficiente relativo à retração, no instante t_0 e t definido por

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

onde:

$$A = 40;$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8;$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7;$$

$$D = -75h^3 - 585h^2 + 496h - 6,8;$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8.$$

h : é a espessura fictícia, em metros.

III. Perda por relaxação do aço

A relaxação do aço é o alongamento que o aço sofre no decorrer do tempo quando mantido sob tensão constante. Para aços de relaxação baixa (RB) as perdas são amenizadas por conta de tratamentos térmicos. De acordo com o item 9.6.3.4.5 da NBR 6118:2014 e perda de tensão por relaxação em t_0 até o instante t é definido por:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \sigma_{pi} \cdot \Psi(t, t_0)$$

onde:

σ_{pi} : tensão inicial de protensão no cabo, após perdas imediatas;

$\Psi(t, t_0)$: coeficiente de relaxação após t dias, definido por

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

Para tempo infinito pode considerar o valor de $\Psi(t, t_0) = 2,5 \cdot \Psi_{1000}$

7.1.1.7. Cálculo da perda de protensão

A perda de protensão será calculada para o cabo resultante, considerando uma tensão inicial de 1406 Mpa, para cordoalhas CP 190 RB, de acordo com os critérios especificados no item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014.

I. Critérios de projetos

Tabela 16 - Critérios das perdas de protensão

Nome	Sigla	Valor	Unidade
Penetração das cunhas	δ [mm]	6	mm
Módulo de Elasticidade do aço	E_p [Mpa]	195000	MPa
Coefficiente de atrito de curva	μ [1/rad]	0,24	(1/rad)
Coefficiente de atrito em linha	k [rad/m]	0,0015	rad/m
Protensão total aplicada	F_i [kN]	7061	kN
Tensão no Cabo	σ_p	1406	MPa
Excentricidade dos cabos	e_o [m]	1,2	m

Tabela 17 - características de seção

Nome	Sigla	Valor	Unidade
Área	A	1,18	m ²
Inércia	I	0,57	M4
Mg no ato da protensão	M_p	2368	kN.m
Módulo de Elasticidade Secante - 28 dias	$E_{c,28}$	33,0	Gpa
Módulo de Elasticidade Secante - 7 dias	$E_{c,7}$	29,12	Gpa
Perímetro externo	uar	7,06	m

A. Perda imediatas

I. Perdas por Atrito

De acordo com a equação da perda por atrito temos:

$$\Delta\sigma_{(x)} = 1406[1 - e^{-(0,24 \cdot \Sigma\alpha + 0,0015x)}]$$

II. Perda por acomodação da ancoragem

O coeficiente λ para cabo parabólico pode ser expresso por:

$$\lambda = \frac{2\mu e_o}{\left(\frac{l}{2}\right)^2} + k = \frac{2 \cdot 0,24 \cdot 0,74}{16^2} + 0,0015 = 0,00289$$

Assim temos:

$$X = \sqrt{\frac{E_p \cdot \delta}{\sigma_{p_i} \cdot \lambda}} = \sqrt{\frac{195000 \cdot 0,006}{1406 \cdot 0,00289}} \cong 17,0 \text{ m}$$

Logo a perda de tensão de protensão é de:

$$\Delta\sigma_{p,anc} = 2 \cdot E_p \cdot \frac{\delta}{X} = 2 \cdot 195000 \cdot \frac{0,006}{17} = 137,65 \text{ MPa}$$

III. Perda por encurtamento elástico do concreto

Temos que:

$$\alpha_p = \frac{195000}{25590} = 7,62$$

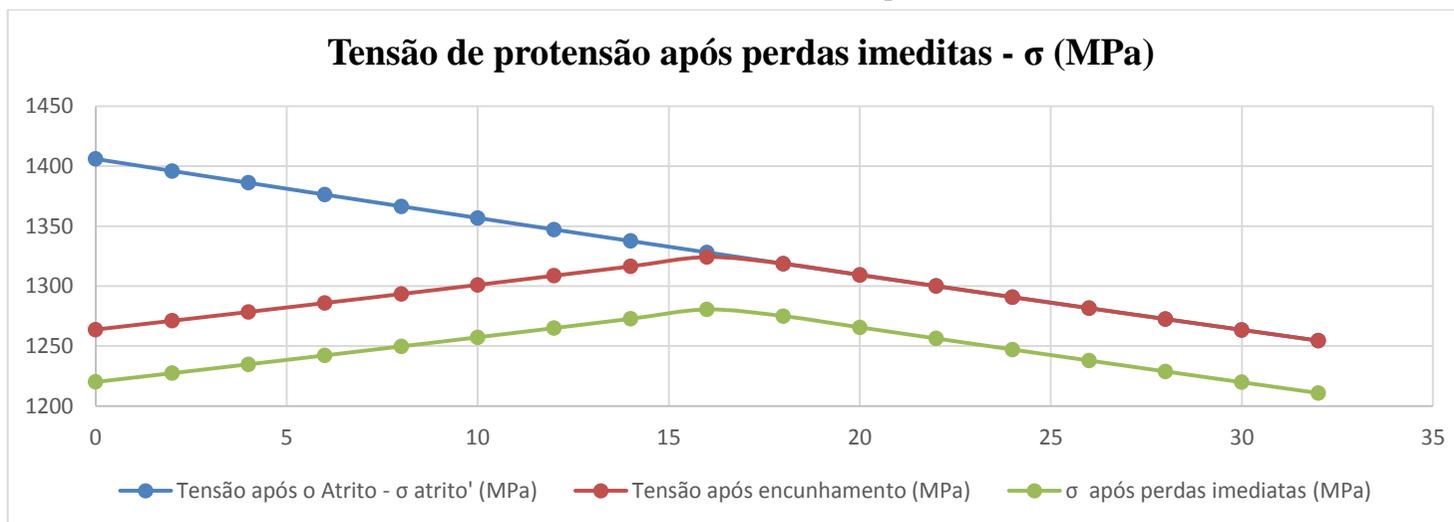
$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n} = \frac{6,7 \cdot [25,31 + (-6,27)] \cdot [4-1]}{2 \cdot 4} = 48,0 \text{ Mpa}$$

A Tabela e o gráfico a seguir apresentam os valores das tensões após as perdas imediatas.

Tabela 18 - Perdas imediatas de protensão

Cabo resultante	x (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
	eo (m)	0	0,26	0,48	0,67	0,83	0,95	1,03	1,08	1,1	1,08	1,03	0,95	0,83	0,67	0,48	0,26	0
	σ_i (MPa)	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406	1406
	σ após o Atrito - (MPa)	1406	1396	1386	1376	1366	1357	1347	1338	1328	1319	1309	1300	1291	1282	1273	1263	1255
	σ após encunhamento (MPa)	1264	1271	1278	1286	1293	1301	1309	1316	1324	1319	1309	1300	1291	1282	1273	1263	1255
	σ após perdas imediatas (MPa)	1220	1227	1235	1242	1250	1257	1265	1273	1281	1275	1266	1256	1247	1238	1229	1220	1211
	% perda imediatas	13%	13%	12%	12%	11%	11%	10%	9%	9%	9%	10%	11%	11%	12%	13%	13%	14%

Gráfico 2 - Perdas imediatas de protensão



B. Perda diferidas

As perdas diferidas serão calculadas para dois estágios, o primeiro será de 30 dias após a concretagem das longarinas pré-moldado, tempo considerado para a concretagem da laje. O outro estágio será calculado para um tempo infinito, considerado aqui como um tempo de 70 anos.

I. Fluência do concreto

Temos:

$$A_c = 1,18 \text{ m}^2;$$

$$t_0 = 7 \text{ dias};$$

$$t_1 = 30 \text{ dias};$$

$$U = 70\%;$$

$$u_{ar} = 7,06 \text{ m};$$

$$T_i = 20^\circ\text{C}.$$

A partir das informações iniciais temos:

- Espessura fictícia

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} = 1,45 \frac{2 \cdot 1,18}{7,06} = 48,47 \text{ cm}$$

- Idade fictícia

Para $T_i = 20^\circ\text{C}$ temos que o a idade fictícia será dada por $\alpha \cdot t_{ef}$. Assim

temos:

$$t_{7,fic} = 14 \text{ dias e } t_{30,fic} = 60 \text{ dias}$$

- $\beta_f(t)$

$$\beta_f(7) = 0,251$$

$$\beta_f(30) = 0,413$$

$$\beta_f(\infty) = 0,99$$

Para $A = 320,5$ $B = 912,9$ $C = 691,4$ $D = 12424,5$

- $\beta_d(t)$

$$\beta_d(t_7, t_{30}) = \frac{60 - 14 + 20}{60 - 14 + 70} = 0,569 \text{ para } t = 30 \text{ dias}$$

$$\beta_d(t_7, t_{\infty}) = \frac{51100 - 14 + 20}{51100 - 14 + 70} = 1 \text{ para } t = \infty \text{ dias}$$

- $\varphi_{f\infty}$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U = 2,0$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} = 1,32$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} = 2,64$$

- φ_a

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} \right] = 0,8 \left[1 - \frac{28,7}{35,0} \right] = 0,145$$

Assim temos que o coeficiente de fluência é:

Para $t = 30$ dias temos:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,145 + 2,64 \cdot [0,413 - 0,251] + 0,4 \cdot 0,569$$

$$\varphi(t_7, t_{30}) = 0,8$$

Para $t = \infty$ dias temos:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,145 + 2,64 \cdot [0,99 - 0,251] + 0,4 \cdot 1$$

$$\varphi(t_7, t_{\infty}) = 2,50$$

A perda de tensão pelo efeito de fluência para $t = 30$ dias é:

$$\Delta\sigma_{fluência}(t, t_o) = \alpha_p \cdot \sigma_{c, p0g} \cdot \varphi(t, t_o)$$

$$\Delta\sigma_{fluência}(t_7, t_{30}) = 5,91 \cdot 14,6 \cdot 0,8$$

$$\Delta\sigma_{fluência}(t_7, t_{30}) = 67,7 \text{ MPa}$$

A perda de tensão pelo efeito de fluência para $t = \infty$ dias é:

$$\Delta\sigma_{fluência}(t, t_o) = \alpha_p \cdot \sigma_{c, p0g} \cdot \varphi(t, t_o)$$

$$\Delta\sigma_{fluência}(t_{30}, t_{\infty}) = 5,9 \cdot 14,6 \cdot 2,5$$

$$\Delta\sigma_{fluência}(t_{30}, t_{\infty}) = 211,3 \text{ MPa}$$

II. Retração do concreto

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

onde:

- $\varepsilon_{cs\infty}$

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U / 15) - (U^2 / 2284) - (U^3 / 133765) + (U^4 / 7608150)$$

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -5,0$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} = 0,78$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} = 0,78 \cdot (-5 \cdot 10^{-4})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -3,9 \cdot 10^{-4}$$

- $\beta_s(t)$

$$\beta_f(7) = 0,04$$

$$\beta_f(30) = 0,13$$

$$\beta_f(\infty) = 1,0$$

$$\text{Para } A = 40 \quad B = 48,8 \quad C = 36,7 \quad D = 362,3 \quad E = 119,7$$

Assim temos que o coeficiente de retração é:

Para $t = 30$ dias temos:

$$\varepsilon_{cs}(t_0, t) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t_7) - \beta_s(t_{30})]$$

$$\varepsilon_{cs}(t_7, t_{30}) = -3,9 \cdot 10^{-4} \cdot [0,13 - 0,04]$$

$$\varepsilon_{cs}(t_7, t_{30}) = 0,31 \cdot 10^{-4}$$

Para $t = \infty$ dias temos:

$$\varepsilon_{cs}(t_0, t) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t_7) - \beta_s(t_\infty)]$$

$$\varepsilon_{cs}(t_7, t_{30}) = -3,9 \cdot 10^{-4} \cdot [1,0 - 0,04]$$

$$\varepsilon_{cs}(t_7, t_{30}) = 3,74 \cdot 10^{-4}$$

A perda de tensão pelo efeito de retração para $t = 30$ dias é:

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot Ep$$

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t_7, t_{30}) = 0,31 \cdot 10^{-4} \cdot 195000$$

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t_7, t_{30}) = 6,5 \text{ Mpa}$$

A perda de tensão pelo efeito de retração para $t = \infty$ é:

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot Ep$$

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t_7, t_\infty) = 3,74 \cdot 10^{-4} \cdot 195000$$

$$\Delta\sigma_{\text{retração}}(t_7, t_\infty) = 73,0 \text{ Mpa}$$

III. Relaxação do aço

Temos:

$$\Psi_{1000} = 3,5\%$$

$$\sigma_{pi} = 1277 MPa$$

- Para $t = 30$ temos:

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\Psi(t, t_0) = 3,5(\%) \left(\frac{30 - 7}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\Psi(t, t_0) = 0,032$$

- Para $t = \infty$ temos:

$$\Psi(t, t_0) = 2,5 \cdot \Psi_{1000}(\%)$$

$$\Psi(t, t_0) = 0,088$$

$$\chi(t, t_0) = 0,092$$

A perda de tensão pelo efeito de relaxação para $t = 30$ dias é:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \sigma_{pi} \cdot \chi(t, t_0)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 1278 \cdot 0,032$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 40,8 MPa$$

A perda de tensão pelo efeito de relaxação para $t = \infty$ dias é:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \sigma_{pi} \cdot \chi(t, t_0)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 1278 \cdot 0,092$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 117 MPa$$

IV. Fator de acoplamento

A NBR 6118:2014 prevê no item 9.6.3.4.2 que a perda diferida é o somatório das perdas por fluência e retração do concreto e relação do aço minorado por um fator de acoplamento, que aqui definiremos por (k). Assim temos:

$$k = \chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p$$

- Para $t = 30$ dias

$$\chi(t, t_0) = 0,036$$

$$\chi_c = 1,40$$

$$\chi_p = 1,036$$

$$\eta = 2,63$$

$$\rho_p = 0,0064$$

$$\alpha_p = 5,91$$

$$k = \chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p$$

$$k = 1,07 + 1,40 \cdot 5,91 \cdot 2,63 \cdot 0,0064$$

$$k = 1,21$$

- Para $t = \infty$ dias

$$\chi(t, t_0) = 0,09$$

$$\chi_c = 2,25$$

$$\chi_p = 1,09$$

$$\eta = 3,99$$

$$\rho_p = 0,0043$$

$$\alpha_p = 5,91$$

$$k = \chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p$$

$$k = 1,09 + 2,25 \cdot 5,91 \cdot 3,99 \cdot 0,0043$$

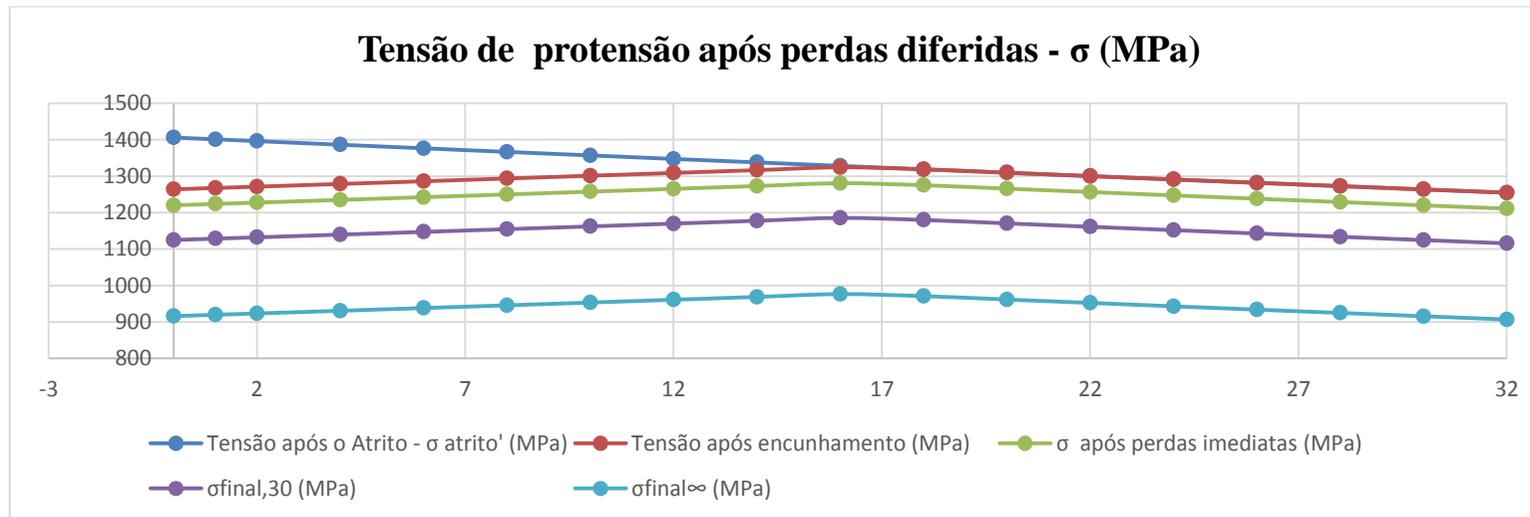
$$k = 1,31$$

Após a realização do cálculo da perda diferida para $t = \infty$ pode-se confirmar o valor adotado para a perda diferida (24%) utilizada para o cálculo da força de protensão pelo diagrama de Naaman, não necessitando recalcular a força de protensão. A tabela e o gráfico abaixo apresentam os dados da perda de protensão imediatas e diferidas, sendo possível definir a tensão de protensão para 30 dias e tempo infinito. O valor da tensão de protensão será utilizado para as verificações das longarinas no ELS, em serviço ($t = \infty$) e em etapas construtivas ($t = 7$ e $t = 30$).

Tabela 19 - Perda de protensão diferidas

Cabo resultante	x (m)	0	1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
	σ_i (MPa)	1220	1224	1227	1235	1242	1250	1257	1265	1273	1281	1275	1266	1256	1247	1238	1229	1220	1211
	% perda diferida,30	13%	13%	13%	12%	12%	11%	11%	10%	9%	9%	9%	10%	11%	11%	12%	13%	13%	14%
	$\sigma_{final,30}$ (MPa)	1125	1128	1132	1140	1147	1154	1162	1170	1177	1185	1180	1170	1161	1152	1143	1134	1125	1116
	% perda imediata,30 dias	13%	13%	13%	12%	12%	11%	11%	10%	9%	9%	9%	10%	11%	11%	12%	13%	13%	14%
	% perda total,30 dias	26%	26%	25%	24%	23%	22%	21%	20%	19%	18%	19%	20%	21%	23%	24%	25%	26%	28%
	$\sigma_{final\infty}$ (MPa)	916	920	923	931	938	946	953	961	969	976	971	962	952	943	934	925	916	907
	% perda diferida, ∞	25%	25%	25%	25%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	25%	25%	25%	25%
	% perda total, ∞	38%	38%	37%	37%	36%	35%	35%	34%	33%	33%	33%	34%	35%	36%	37%	37%	38%	39%

Gráfico 3 - Perdas diferidas de protensão



7.1.1.8. DETERMINAÇÃO DO FUSO DE PASSAGEM

O fuso de passagem ou zona limite como define NAAMAN(2004) é o limite geométrico superior e inferior do traçado do cabo resultante de protensão no elemento estrutural. As tensões limites são definidas pelas seguintes equações:

I. Superior

$$\underline{\sigma_{ii} \leq \sigma' = \sigma_g \cdot \left(1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2}\right) \leq \sigma_{cs}}$$

II. Inferior

$$\underline{\sigma_{ts} \leq \sigma = \sigma_g \cdot \left(1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2}\right) \leq \sigma_{ci}}$$

Assim temos:

$$\left. \begin{array}{l} -a'_1 = -k_i \left(1 - \frac{\sigma_{ii}}{\sigma_g}\right) \\ -a_1 = -k_s \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_g} - 1\right) \end{array} \right\} \leq e \leq \left. \begin{array}{l} a'_2 = k_i \left(\frac{\sigma_{cs}}{\sigma_g} - 1\right) \\ a_2 = k_s \left(1 - \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_g}\right) \end{array} \right\}$$

$$c' = \text{Menor}(a'_1; a_1) \qquad c' = \text{Menor}(a'_2; a_2)$$

A partir das equações do fuso limite temos.

$$\sigma_g = \frac{P}{A} = \frac{6223}{1,18} = 5,27 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} -a'_1 = -0,71 \left(1 - \frac{0}{5,27}\right) \\ -a_1 = -0,37 \left(\frac{14,33}{5,27} - 1\right) \end{array} \right\} \leq e \leq \left. \begin{array}{l} a'_2 = 0,71 \left(\frac{14,33}{5,27} - 1\right) \\ a_2 = 0,37 \left(1 - \frac{0}{5,27}\right) \end{array} \right\}$$

$$c = \text{Menor}(-0,37; -0,58) \qquad c' = \text{Menor}(1,11; 0,71)$$

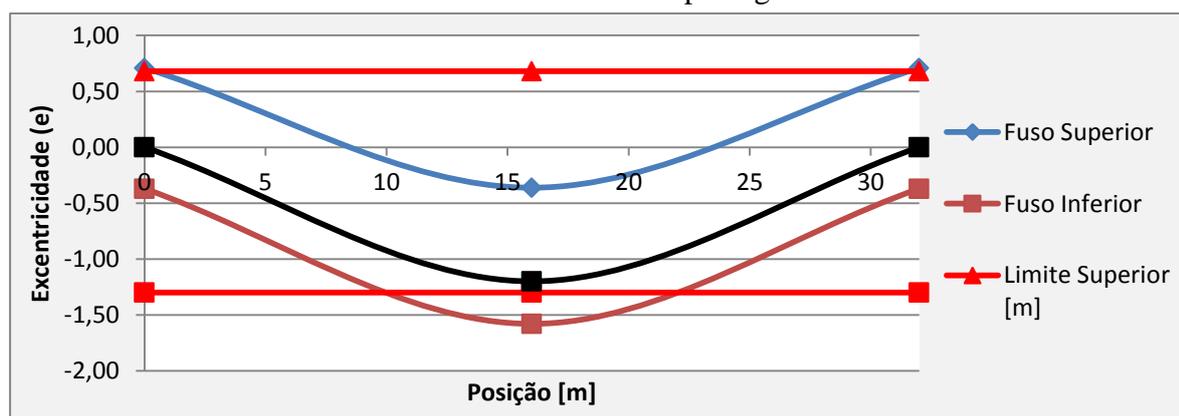
$$c = -0,37 \quad c' = 0,71$$

A tabela e o gráfico abaixo apresentam as informações sobre o limite superior e inferior do fuso de passagem e o traçado do cabo resultante.

Tabela 20 - Fuso de passagem

L(m)	0	16	32
Mmin (kN.m)	0	7093	0
Mmax (kN.m)	0	7986	0
Fuso Superior	0,71	-0,36	0,71
Fuso Inferior	-0,37	-1,58	-0,37
Limite Superior [m]	0,68	0,68	0,68
Limite Inferior [m]	-1,30	-1,30	-1,30
Excentricidade – Cabo resultante [m]	0,00	-1,20	0,00

Gráfico 4 - Fuso de passagem



7.1.2. Estado limite de serviço

O ELS procura-se assegurar, que o comportamento real dos elementos estruturais que compõe a estrutura seja adequado, ou seja, esteja dentro dos limites sensoriais e funcionais aceitáveis.

A NBR 6118:2014 determinar sete estados limites de serviço

- I. Estado de formação de fissuras (ELS-F);
- II. Estado de abertura de fissuras (ELS-W);
- III. Estado de deformação excessiva (ELS-DEF);
- IV. Estado de descompressão (ELS-D);

- V. Estado de descompressão parcial (ELS-DP);
- VI. Estado de compressão excessiva (ELS_CE);
- VII. Estado de vibrações excessivas (ELS-VE).

Cada ELS determina uma análise diferente para diferentes tipos de estruturas. Ao majorar as cargas do trem tipo pelo coeficiente φ , que permite desconsiderar os efeitos dinâmicos, e por utilizarmos protensão limitada serão verificados apenas os seguintes estados de limites: ELS-F, ELS-DEF, ELS-D E ELS-CE.

7.1.2.1. Verificações das tensões - ELS-CE, ELS-F E ELS-D.

O dimensionamento em concreto protendido requer verificações a serem feitas em diversas fases construtivas para verificações das tensões no concreto na borda superior e inferior, respeitando os ELS apresentados na NBR 6118:2014. Assim será verificado as tensões no concreto na fase inicial, $t = 7$ dias, na fase da concretagem da laje $t = 30$ dias, e em serviço, para $t = \infty$.

A. Fase construtiva - Situação no vazio

Considera o estado em vazio a situação mais desfavorável de atuação da força de protensão após as perdas imediatas, pois o único momento fletor a combater é o peso próprio da seção pré-moldada. Para a fase construtiva, ou seja, fase transitória da construção permite-se a seguintes tensões de compressão e tração.

$$\sigma_{ci} = 0,7 \cdot f_{ck,j} = 20,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = 0,7 \cdot f_{ck,j} = 20,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = 0,5 \cdot f_{ct,inf,j} = -0,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0,5 \cdot f_{ct,inf,j} = -0,98 \text{ MPa}$$

A verificação a situação em vazio deve ser feita em $t = 7$, que é a data estimada para a protensão dos cabos.

Tabela 21 - Tabela de tensões nas viga - fase em vazio

Fase Construtiva - Vazio	
Peso próprio	
M_{pp} [kN.m]	2368
σ_{sup} [MPa]	6,33
σ_{inf} [MPa]	-7,18
Protensão	
P_7 [kN] [kN]	6603
σ_{sup} [MPa]	-6,01
σ_{inf} [MPa]	25,78
Resultante	
σ_{sup} [MPa]	0,39
σ_{inf} [MPa]	18,61
PERMITIDO	

B. Fase construtiva – Concretagem da laje

Na fase de concretagem da laje as longarinas devem resistir ao seu peso próprio mais o peso da laje e das transversinas, pois a laje ainda não adquiriu resistência suficiente para trabalhar como elemento resistente. A força de protensão a ser considerada deve ser a força de protensão inicial menos as perdas imediatas e diferidas após 30 dias. Após 28 dias as longarinas já terão sua resistência máxima, ou seja, $f_{ck} = 35$ MPa, assim temos que os limites de tensões de tração e compressão são:

$$\sigma_{ci} = 0,7 \cdot f_{ck} = 24,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = 0,7 \cdot f_{ck} = 24,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = 0,5 \cdot f_{ct,inf} = -1,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0,5 \cdot f_{ct,inf} = -1,13 \text{ MPa}$$

A força de protensão aos 30 dias será de:

$$F = \sigma_p \cdot A_p = \frac{1180 \cdot 4MPa}{1184,4mm^2} = 5589 kN$$

Assim temos:

Tabela 22 - Tensões nas longarinas para t=30 dias

Fase construtiva - Peso próprio do tabuleiro	
$M_{máx}$	
$M_{máx}$ [kN.m]	3969,00
σ_{sup} [Mpa]	10,73
σ_{inf} [Mpa]	-12,03
Protensão	
P_{30} [kN] [kN]	6008
σ_{sup} [Mpa]	-5,47
σ_{inf} [Mpa]	23,46
Resultante	
σ_{sup} [Mpa]	5,25
σ_{inf} [Mpa]	11,43
PERMITIDO	

C. Fase em serviço:

De acordo com a tabela 13.4 da NBR 6118:2014 para o nível de protensão limitada a seção deve atender o ELS-D para combinação quase permanente e ELS-F para combinação frequente. A verificação será realizada considerando a seção final da longarina, ou seja, longarina mais a laje. A força de protensão a ser considerada será P_{∞} , ou seja, a força de protensão inicial menos as perda imediatas e diferidas.

Admitindo que os carregamentos externos causem tração na borda inferior da peça, devem ser consideradas as seguintes situações.

I. ELS-D e ELS-CE

De acordo com o item 3.2.5 da NBR 6118:2014 o estado limite de descompressão é o estado no qual, a tensão normal é nula em um ou mais pontos da seção transversal, não havendo tensão de tração no restante da seção. Na fase em serviço temos os seguintes limites de tensões.

$$\sigma_{ci} = 14,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = 14,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0 \text{ MPa}$$

As tensões em serviço para o ELS-D são provenientes das combinações quase permanente, assim temos:

$$\sigma_{b,ser} + \sigma_{b,p} = 0$$

onde:

$\sigma_{b,ser}$: tensão na base em serviço

$\sigma_{b,p}$: tensão na base devido a força de protensão

Assim temos:

Tabela 23 - Tensões nas longarinas para ELS-D

ELS - D	
M_{qp} Serviço	
M_{qp} [kN.m]	7072
σ_{sup} [Mpa]	8,45
σ_{inf} [Mpa]	-16,16
Protensão	

P_{∞} [kN]	5018
σ_{sup} [Mpa]	-2,95
σ_{inf} [Mpa]	18,0
Resultante	
σ_{sup} [Mpa]	5,5
σ_{inf} [Mpa]	1,85
PERMITIDO	

II. ELS – F e ELS-CE

A NBR 6118:2014 no seu item 3.2.2 define que o estado limite de fissuração é o estado do limite que se inicia a fissuração no concreto, ou seja, quando a tensão de tração atinge $f_{ct,f}$. Na protensão limitada a verificação do estado limite de abertura de fissura deve ser feito para combinação frequente de serviço, de acordo com a tabela 13.4 da NBR 6118:2014. Assim temos que os limites de tensão são:

$$\sigma_{ci} = 14,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cs} = 14,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = -0,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -0,98 \text{ MPa}$$

Assim temos:

Tabela 24 - Tensões nas longarinas no ELS-F

ELS - F	
M _{máx} Serviço	
M_f [kN.m]	7986
σ_{sup} [Mpa]	9,55
σ_{inf} [Mpa]	-18,25
Protensão	
P_{∞} [kN]	5018

σ_{sup} [Mpa]	-2,95
σ_{inf} [Mpa]	18,0
Resultante	
σ_{sup} [Mpa]	6,60
σ_{inf} [Mpa]	-0,24
PERMITIDO	

7.1.2.2. Estado limite de deformação excessiva – ELS – DEF

De acordo com o item 3.2.4 da NBR 6118:2014 o ELS – DEF é o estado em que as deformações dos elementos estruturais atingem os limites estabelecidos para sua utilização normal. A determinação da deformação, flecha, será realizada pelo métodos dos coeficientes globais, proposto no Comitê Internacional de Betão (CEB). O método consiste na determinação da flecha provável a partir da flecha imediata (a_c), calculada elasticamente com a rigidez EI_C , do concreto, que será corrigido pelos coeficientes globais de correção k.

A flecha para t_0 sob as cargas instantâneas, isto é, desconsiderando o efeito de fluência ($\varphi = 0$) é dada por:

$$a_0 = a_c \cdot k_0$$

onde:

k_0 : é o coeficiente global de correção para flecha instantânea, em função da relação (M_{rd} / M_d) e da armadura tracionada (ρ e $\alpha\rho$).

Para a flecha diferida, ou seja, flecha para $t = \infty$, considerando o efeito de fluência ($\varphi \neq 0$), é dada pela seguinte expressão:

$$a_0 = a_c \cdot k_t \cdot \eta$$

onde:

k_t : é o coeficiente global para correção das flechas diferidas, em função relação (M_{rd} / M_d) , da armadura tracionada e do coeficiente de fluência.

Para este projeto utilizaremos o critério do valor limite da flecha final de $\frac{l}{250}$.

η : é o coeficiente de correção levando em conta a influência da armadura de compressão.

A. Flecha elástica

A deformação no ELS para combinação quase-permanente foram retiradas do software SAP 2000, desconsiderando o efeito da protensão e, é apresentada na figura abaixo:

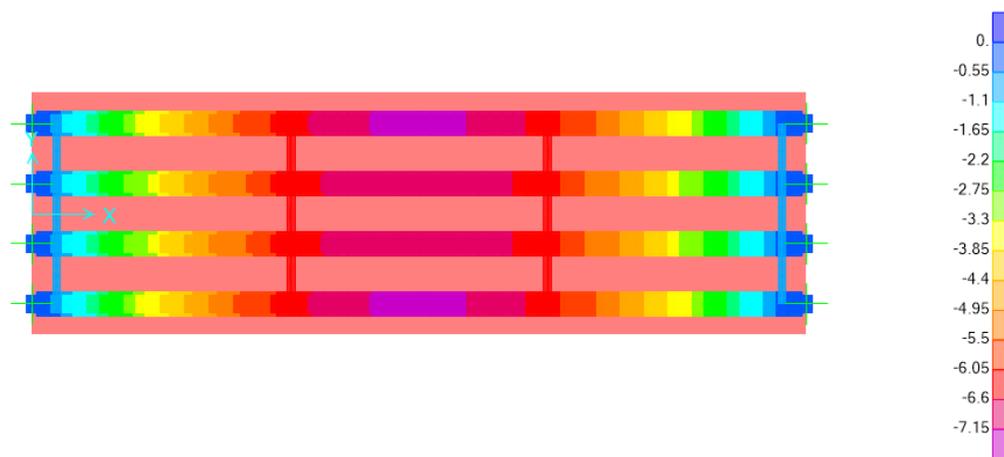


Figura 56 - Flecha elástica das vigas sem considerar a força de protensão

A flecha elástica máxima, dado no meio de vão ($l=16$ m) é igual a $a_c = 7,15$ cm.

A flecha elástica devido a força de protensão é dada pela seguinte equação:

$$a_{c,p} = \frac{5 \cdot \left(\frac{P_{\infty} \cdot e_0 \cdot 8}{l^2} \right)}{384 \cdot E \cdot I} \cdot l^4$$

Assim temos:

$$a_{c,p} = \frac{5 \cdot \left(\frac{5084 \cdot 1,20 \cdot 8}{32^2} \right)}{384 \cdot 290000000 \cdot 0,57} \cdot 32^4 = 3,94 \text{ cm}$$

Como resultado final temos que a flecha elástica dada por $a_c = 7,15 - 3,94 = 3,21$ cm

B. Flecha imediata

Os parâmetros da seção determinante são:

$$d/h \cong 1,0 ;$$

$$\alpha\rho = 0,045 \text{ para } \rho = 0,77\% ;$$

$$M_{r,D} < M_d \text{ para protensão limitada no ELS-QP}$$

Utilizando a tabela do apêndice 4.4(1) do CEB (1983) temos $k_0 = 1,0$

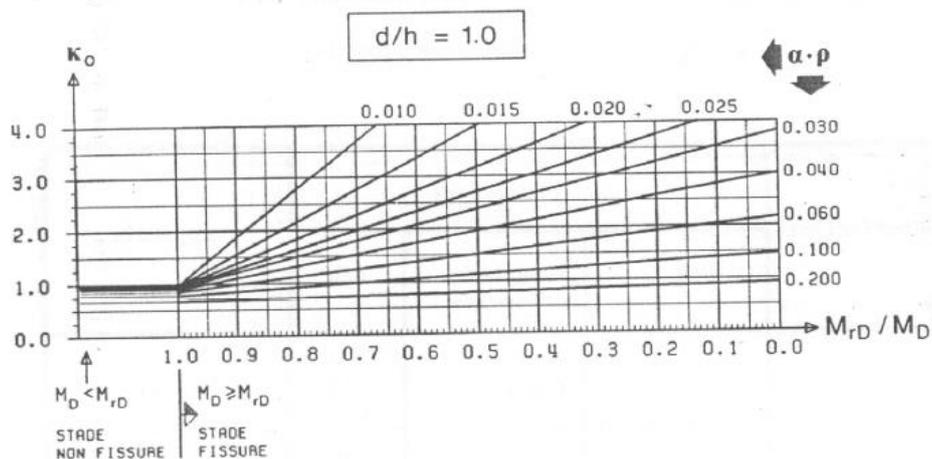


Figura 57 – Ábaco do coeficiente K_0

Assim a flecha imediata é:

$$a_0 = k_0 \cdot a_c = 1,0 \cdot 3,94$$

$$a_0 = 3,94 \text{ cm} < 12,8 \text{ cm} \rightarrow \text{Atendido}$$

C. Flecha diferida

Os parâmetros da seção determinante são:

$$\varphi = 2,5$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = 0$$

Utilizando a tabela do apêndice 4.4 (4) do CEB (1983) temos $k_t = 2,5$ e $\eta = 1,0$

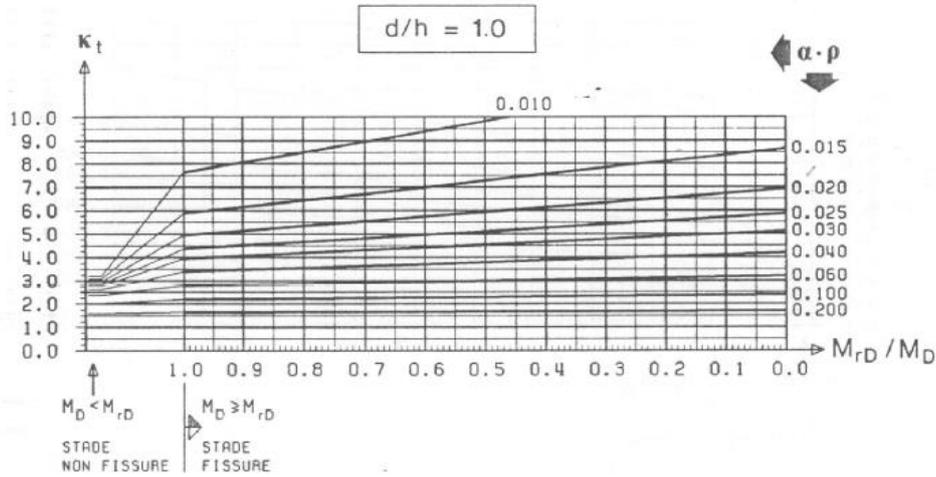


Figura 58 – Ábaco do coeficiente Kt

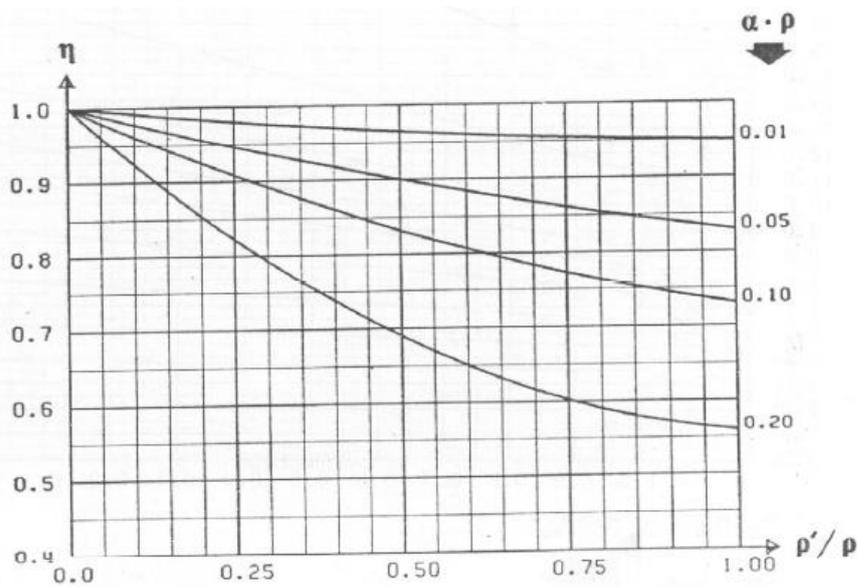


Figura 59- Ábaco do coeficiente

Assim a flecha diferida no tempo é:

$$a_t = k_t \cdot \eta \cdot a_c = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 3,94$$

$$a_t = 9,85 \text{ cm} < 12,8 \text{ cm} \rightarrow \text{Atendido}$$

7.1.3. ESTADO LIMITE DE ÚLTIMO – ELU

De acordo com a NBR 6118:2014 o estado limite último está relacionado ao colapso ou ruína estrutural. Para que as longarinas possam atender o estado limite último será necessária a verificação das armaduras passivas (flexão, torção e cortante) e as armaduras complementares (fretagem e içamento).

7.1.3.1. Verificação a flexão

O cálculo da armadura de flexão é realizado no estado limite último da estrutura, ou seja, situação ao qual o elemento estrutural pode receber as maiores solicitações. O cálculo será realizado considerando a seção final da estrutura, viga pré-moldada mais a contribuição da laje, de acordo com a imagem abaixo.

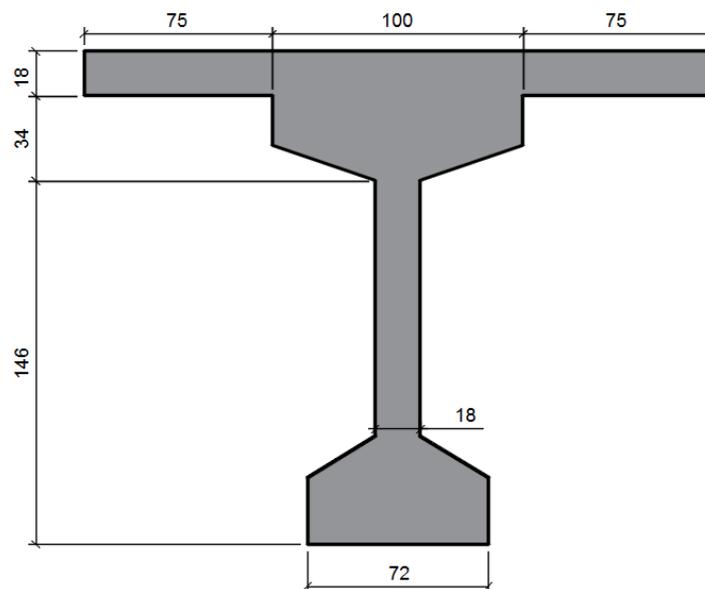


Figura 60 - Seção final das longarinas

A. $A_{s, \min}$

Para concreto C35 temos:

$$A_{s, \min} = 0,164 \cdot A_c = 19,35 \text{ cm}^2$$

B. Momento atuante

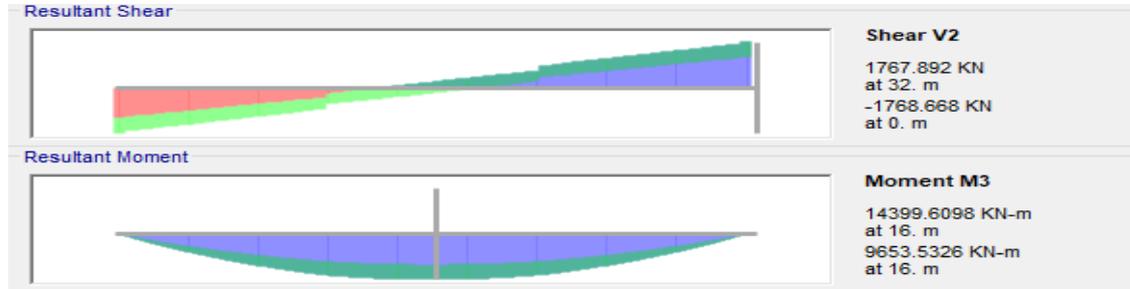


Figura 61 - Momento Fletor sem considerar a força de protensão

$$M_{m\acute{a}x} = 14.399 \text{ kN.m}$$

$$M_{protens\tilde{a}o} = 7226,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{final,ELU} = 7.172,7 \text{ kN.m}$$

O valor do momento devido a protens\~{a}o j\~{a} est\~{a} majorado pelo coeficiente $\gamma_p = 1,2$, de acordo com a tabela de combina\~{c}o de carga no ELU.

C. Determina\~{c}o da linha neutra

Supondo inicialmente que a linha neutra passe na mesa da viga, nesse caso $b_w = b_f$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{7.172,7}{2,5 \cdot 1,90^2 \cdot 35000 / 1,4} = 0,038$$

Para $KMD=0,038$ temos $KX= 0,057$

Assim, a posi\~{c}o da linha neutra \acute{e} dado por:

$$x = KX \cdot d$$

$$x = 0,057 \cdot 190$$

$$x = 10,9 \text{ cm}$$

A hipótese adotada inicialmente é válida, ou seja, a linha neutra está na mesa e a seção se comporta como seção retangular.

D. Cálculo da armadura passiva

Para $KX = 0,057$ temos $KZ = 0,977$, $KZ = 1 - 0,4 \cdot KX$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{7172,7}{0,977 \cdot 1,90 \cdot 50 / 1,15} = 88,87 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s,\min}$$

Serão utilizadas 18 barras de $\phi 25\text{mm}$

De acordo com o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014 do espaçamento mínimo livre entre faces das barras longitudinais devem respeitar os seguintes limites:

- **Na direção horizontal**
 - 20 mm;
 - Diâmetro da barra;
 - 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado.
- **Na direção vertical**
 - 20 mm;
 - Diâmetro da barra;
 - 0,5 vezes a dimensão máxima característica do agregado.

7.1.3.2. Armadura de pele

A NBR 6118:2014 recomenda em seu item 17.3.5.2.3 o uso de armadura de pele para vigas com altura superior ou igual a 60 cm. A armadura mínima lateral deve ser de $0,10\% \cdot A_{c,alma}$ e não superior a $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ por face.

Onde:

$A_{c,alma}$: área de concreto da alma da viga.

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot 18 \cdot 198 = 3,5 \text{ cm}^2$$

Serão utilizadas barras de $\phi 6,3mm$ a cada 15 cm por face.

7.1.3.3. Verificação ao esforço cortante

De acordo com o item 17.4.1.1, todos os elementos lineares submetidos a força cortante devem possuir armadura mínima, com taxa geométrica.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq \frac{0,2f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

onde:

A_{sw} : é a área da seção transversal dos estribos;

s : é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

α : é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

b_w : é a largura da alma;

f_{ywk} : é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal.

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014, o elemento estrutural, em uma determinada seção, deve atender as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

V_{Sd} : é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} : é a força cortante resistente de cálculo, relativa á ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} : é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração da diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismo complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

Para o dimensionamento da força cortante será utilizado o **modelo de cálculo I**, de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014. O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. O modelo, ainda, considera que a parcela V_c tenha valor constante.

I. Esforço cortante atuante

Tabela 25 - Esforço cortante na longarina mais solicitada

Esforço cortante no ELU									
Posição [m]	0	2	4	6	8	10	12	14	
Cortante [kN]	-1988	-1554	-1324	-1102	-885	-675	-665	-465	
Posição [m]	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Cortante [kN]	-233	465	665	675	885	1102	1324	1554	1988

Como forma de tornar um projeto mais econômico será calculada a quantidade de estribos para combater os esforços cortante em três localizações diferente. A primeira posição compreende o trecho 0-2 metros e é representado pela seção 1. A segunda posição compreende o trecho 2-8 metros e a terceira posição compreende o trecho de 8-16 metros, ambos representados pela seção 2.

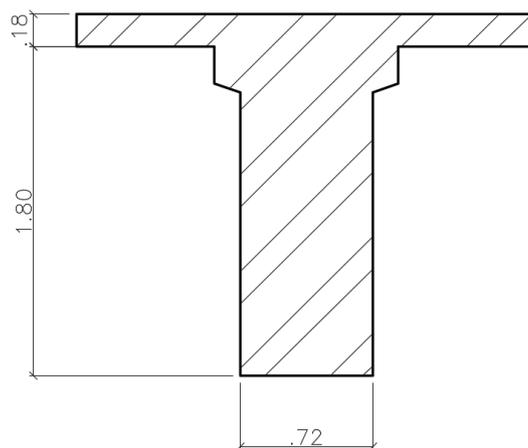


Figura 62 - Seção 1

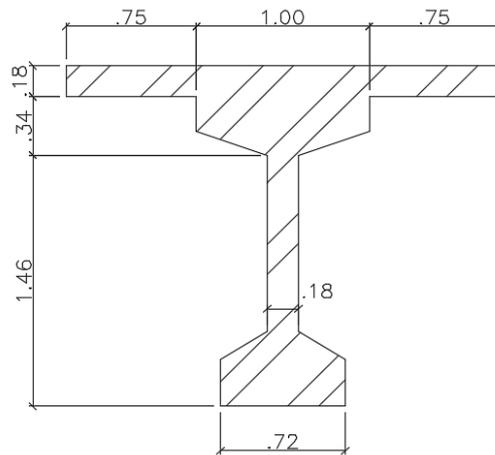


Figura 63 - Seção 2

II. Verificação do esmagamento da biela

a) Seção 1 (0 – 2 metros)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,72 \cdot 1,90$$

$$V_{Rd2} = 7941,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow 1988 \text{ kN} \leq 7941,2 \text{ kN} \rightarrow \textit{Atendido}$$

b) Seção 2 (2 – 16 metros)

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,18 \cdot 1,90$$

$$V_{Rd2} = 1985,3 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow 1557,0 \text{ kN} \leq 1985,3 \text{ kN} \rightarrow \textit{Atendido}$$

III. Cálculo do espaçamento necessário.

a) Trecho 1 – 0 a 2 metros.

$$V_{sd} = 1988,0 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,25 \cdot 0,72 \cdot 1,9$$

$$V_c = 1317,0 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 1988,0 - 1317,0$$

$$V_{sw} = 671,0 \text{ kN}$$

A equação do espaçamento entre estribos é dado por:

$$s = \frac{2 \cdot A_{sw}}{V_{sw}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot A_{sw}}{671,0} \cdot 0,9 \cdot 1,9 \cdot 435$$

A partir da equação acima temos o espaçamento necessário para cada estribo dobrado.

Tabela 26 - Espaçamento de estribos para o trecho 1

TEstribo [cm ²]	Espaçamento [cm]
6,3	9,2
8	15,0

Para este trecho adotaremos estribos de $\phi 8 \text{ mm} / 15 \text{ cm}$

b) Trecho 2 – 2 a 8 metros.

$$V_{sd} = 1554,0 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,25 \cdot 0,18 \cdot 1,9$$

$$V_c = 329,3 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 1554,0 - 329,3$$

$$V_{sw} = 1224,7 \text{ kN}$$

A equação do espaçamento entre estribos é dado por:

$$s = \frac{2 \cdot A_{sw}}{V_{sw}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot A_{sw}}{1224,7} \cdot 0,9 \cdot 1,9 \cdot 435$$

A partir da equação acima temos o espaçamento necessário para cada estribo dobrado.

Tabela 27 - Espaçamento de estribos para o trecho 1

Estribo [cm ²]	Espaçamento [cm]
6,3	5,0
8	8,0

Para este trecho adotaremos estribos de $\phi 10 \text{ mm} / 12 \text{ cm}$

c) Trecho 3 – 8 a 16 metros.

$$V_{sd} = 885,0 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,25 \cdot 0,18 \cdot 1,9$$

$$V_c = 329,3 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 885,0 - 329,3$$

$$V_{sw} = 555,7 \text{ kN}$$

A equação do espaçamento entre estribos é dado por:

$$s = \frac{2 \cdot A_{sw}}{V_{sw}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot A_{sw}}{555,7} \cdot 0,9 \cdot 1,9 \cdot 435$$

A partir da equação acima temos o espaçamento necessário para cada estribo dobrado.

Tabela 28 - Espaçamento de estribos para o trecho 3

Estribo [cm ²]	Espaçamento [cm]
6,3	11,1
8	17,7

Para este trecho adotaremos estribos de $\phi 6,3 \text{ mm} / 10 \text{ cm}$

7.1.3.4. Verificação a torção

De acordo com o item 17.5.1.3 a verificação a torção do elemento estrutural no ELU deve atender as seguintes condições:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,2}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,3}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,4}$$

Onde:

$T_{Rd,2}$: representa o limite dado pela resistência das diagonais comprimidas de concreto;

$T_{Rd,3}$: representa o limite definido pela parcela resistida pelos estribos normais ao eixo do elemento estrutural;

$T_{Rd,4}$: representa o limite definido pela parcela resistida pelas barras longitudinais, paralelas ao eixo do elemento estrutural.

O modelo de treliça generalizada, com o ângulo θ das diagonais comprimidas no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, é o modelo proposto na NBR 6118:2014. Semelhante ao dimensionamento do esforço cortante, as tensões de compressão serão resistidas pelo concreto e as tensões de tração pelo aço, como forma de armadura longitudinal e transversal (estribos).

Define-se como a seção vazada equivalente a partir da seção cheia com a espessura da parede equivalente h_e dada por:

$$h_e \leq A/u$$

$$h_e \geq 2 \cdot c_1$$

onde:

A : é a área da seção cheia;

u : é o perímetro da seção cheia

c_1 : é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

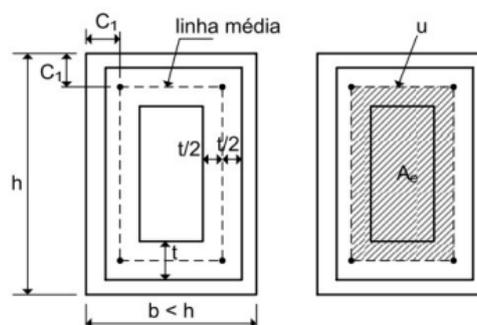


Figura 64 - Espessura equivalente para esforço torsor

I. Cálculo da área e espessura equivalente

$$t = \frac{bh}{2(b+h)} \leq b - 2c_1$$

$$t = \frac{0,18 \cdot 1,98}{2(0,18 + 1,98)} = 0,083$$

$$t = 0,18 - 2 \cdot 0,045 = 0,09, c_1 = 4,5 \text{ cm}$$

Temos:

$$u = 2(b + h - 4c_1) = 2(0,18 + 1,98 - 4 \cdot 0,045)$$

$$u = 3,96 \text{ m}$$

$$A_e = (b - 2c_1)(h - 2c_1) = (0,18 - 2 \cdot 0,045)(1,98 - 2 \cdot 0,045)$$

$$A_e = 0,17 \text{ m}^2$$

Assim:

$$h_e \leq A/u = 0,35 / 3,96 = 0,09 \text{ m}$$

$$h_e \geq 2 \cdot c_1 = 2 \cdot 0,045 = 0,09 \text{ m}$$

II. Verificação da compressão diagonal do concreto

A partir do diagrama de momento torção das longarinas temos:

$$T_{sd} = 105,1 \text{ kN.m}$$

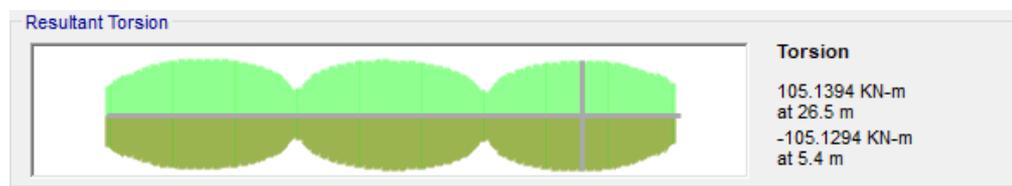


Figura 65 - Valor do esforço torsor da longarina mais solicitada

$$T_{rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 0,5 \cdot 0,86 \cdot \frac{35}{1,4} \cdot 0,17 \cdot 0,09$$

$$T_{rd2} = 165,0 \text{ kN.m}$$

$$T_{sd} \leq T_{rd2} \Rightarrow 105,1 \text{ kN} \leq 165,0 \text{ kN} \rightarrow \text{Atendido}$$

Como o critério da resistência das diagonais do concreto foi atendido e o efeito de torção nas longarinas não é necessária para o equilíbrio do elemento estrutura, ou seja, existe apenas torção de compatibilização, não há necessidade de armar para esforço torsor.

7.1.3.5. Armadura de fretagem

As armaduras de fretagem são armaduras nos pontos de ancoragem dos cabos de protensão que destinam-se a evitar a ruptura local do concreto nos pontos sujeitos a tensões muito elevadas. Segundo Naaman, a força de protensão de cabos pós tracionados transferem imediatamente nas vizinhanças da ancoragem altas tensões de compressão no concreto e também tensões transversais, de acordo com a figura a seguir:

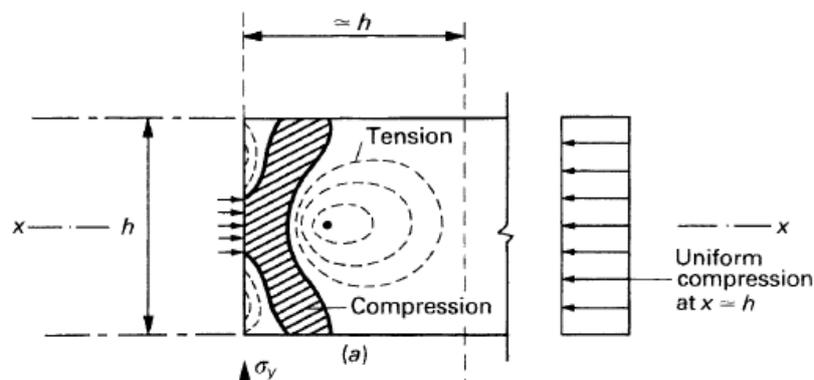


Figura 66 - Distribuições de tensões próximas a ancoragem da armadura ativa

Leonhardt propõem que a área de aço necessária para conter essas tensões de tração é dada por:

$$A_{s,nec} = \frac{Z_d}{f_y d}$$

onde:

$$Z_d = 0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

onde:

d = largura da seção

a = largura da ancoragem

A partir das formulações temos:

Tabela 29 - Armadura de fretagem dos cabos de protensão

Cabo	a (m)	d (m)	P (kN)	Zd (kN)	Fyk (Mpa)	As (cm ²)	Barra (mm)	Voltas
C1	0,24	1,8	1659	431,34	435	9,9	10	8
C2	0,24	0,45	1659	232,26	435	5,3	10	5
C3	0,24	0,45	1659	232,26	435	5,3	10	5
C4	0,24	0,9	1659	364,98	435	8,4	10	7

7.1.3.6. Armadura de içamento da viga

A viga longarina pré-fabricada de concreto será produzida em local fora da obra e depois será transportada para a obra e colocada ao tabuleiro por meio de treliça lançadeira. A região de içamento da viga será feita a 1,50 metros da sua região de apoio. Considerando um peso total da viga de 594 kN temos que as reações da armadura de içamento será de 296 kN, conforme figura abaixo:

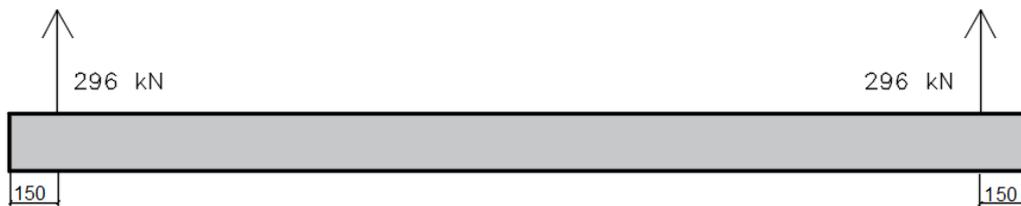


Figura 67 - Reações de içamento devido ao peso próprio

I. Dimensionamento das áreas de armadura dos tirantes

$$A_{s1} = \frac{Rst1}{fyd} = \frac{296}{43,48} = 6,80 \text{ cm}^2$$

Será utilizada 2 barras de $\phi 22,5$ mm

7.2. LAJES

Os esforços na laje do tabuleiro foram obtidos em duas direções. M_{11} refere-se ao momento fletor no eixo longitudinal do tabuleiro. M_{22} refere-se ao momento fletor no sentido transversal do tabuleiro. A partir dos resultados da modelagem estrutural temos os seguintes valores para dimensionamento.

- $M_{11,máx} = 38,3 \text{ kN.m}$
- $M_{11,min} = 6,0 \text{ kN.m}$
- $M_{22,máx} = 42 \text{ kN.m}$
- $M_{22,min} = -45,0 \text{ kN.m}$
- $V_{sd,máx} = 72,4 \text{ kN}$

7.2.1. Cálculo da armadura para flexão

a) Armação transversal – Momento máximo

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{42,0}{1 \cdot 0,14 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,086$$

Para $KMD = 0,086$, temos $KX = 0,133$ e $KZ = 0,947$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{42,0}{0,947 \cdot 0,14 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 7,3 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos 10 $\phi 10$ c/10 cm

b) Armação transversal – Momento mínimo

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{-45,0}{1 \cdot 0,14 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,0918$$

Para $KMD = 0,0918$, temos $KX = 0,143$ e $KZ = 0,943$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{-45,0}{0,943 \cdot 0,14 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 7,84 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos $A_s = 10 \phi 10$ c/10 cm

c) Armação longitudinal – Momento máximo

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38,3}{1 \cdot 0,11 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,127$$

Para $KMD = 0,127$, temos $KX = 0,20$ e $KZ = 0,92$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{38,25}{0,952 \cdot 0,14 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 8,70 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos $A_s = 7 \phi 12,5$ c/14 cm .

d) Armação longitudinal – Momento mínimo

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6,0}{1 \cdot 0,14 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,0012$$

Para $KMD = 0,0012$, temos $KX = 0,018$ e $KZ = 0,99$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{6,0}{0,99 \cdot 0,14 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 1,25 \text{ cm}^2$$

Será utilizado armadura mínima $A_{s,\min} = 2,3 \text{ cm}^2$

7.2.2. Verificação de lajes ao cisalhamento

De acordo com o item 19.4 da NBR 6118:2014 as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal quando a força cortante de cálculo obedecer a seguinte expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Sendo V_{Rd1} a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,\inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

onde:

τ_{Rd} : é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

A_{s1} : é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada;

b_w : é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{sd} : é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento.

I. Esforço cortante na laje do tabuleiro

A figura abaixo apresenta o esforço cortante na laje do tabuleiro, tendo como valor máximo de $V_{sd} = 72,4 \text{ kN}$

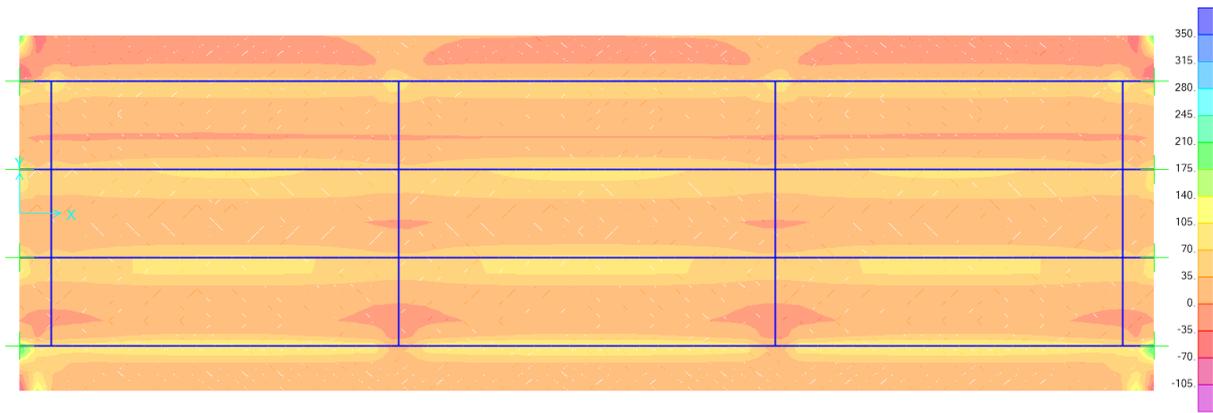


Figura 68 - Esforço cortante na laje do tabuleiro

II. Verificação ao esforço cortante

$$V_{Rd1} = \left[(0,25 \cdot \frac{2,25 \cdot 1000}{1,4} \cdot 1(1,2 + 40 \cdot \left(\frac{7,84}{100 \cdot 14} \right)) + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 1,0 \cdot 0,14$$

$$V_{Rd1} = 80,1 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} < V_{rd1}$ temos que não há necessidade de armadura para força cortante.

7.2.3. Lajes pré-moldadas

As lajes pré-moldadas que serão utilizadas como fôrma para a laje final será composta por armadura treliçada. Essa treliça apresenta será composta pela a armação final da laje, armadura positiva máxima no sentido transversal. As lajes pré-moldadas devem ser verificadas para resistir ao seu peso próprio e do concreto fresco da laje moldada in loco. Deste forma temos que a carga atuante nas lajes pré-moldadas é 4,5 kN/m². Utilizando lajes pré-moldadas de 6 cm podemos calcular a armadura necessária para resistir aos esforços atuante.

I. Cálculo da armadura necessária

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,63}{1 \cdot 0,03 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,073$$

Para $KMD = 0,073$, temos $KX = 0,11$ e $KZ = 0,95$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{1,63}{0,95 \cdot 0,03 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 1,31 \text{ cm}^2$$

Como a laje pré-moldada integra a armadura resistente da laje do tabuleiro temos que sua taxa de armadura é de 8 cm². Desta forma, verifica-se que a laje pré-moldada resiste ao carregamento da concretagem da laje final.

7.3. TRANSVERSINAS

Neste tópico serão apresentados os esforços e realizado o dimensionamento das transversinas de extremidade e as transversinas centrais. O cálculo e as verificações dos esforços serão realizados de acordo com apresentado para o cálculo de armadura passiva das longarinas.

7.3.1. Transversinas de extremidade

A. Esforços Solicitantes

$$M_{m\acute{a}x} = 132 \text{ kN.m}$$

$$M_{m\acute{i}n} = -44 \text{ kN.m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 84 \text{ kN.m}$$

B. Cálculo da armadura de flexão

I. Momento positivo máximo

$$M_{m\acute{a}x} = 132,0 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{132,0}{0,30 \cdot 1,30 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,010$$

Para $KMD = 0,010$, temos $KX = 0,015$ e $KZ = 0,99$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{132,0}{0,99 \cdot 1,30 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,164\% \cdot 30 \cdot 136$$

$$A_{s,\min} = 6,7 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s,\min}$

Utilizaremos 4 barras de $\phi 16,0$ mm.

II. Momento negativo máximo

$$M_{\min} = -44,0 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,0}{0,3 \cdot 1,30 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,003$$

Para $KMD = 0,003$, temos $KX = 0,005$ e $KZ = 0,99$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{44,0}{0,99 \cdot 1,30 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 0,78 \text{ cm}^2 = 0,78$$

Utilizaremos 4 barras de $\phi 16,0$ mm

C. Armadura de pele

$$A_{s,\text{pele}} = 0,10\% \cdot 30 \cdot 100 = 3,9 \text{ cm}^2$$

Serão utilizadas $\phi 6,3$ mm a cada 10 cm por face.

D. Verificação ao cortante

a) Verificação do esmagamento da biela

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot d = 0,27 \cdot b_w \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,30 \cdot 1,30$$

$$V_{Rd2} = 2263,9 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow 84,0 \text{ kN} \leq 2263,9 \text{ kN} \rightarrow \textit{Atendido}$$

b) Cálculo de V_{sw}

$$V_{sd} = 84,0 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,25 \cdot 0,3 \cdot 0,91$$

$$V_c = 368,5 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 84,0 - 368,5$$

$$V_{sw} = -284,5 \text{ kN}$$

Como V_{sw} é menor que 0, ou seja, o esforço cortante será absorvido por V_c , utilizaremos armadura mínima. Para $\alpha = 90^\circ$ e estribos de $\phi 6,3 \text{ mm}$ temos:

$$s = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{0,2 f_{ct,m} \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0,315 \cdot 435}{0,2 \cdot 3,2 \cdot 30}$$

$$s = 14,3 \text{ cm}$$

Logo teremos: $\phi 6,3 \text{ mm} / 14 \text{ cm}$

7.3.2. Transversinas centrais

A. Esforços Solicitantes

$$M_{m\acute{a}x} = 607 \text{ kN.m}$$

$$M_{m\acute{i}n} = -131 \text{ kN.m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 264 \text{ kN.m}$$

B. Cálculo da armadura de flexão

I. Momento positivo máximo

$$M_{m\acute{a}x} = 607,0 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{607,0}{0,30 \cdot 0,96 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,0878$$

Para $KMD = 0,0878$, temos $KX = 0,13$ e $KZ = 0,945$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{613,0}{0,945 \cdot 0,96 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 15,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,164\% \cdot 30 \cdot 102$$

$$A_{s,\min} = 5,0 \text{ cm}^2$$

Como $A_s \geq A_{s,\min}$

Utilizaremos 8 barras de $\phi 16$ mm.

II. Momento negativo máximo.

$$M_{\min} = -131,0 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{131,0}{0,3 \cdot 0,96 \cdot \frac{35000}{1,4}}$$

$$KMD = 0,02$$

Para $KMD = 0,02$, temos $KX = 0,028$ e $KZ = 0,989$

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} = \frac{131,0}{0,96 \cdot 1,30 \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 3,2 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos $A_{s,\min} = 5,0 \text{ cm}^2$ com 4 barras de $\phi 12,5 \text{ mm}$.

C. Armadura de pele

$$A_{s,\text{pele}} = 0,10\% \cdot 30 \cdot 102 = 3,0 \text{ cm}^2$$

Serão utilizadas barras de $\phi 6,3 \text{ mm}$ a cada 10 cm por face.

D. Verificação ao cortante

I. Verificação do esmagamento da biela

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,30 \cdot 0,96$$

$$V_{Rd2} = 1671,8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow 264,0 \text{ kN} \leq 1671,8 \text{ kN} \rightarrow \text{Atendido}$$

II. Cálculo de V_{sw}

$$V_{sd} = 264,0 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,25 \cdot 0,3 \cdot 0,91$$

$$V_c = 368,5 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 264,0 - 368,5$$

$$V_{sw} = -104,5 \text{ kN}$$

Como V_{sw} é menor que 0, ou seja, o esforço cortante será absorvido por V_c , utilizaremos armadura mínima. Para $\alpha = 90^\circ$ e estribos de $\phi 6,3 \text{ mm}$ temos:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk}}{0,2 f_{ct,m} \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0,315 \cdot 435}{0,2 \cdot 3,2 \cdot 30}$$

$$s = 14,2 \text{ cm}$$

Logo teremos: $\phi 6,3 \text{ mm} / 14 \text{ cm}$

7.4. APARELHO DE APOIO

Neste t3pico ser3 realizado o dimensionamento e a verifica33o do aparelho de apoio utilizado entre as longarinas e a mesoestrutura. Ser3o utilizados 8 aparelhos de apoio de neoprene e o dimensionamento ir3 ocorrer para os esfor3os no estado limite 3ltimo, com as carga definidas abaixo:

7.4.1. Carregamentos, deslocamentos e rota33es

- For3a vertical permanente (F_g) = 74700 kgf
- For3a vertical acidental (F_q) = 69850 kgf
- Rota33o para cargas permanente (α_g) = 0,00536 rad
- Rota33o para carga acidental (α_q) = 0,00356
- Coeficiente de majora33o de cargas (k): 1,5
- Deslocamento permanente longitudinal (u_g) = 0,4 cm
- Deslocamento acidental longitudinal ($u_{q,x}$) = 0,43 cm
- Deslocamento acidental transversal ($u_{q,y}$) = 0,22 cm

7.4.2. Dimens3es do aparelho de apoio

- $a = 30 \text{ cm}$ (lado menor);
- $b = 40 \text{ cm}$ (lado maior);
- Cobrimento vertical (c.ver) = 25 mm;
- Cobrimento horizontal (c.hor) = 40 mm;
- N3mero de camadas de elast3mero (n) = 4;
- Espessura da camada de elast3mero (t) = 1,2 cm;
- M3dulo de elasticidade transversal $G = 9 \text{ kgf/cm}^2$

7.4.3. Limite de tens3o de compress3o

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{a \cdot b} = \frac{144550 \text{ kgf}}{30 \cdot 40} = 130,7 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \rightarrow \text{Atendido}$$

Limitado a $\sigma_{adm} = 150 \text{ kgf/cm}^2$

7.4.4. Limitação da deformação de cisalhamento no elastômero

$$\varepsilon = 3,88 + 0,16 + 0,79 = 4,83 < 5 \rightarrow \text{Atendido}$$

onde:

a) deformação de cisalhamento devida a esforço de compressão:

$$\varepsilon_c = 1,5 \frac{74700 + 1,5 \cdot 69820}{9 \cdot 1106 \cdot 6,97} = 3,90$$

onde:

$$A_r = A \left(1 - \frac{u_a}{a} - \frac{u_b}{b} \right) = 29,2 \cdot 39,2 \left(1 - \frac{0,4 + 0,43}{29,2} - \frac{0,22}{39,2} \right) = 1106 \text{ cm}^2$$

Ar: área reduzida.

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t_e (a + b)} = \frac{29,2 \cdot 39,2}{2 \cdot 1,2 (29,2 + 39,2)} = 6,97$$

S: Fator de forma.

b) Deformação de cisalhamento devida a esforço horizontal

$$\varepsilon_h = tg\gamma = \frac{(u_g + u_q)}{T} = \frac{(0,4 + 0,43)}{5,3} = 0,16$$

c) Deformação de cisalhamento devida a rotação

$$\varepsilon_a = \frac{a^2(\alpha_{ag} + k \cdot \alpha_{aq}) + b^2(\alpha_{bg} + k \cdot \alpha_{bq})}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i} = \frac{29,2^2(0,0054 + 1,5 \cdot 0,0036)}{2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 4} = 0,79$$

7.4.5. Limitação ao deslocamento horizontal

Para cargas permanentes $Tg\gamma_g = \frac{u_g}{T} \leq 0,5$

Para cargas permanentes mais carga acidental $Tg\gamma_{g+q} = \frac{u_g + u_q}{T} \leq 0,7$

a) Para cargas permanentes: $Tg\gamma_g = \frac{0,4}{5,3} = 0,08 \leq 0,5$

b) Para cargas permanentes mais carga acidental em x: $Tg\gamma_g = \frac{0,4 + 0,43}{5,3} = 0,16 \leq 0,7$

c) Para cargas permanentes mais carga acidental em y: $Tg\gamma_g = \frac{0,22}{5,3} = 0,04 \leq 0,7$

7.4.6. Verificação da estabilidade a rotação

$$\sum v = \sum \frac{F \cdot t_i}{A} \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_i} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{144550 \cdot 4 \cdot 1,2}{29,2 \cdot 39,2} \left(\frac{1}{5 \cdot 10 \cdot 6,97} + \frac{1}{20000} \right) = 0,31$$

$$\sum v \geq \frac{a \cdot \alpha_a + b \cdot \alpha_b}{3} = \frac{0,0089 \cdot 29,2}{3} = 0,087 \rightarrow \text{Atendido}$$

7.4.7. Verificação da estabilidade ao deslizamento

$$\text{Altura mínima: } T \geq \frac{G \cdot A' (u_g + 2 \cdot u_q)}{6 \cdot A_r + 0,1 \cdot F} = \frac{9 \cdot 30 \cdot 40 (0,4 + 2 \cdot 0,47)}{6 \cdot 1106 + 0,1 \cdot 1445500} = 0,64 \text{ cm}$$

Sob cargas permanentes temos que a tensão máxima é:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{F}{a \cdot b} = \frac{74700}{29,2 \cdot 39,2} = 62,3 \text{ kgf/cm}^2 \geq 30 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \text{Atendido}$$

7.4.8. Verificação da estabilidade a flambagem

$$\frac{F}{A_r} \leq \frac{2 \cdot a \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_i}$$

Assim temos:

$$\frac{F}{A_r} = \frac{74700 + 68850}{1106} = 130,72$$

$$\frac{2 \cdot a \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_r} = \frac{2 \cdot 29,2 \cdot 10 \cdot 6,97}{3 \cdot (4 \cdot 1,2 + 2,8 \cdot 0,25)} = 222$$

$$\text{Assim temos } \frac{F}{A_r} \leq \frac{2 \cdot a \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_r} \rightarrow \text{Atendido}$$

7.4.9. Dimensionamento das chapas metálicas

$$t_s = \frac{1,3 \cdot F \cdot (t_1 + t_2) \cdot \gamma}{A_r \cdot f_k} \geq t_{s,\min}$$

De acordo com o catálogo técnico da **Neoprex** a espessura da chapa de aço mínima é função da espessura da camada do elastômero, dado pela tabela abaixo:

Tabela 30 - Espessura da chapa de aço mínima

Espessura das camadas de elastômero	Espessura mínima das chapas de aço
5 mm	2 mm
6 a 10 mm	3 mm
11 a 14 mm	4 mm

Assim temos: $t_{s,\min} = 2\text{mm}$

$$t_s = \frac{1,3 \cdot F \cdot (t_1 + t_2) \cdot \gamma}{A_r \cdot f_k} = \frac{1,3 \cdot (1,2 + 1,2) \cdot 130}{2100} = 1,9 \text{ mm}$$

Será utilizada espessura mínima de 2mm

8. CONCLUSÃO

Foi por objetivo deste trabalho a apresentação da concepção estrutural de uma ponte composta por longarinas em concreto protendido e a realização de uma análise estrutural pelo método dos elementos finitos para obtenção dos esforços nas vigas (longarinas), transversinas e lajes presentes no tabuleiro. As longarinas em concreto apresentaram esforços próximos o que é algo vantajoso na uniformização do dimensionamento e detalhamento. A uniformização das vigas mitiga possíveis erros de execução, o que pode gerar interrupção o desastre na estrutura. Também foi possível perceber a importância da utilização das transversinas centrais no tabuleiro, pois elas trazem mais rigidez para o tabuleiro e diminui o efeito de torção nas longarinas. Pela análise dos métodos dos elementos finitos foi possível notar que a laje tem uma contribuição na obtenção dos esforços e transmissão para as vigas, trabalhando como elemento resistente no cálculo das armaduras ativas e passivas. A correta análise da superestrutura é de suma importância na obtenção dos carregamentos para os elementos da mesoestrutura e infraestrutura.

Por fim, foram obtidos como produto final deste trabalho as solicitações nos elementos da superestrutura (vigas longarinas, vigas transversinas, lajes e aparelho de apoio), memorial de cálculo dos elementos da superestrutura no ELU e suas verificações no ELS e por fim plantas de fôrma e armação ativa e passiva.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2003- Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:2000 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificação.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7483:2004 – Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187:2013 – Projeto de pontes em concreto armado e de concreto protendido

ALMEIDA, V.S., Influência da Distribuição Transversal de Cargas no Projeto de Vigas Protendidas de Pontes – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2015

ALVES, E.V., Almeida, S.M.F., Judice, F.M.S., Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendio, Universidade Federal Fluminense, 2004

BARKER, R. M.; PUCKETT, J. A. Design of highway bridges: an LRFD Approac. Third Edition. New Jersey: Wiley, 2013.528 p.

FILHO, W. N. F., Avaliação dos Coeficientes de Impacto Utilizados no Cálculo de Pontes Rodoviária Via Análise Dinâmica de Estruturas, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2008

HANAI, J.B., Fundamentos do Concreto Protendido, Universidade Federal de São Carlos, 2005

Manual de projeto de obras-de-arte especiais - Rio de Janeiro, 1996. 225p. (IPR. Publ., 698).

<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/10/estruturas-estaiadasaplicacoes-indicadas-tipos-de-ancoragem-e-de-243545-1.aspx> Acesso em: 03-11-2017 16:14

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento/Walter Pfeil. — Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

<http://www.historyofbridges.com/bridges-history/>, acessado dia 11/03/2017 às 14:20.

PINHO, M., REGIS, P., ARAÚJO, E., “Tabuleiros de pontes em vias pré-moldadas protendidas com continuidade – aspectos de projeto e construção”. 51º Congresso Brasileiro de Concreto, 055-2011, Outubro 2000

NAAMAN, A. E. Prestressed concrete analysis and design: fundamentals , 2nd ed., Techno Press 3000, Michigan, USA, 2004.

10. ANEXO