



CAROLINE BROCKVELD

LUCAS ALVES

MEMORIAL DESCRITIVO DO PROJETO DE PONTE RODOVIÁRIA

CURITIBA
2020



CAROLINE BROCKVELD

LUCAS ALVES

MEMORIAL DESCRITIVO DO PROJETO DE PONTE RODOVIÁRIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós Graduação em Pontes e Grandes Estruturas Viárias com Ênfase em Projetos, Pós-Graduação *lato sensu*, do IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista em Pontes e Grandes Estruturas Viárias.

Orientador: Prof Esp. Mauer Egas.

CURITIBA
2020

AGRADECIMENTOS

À parceria e cumplicidade da primeira turma da Pós Graduação em Pontes e Grandes Estruturas Viárias.

Às nossas famílias e companheiros pelo apoio em toda jornada de dois anos.

Aos engenheiros civis e professores Adolfo L. Baran A. Araujo, Maufer Egas, e Filipe Sanches pela valiosa colaboração no desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Pontes são estruturas destinadas a possibilitar o tráfego sobre obstáculos. Este memorial tem por objetivo descrever os procedimentos de cálculo e dimensionamento utilizado para projetar uma ponte de 82,5 metros com vigas múltiplas em concreto armado e protendido. Neste trabalho também é descrito o projeto de executivo da obra de arte especial, fornecendo características suficientes para que a obra seja executada sem margem de dúvidas. Detalhados e descritos todos os elementos constituintes da obra, incluindo cálculos, técnicas, soluções adotadas e procedimentos construtivos, obedecendo os critérios exigidos pela legislação e normas vigentes.

Palavras chave: ponte rodoviária, dimensionamento, concreto, vigas múltiplas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seções da longarina	28
Figura 2 - Esquema de carregamentos permanentes L1 e L6.....	30
Figura 3 - Esquema de carregamentos permanentes L2 a L5.....	30
Figura 4 - Trem de carga resultante para L1 e L6	31
Figura 5 - Trem de carga resultante para L2 e L5	31
Figura 6 - Trem de carga resultante para L3 e L4	31
Figura 7 - Elevação dos cabos de protensão.....	34
Figura 8 - Posicionamento dos cabos nas seções inicial intermediária e final...	34
Figura 9 - Diagrama de momento fletor causado pelo peso próprio da longarina	44
Figura 10 - Momento fletor devido aos carregamentos permanentes para vigas L1 e L6.....	58
Figura 11 - Momento fletor devido aos carregamentos permanentes para vigas L2 à L5.....	58
Figura 12 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L1 e L6	59
Figura 13 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L2 e L5	59
Figura 14 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L3 e L4	59
Figura 15 - Seção longarina I + laje	64
Figura 16 - Seção longarina cheia + laje	64
Figura 17 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes - Situação A.....	78
Figura 18 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes para L1 e L6 - Situação B.....	78
Figura 19 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes para L1 à L5 - Situação B.....	78
Figura 20 - Envoltória de forças cortantes para L1 e L6.....	79
Figura 21 - Envoltória de forças cortantes para L2 e L5.....	80
Figura 22 - Envoltória de forças cortantes para L3 e L4.....	80
Figura 23 – Dados de entrada T-Rüsch	94

Figura 24 – Diagrama de momentos M_x na laje devido à carga móvel	94
Figura 25 – Diagrama de momentos M_y na laje devido à carga móvel	95
Figura 26 – Diagrama de momentos M_x na laje devido à carga permanente	95
Figura 27 – Diagrama de momentos M_y na laje devido à carga permanente	96
Figura 28 – Envoltória de Momento Fletor no Pórtico	97
Figura 29 – Envoltória de Força Axial no Pórtico	97
Figura 30 – Envoltória de Força Cortante no Pórtico.....	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do Concreto.....	15
Tabela 2 - Fatores de ponderação das linhas de repartição	27
Tabela 3 - Peso Próprio Longarinas	28
Tabela 4 - Características Geométricas do Cabo C1	35
Tabela 5 - Características Geométricas do Cabo C2	36
Tabela 6 - Características Geométricas do Cabo C3	36
Tabela 7 - Perdas imediatas por atrito cabo C1	38
Tabela 8 - Perdas imediatas por atrito cabo C2	39
Tabela 9 - Perdas imediatas por atrito cabo C3	39
Tabela 10 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C1	40
Tabela 11 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C2	41
Tabela 12 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C3	42
Tabela 13 - Componente horizontal das forças de protensão para cálculo da perda por encurtamento elástico do concreto	43
Tabela 14 - Variação média na tensão de protensão do cabo C1	44
Tabela 15 - Perdas de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto para o cabo C1	45
Tabela 16 - Perdas imediatas de protensão.....	45
Tabela 17 - Componentes horizontais das forças de protensão após perdas imediatas	52
Tabela 18 - Perdas progressivas de protensão	53
Tabela 19 - Forças resultantes de protensão	54
Tabela 20 - Tensão normal de compressão máxima durante a protensão	55
Tabela 21 - Tensões máximas de tração no momento da protensão	56
Tabela 22 - Armadura passiva de flexão superior	57
Tabela 23 - Momentos fletores devido aos carregamentos permanentes	58
Tabela 24 - Momentos fletores máximos devido aos carregamentos móveis	59
Tabela 25 - Forças horizontais de protensão - Situação A	60
Tabela 26 - Momentos fletores devido à protensão - Situação A	61

Tabela 27 - Forças horizontais de protensão - Situação B	61
Tabela 28 - Momentos fletores devido à protensão - Situação B.....	62
Tabela 29 - Momentos fletores de cálculo resultantes - Situação A	63
Tabela 30 - Momentos fletores de cálculo resultantes - Situação B	63
Tabela 31 - Tensões resultantes - Situação A.....	65
Tabela 32 - Tensões resultantes - Situação B.....	65
Tabela 33 - Armadura passiva inferior para L1 e L6 - Situação A	66
Tabela 34 - Armadura passiva inferior para L2 e L5 - Situação A	66
Tabela 35 - Armadura passiva inferior para L3 e L4 - Situação A	67
Tabela 36 - Armadura passiva inferior para L1 e L6 - Situação B	67
Tabela 37 - Armadura passiva inferior para L2 e L5 - Situação B	67
Tabela 38 - Armadura passiva inferior para L3 e L4 - Situação B	68
Tabela 39 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos permanentes	70
Tabela 40 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos móveis	70
Tabela 41 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos de protensão.....	71
Tabela 42 - Momentos em serviço para L1 e L6 - Situação A.....	72
Tabela 43 - Momentos em serviço para L2 e L5 - Situação A.....	72
Tabela 44 - Momentos em serviço para L3 e L4 - Situação A.....	72
Tabela 45 - Momentos em serviço para L1 e L6 - Situação B	73
Tabela 46 - Momentos em serviço para L2 e L5 - Situação B.....	73
Tabela 47 - Momentos em serviço para L3 e L4 - Situação B.....	74
Tabela 48 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L1 e L6 - Situação A.....	74
Tabela 49 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L2 e L5 - Situação A.....	75
Tabela 50 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L3 e L4 - Situação A.....	75

Tabela 51 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L1 e L6 - Situação B.....	76
Tabela 52 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L2 e L5 - Situação B.....	76
Tabela 53 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L3 e L4 - Situação B.....	76
Tabela 54 - Forças cortantes devido aos carregamentos permanentes	78
Tabela 55 - Forças cortantes devido aos carregamentos móveis.....	80
Tabela 56 - Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão - Situação A	81
Tabela 57 - Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão - Situação B	82
Tabela 58 - Forças cortantes de cálculo resultantes	82
Tabela 59 - Armaduras de cisalhamento - Situação A	84
Tabela 60 - Armaduras de cisalhamento para L1 e L6 - Situação B.....	85
Tabela 61 - Armaduras de cisalhamento para L2 e L5 - Situação B.....	85
Tabela 62 - Armaduras de cisalhamento para L3 e L4 - Situação B.....	85
Tabela 63 - Forças cortantes características devido aos carregamentos permanentes	88
Tabela 64 - Forças cortantes características devido aos carregamentos móveis	88
Tabela 65 - Forças cortantes características devido aos carregamentos de protensão.....	89
Tabela 66 - Forças cortantes em serviço para L1 e L6.....	89
Tabela 67 - Forças cortantes em serviço para L2 e L5.....	90
Tabela 68 - Forças cortantes em serviço para L3 e L4.....	90
Tabela 69 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L1 e L6.....	91
Tabela 70 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L2 e L3.....	91
Tabela 71 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L3 e L4.....	92

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	3
RESUMO	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABELAS.....	7
SUMÁRIO.....	10
1 INTRODUÇÃO	13
2 PARÂMETROS E CRITÉRIOS DE PROJETO	14
2.1 Localização.....	14
2.2 Classificação.....	14
2.2.1 Comprimento.....	14
2.2.2 Natureza do tráfego	14
2.2.3 Materiais empregados	15
2.2.4 Desenvolvimento planialtimétrico	15
2.2.5 Tipologia da estrutura principal	15
2.2.6 Metodologia construtiva.....	16
2.3 Elementos	16
2.3.1 Superestrutura.....	16
2.3.2 Mesoestrutura	17
2.3.3 Infraestrutura	17
3 DESENVOLVIMENTO	18
3.1 Definição do traçado	18
3.2 Dimensões transversais	18
3.3 Pré dimensionamento	18
3.3.1 Superestrutura.....	19
3.3.2 Mesoestruturura.....	22
3.3.3 Infraestrutura	24
4 DIMENSIONAMENTO	25
4.1 Características geométricas	25
4.1.1 Vigas longarinas	25

4.1.2	Transversinas.....	25
4.1.3	Determinação do centro elástico	25
4.2	módulo de elasticidade secante do concreto	26
4.3	método aproximado de ENGESSER-COURBON.....	26
4.3.1	Linhas de repartição	27
4.4	Determinação dos carregamentos permanentes	27
4.4.1	Peso Próprio das longarinas	27
4.4.2	Peso Próprio das lajes.....	28
4.4.3	Peso Próprio da pavimentação	29
4.4.4	Peso Próprio do recapeamento da pavimentação	29
4.4.5	Peso Próprio das barreiras e pingadeiras.....	29
4.4.6	Peso Próprio das transversinas	29
4.4.7	Lajes de continuidade.....	30
4.4.8	Esquema de carregamentos permanentes	30
4.5	Determinação dos carregamentos móveis.....	30
4.5.1	Determinação de coeficientes.....	32
4.6	Determinação dos carregamentos de protensão da viga longarina	33
4.7	Cablagem de protensão da viga longarina	33
4.8	Força limite no ato da protensao	37
4.9	Perdas imediatas de protensão	37
4.9.1	Perdas imediatas devido ao atrito entre o cabo e a bainha.....	37
4.9.2	Perdas imediatas devido ao encunhamento das ancoragens ativas	40
4.9.3	Perdas imediatas devido ao encurtamento elástico do concreto	42
4.10	Perdas PROGRESSIVAS de protensão	46
4.11	verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto durante a protensão.....	54
4.12	Dimensionamento das armaduras passivas de flexão superiores.....	56
4.13	Dimensionamento das armaduras passivas de flexão inferiores.....	57
4.13.1	Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos permanentes	
	57	
4.13.2	Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos móveis:	58

4.13.3	Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos de protensão	60
4.13.4	Momentos fletores de cálculo resultantes	62
4.13.5	Tensões resultantes.....	64
4.13.6	Determinação da armadura passiva inferior.....	65
4.14	Verificação da tensão normal de compressão máxima no concreto em serviço	69
4.15	Verificação das armaduras passivas de flexão à fadiga	69
4.16	Dimensionamento das armaduras de cisalhamento	77
4.16.1	Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos permanentes .	77
4.16.2	Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos móveis	79
4.16.3	Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão .	81
4.16.4	Forças cortantes de cálculo resultantes	82
4.16.5	Determinação das armaduras de cisalhamento	83
4.17	Verificação das armaduras de cisalhamento à fadiga	86
4.18	Verificação quanto às deformações (ELS-DEF).....	93
4.19	Dimensionamento das demais elementos.....	93
4.19.1	Laje.....	93
4.19.2	Laje de aproximação	96
4.19.3	Transversina	96
4.19.4	Travessa.....	97
4.19.5	Pilares	98
4.19.6	Blocos de fundação	98
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100

1 INTRODUÇÃO

Pontes são estruturas destinadas a possibilitar o tráfego sobre obstáculos naturais caracterizados pela presença de cursos d'água. Neste documento, serão descritos os parâmetros e as características de uma ponte rodoviária localizada sobre o Rio Andrada no interior do estado do Paraná.

Este memorial tem por objetivo apresentar o projeto de executivo de uma obra de arte especial, fornecendo características suficientes para que a obra seja executada sem margem de dúvidas.

Nos próximos itens serão detalhados e descritos todos os elementos constituintes da obra, incluindo cálculos, técnicas, soluções adotadas e procedimentos construtivos, obedecendo os critérios exigidos pela legislação e normas vigentes, em particular a NBR 7187:2004 e a NBR 6118:2014.

2 PARÂMETROS E CRITÉRIOS DE PROJETO

Neste item serão descritos os parâmetros adotados para início do projeto da ponte.

2.1 LOCALIZAÇÃO

O projeto está situado sobre o Rio Andrada, onde a diretriz 8 representa o trecho de uma rodovia, a qual possui uma ponte, que deverá ser substituída pela ponte deste projeto. Para isto foi projetado um desvio que contará com a nova obra de arte especial.

A obra de arte especial está localizada nas seguintes coordenadas UTM: 244.521,20E e 7.177.765,44N, iniciando na estaca 23+10,0 m e finalizando na estaca 27+11,60 m (considerando a estaca 0 sendo o início do desvio e o intervalo de 20 metros entre as estacas).

Maior detalhamento da locação da obra pode ser encontrado na Prancha 01 - Projeto Geométrico e Locação, onde é apresentado o levantamento topográfico da região com as cotas referenciais, sobre o qual foi desenvolvido o novo traçado da rodovia.

2.2 CLASSIFICAÇÃO

2.2.1 Comprimento

Se trata de uma ponte com três vãos iguais com extensão de 27,5 metros, totalizando em um comprimento total de 82,50 metros.

2.2.2 Natureza do tráfego

A presente obra é uma ponte rodoviária destinada à transposição do Rio Andrada, por uma rodovia de Classe II, com pista simples e duas faixas, fazendo parte do programa de ampliação da capacidade rodoviária da região.

A estrutura é projetada para o trem tipo exato da classe TB-450, onde a região ocupada pelo veículo (18 m²) não deve ser carregada com a carga de multidão. O trem

tipo empregado possui três eixos, cada um com duas rodas, com peso total de 450 kN (ou 75kN em cada roda).

Para o carregamento de multidão nas faixas de tráfego utilizou-se o valor de 5 kN/m² e por neste projeto não incluir passeios, não se utilizou a carga de multidão para pedestres.

2.2.3 Materiais empregados

O principal material de construção empregado neste projeto é o concreto armado de classes C25, C35 e C40, a ser empregado conforme Tabela 1 e a ser detalhado nos cálculos de dimensionamento a seguir.

Tabela 1 - Características do Concreto

Componentes	Classe	Slump (mm)	Fator AC	Cobertura (cm)
Pilares	C35	120	0,60	4,0
Travessas	C35	120	0,60	4,0
Berços	C35	120	0,60	3,0
Cortinas	C35	120	0,60	3,0
Alas	C35	120	0,60	3,0
Lajes De Aproximação	C35	120	0,60	3,0
Longarinas	C40	120	0,60	4,0
Transversinas	C40	120	0,60	4,0
Lajes Tabuleiro	C35	120	0,60	3,0
Pré-lajes	C25	120	0,60	3,0
Barreiras	C25	120	0,60	3,0

2.2.4 Desenvolvimento planialtimétrico

No que se refere ao desenvolvimento horizontal, esta obra de arte está sobre uma tangente vertical e possui inclinação horizontal nula ao longo de sua extensão com o greide localizado a 262,31 m acima do mar. E a rodovia a qual pertence está situada sobre um terreno ondulado.

2.2.5 Tipologia da estrutura principal

A superestrutura desenvolve-se em vigas de seção I e seção cheia de concreto pré-moldado e protendido, e possui vigamento múltiplo, ou seja, se trata de uma ponte em grelha.

2.2.6 Metodologia construtiva

Serão adotadas metodologias construtivas diferentes para alguns elementos, como por exemplo:

- Pré moldados: longarinas e pré-lajes;
- Moldados in loco: estacas, blocos de fundação, travessas, berços, transversinas, lajes maciças, cortinas, alas laterais e lajes de aproximação.

2.3 ELEMENTOS

Os elementos que constituem a obra de arte especial estão subdivididos em três grupos: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, listados a seguir:

2.3.1 Superestrutura

A superestrutura da ponte como já mencionado, é constituída pelo tabuleiro, vigas longitudinais principais (longarinas), e vigas secundárias (transversinas). Possui três vãos com comprimento de 27,5m, estes são constituídos por seis vigas longarinas com altura de 1,5m. A função da longarina é receber o carregamento do tabuleiro e distribuí-los para a mesoestrutura, já as transversinas são elementos moldados, cuja função é o aumento da rigidez do tabuleiro.

A superestrutura é composta por:

- Aparelhos de apoio do tipo elastômero fretado;
- Longarinas pré-moldadas de concreto protendido;
- Transversinas de concreto protendido;
- Elementos de pré-laje;
- Lajes maciças de concreto armado moldado *in loco*;
- Barreiras de contenção tipo New Jersey em concreto armado;
- Cortinas e alas de retorno em concreto armado;
- Lajes de aproximação em concreto armado;
- Pavimentação asfáltica em CBUQ.

2.3.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura compreende basicamente o desenvolvimento vertical de uma obra de arte especial. Possui a função de fornecer suporte à superestrutura, transmitindo seus carregamentos às fundações.

A mesoestrutura compreende os seguintes elementos:

- Pórticos planos com dois pilares e uma travessa de concreto armado cada;
- Berços de concreto armado para apoio da superestrutura;
- Aparelhos de apoio em neoprene tipo fretado;
- Consolos para alteamento e manutenção da superestrutura.

2.3.3 Infraestrutura

Para infraestrutura entendem-se todos os elementos de fundação, ou seja, tudo que for executado abaixo da cota da base dos apoios, neste caso composto por estacas, blocos de coroamento e viga de rigidez.

3 DESENVOLVIMENTO

Neste item serão descritos todos os parâmetros calculados e definidos, além do desenvolvimento utilizado para encontrá-los.

3.1 DEFINIÇÃO DO TRAÇADO

Procurando conciliar os fatores para tornar a implantação do desvio tecnicamente possível, economicamente viável e socialmente abrangente, chegou-se a solução apresentada no Apêndice A.

Devido à ondulação do terreno, não foi possível criar um traçado sem cruzar curvas de nível, então prezou-se pela escolha do trecho com o menor volume possível de material escavado ou aterrado, com o fim de garantir a melhor relação custo-benefício sem comprometer a qualidade da rodovia.

3.2 DIMENSÕES TRANSVERSAIS

A ponte possui largura total de 13,80 metros, composta por duas faixas de tráfego de 3,50 metros, dois acostamentos de 2,50 metros, dois afastamentos lateral de 50 centímetros e duas barreiras de contenção tipo New Jersey em concreto armado com espessura de 40 centímetros. Além disto, a obra possui uma declividade transversal de 2%, com caimento para as duas extremidades laterais.

3.3 PRÉ DIMENSIONAMENTO

Neste item será apresentado os cálculos e resultados obtidos para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Os valores obtidos estão representados graficamente nas pranchas de formas através de elevações, cortes e detalhes.

3.3.1 Superestrutura

3.3.1.1 Longarinas pré-moldadas de concreto protendido

A distância entre eixos das vigas longarinas na seção transversal (a) foi encontrada através da Equação 1, onde L representa o comprimento do vão na vista lateral em metros.

Equação 1 - Distância entre eixos das longarinas

$$a \leq 0,028 \times L + 2$$

Assim adotou-se o valor de 2,30 m para a, que representa aproximadamente 1/12 do vão entre pórticos. Com o objetivo de equilibrar os esforços de momento fletor positivo e negativo, optou-se por implementar um balanço nas extremidades do tabuleiro. A distância entre o eixo da viga longarina e a extremidade da laje (b) é proporcional a distância entre eixos e foi estimada pela Equação 2.

Equação 2 - Balanço do tabuleiro

$$b = 0,5 \times a$$

Com isto, foi adotado o valor de 1,15 m para o balanço do tabuleiro, com estes dados é possível determinar o número de vigas longarinas. Neste caso serão utilizadas 6 vigas longarinas.

As vigas estão dimensionadas para trabalhar em forma de I, utilizando a laje como parte integrante deste conjunto. Desta forma, o modelo de cálculo utilizado, incorpora a estrutura como um todo. Assim, o conjunto forma um sistema reticulado do tipo grelha, possuindo alta hiperelasticidade interna. A consolidação da estrutura toda se dá com a concretagem *in-loco* unindo as peças e integrando a estrutura, através da laje.

Para calcular a altura útil da viga longarina utilizou-se a Equação 3, onde L é o vão entre pórticos. O valor adotado foi de 1,5 m para a altura da viga.

Equação 3 - Altura útil da longarina

$$h_{\text{útil}} = \frac{L}{17}$$

Seguindo com as outras dimensões da geometria da peça, adotou-se para a largura da alma (b_w) o valor de 25 cm que atende as exigências normativas de no mínimo 20 cm.

A mesa inferior teve sua largura definida pela Equação 4 e a da mesa superior pela Equação 5. Em ambas equações, h se refere ao valor da altura útil da viga. Para a largura da mesa inferior adotou-se o valor de 50 cm e para a mesa superior 80 cm.

Equação 4 - Largura da mesa inferior

$$M_i = \frac{h}{3}$$

Equação 5 - Largura da mesa superior

$$M_s = \frac{h}{1,8}$$

3.3.1.2 Lajes e pré-lajes

A espessura da laje no apoio (e_{apoio}) sobre a viga, incluindo parte da espessura da mesa da viga, é estimada pela ncia entre eixo das longarinas.

Equação 6 em função da distância entre eixo das longarinas.

Equação 6 - Espessura da laje no apoio

$$e_{\text{apoio}} \geq 0,10 \times a$$

Adotou-se o valor de 33 cm para a espessura da laje no apoio, considerando parte da espessura da mesa da viga, com este valor a

Equação 7, determinou-se que a espessura da laje no meio do vão será de 20 centímetros, que atende o mínimo indicado de 17cm.

Equação 7 - Espessura da laje no meio do vão

$$e_{\text{vão}} \cong 0,6 \times e_{\text{apoio}}$$

Para as pré-lajes adotou-se um valor de 5 cm de espessura, baseando-se em projetos de referência e considerando que essa espessura é capaz de suportar o peso do concreto da laje até a sua cura e capacidade de auto sustentação.

3.3.1.3 Transversinas

O vigamento secundário, também chamado por transversinas são dispostas transversalmente ao sentido do tráfego. Elas possuem a função de enrijecer e solidarizar o vigamento principal. Para definir as dimensões da transversina consultou-se os projetos de referência, assim adotou-se 40 cm de espessura e altura de 125 cm.

3.3.1.4 Cortina e Alas

As cortinas possuem a função de atuar como elemento de contenção do aterro de acesso à obra de arte em ambas as cabeceiras. É constituída por uma placa de concreto vertical solidarizada à travessa dos apoios extremos. Esta placa no projeto apresentado possui altura de 3,10 m e espessura de 30 cm.

Já as alas laterais são dispositivos de concreto engastados em ambas as extremidades da cortina. Para este projeto adotou-se a altura de 3,10 m na extremidade mais próxima à cortina e 2,10 m na extremidade mais afastada, além da espessura de 25 cm e o comprimento horizontal de 3,5 m.

3.3.1.5 Lajes de aproximação

As lajes de aproximação são placas de concreto que possuem o objetivo de evitar o surgimento de desníveis entre a pavimentação sobre o aterro de acesso e a pavimentação sobre a ponte. A laje deve possuir comprimento suficiente para que não prejudique também a inclinação vertical da pista, neste caso o comprimento adotado foi de 4 m e a espessura de 30 cm. As lajes de aproximação são simplesmente apoiadas sobre consolo de concreto executado nas cortinas.

3.3.1.6 Lajes de continuidade

As lajes de continuidade são feitas através do prolongamento das lajes do tabuleiro sobre a região acima dos apoios, engastada em ambos os lados e armada apenas na direção paralela ao tráfego. Aplicou-se às lajes de continuidade a espessura de 20 cm.

3.3.1.7 CBUQ

A camada de pavimento de concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ) neste projeto possui 7 cm de espessura, respeitando o valor indicado para o número de solicitações de eixo padrão estabelecido pela norma para uma rodovia.

3.3.1.8 Dispositivos de contenção

São elementos executados sobre a superfície de rolamento capazes de delimitar ou impedir zonas de tráfego. Para este projeto utilizou-se barreira do tipo New Jersey, que são dispositivos de concreto que delimitam os bordos da obra de arte seguindo medidas e geometria padronizadas.

3.3.2 Mesoestrutura

Os apoios do tabuleiro serão do tipo pórtico, ou seja, composto por dois pilares e uma travessa cada, estão nomeados a partir da esquerda para direita de P0, P10, P20 e P30. A ponte apresenta estrutura simétrica, e por este motivo os P0 e P30 e os P20 e P30 são iguais entre si.

3.3.2.1 Pilares

Os pilares possuem seções circular com diâmetro de 1,20 m, obedecendo o mínimo normatizado, este valor foi adotado com base em projetos de referência. A altura dos pilares dos pórticos P0 e P30 será de 0,7 m e dos pórticos P10 e P20 de 3,5 m fazendo com que o tabuleiro fique acima da cota de navegabilidade (6,5 m acima da cota de TR100) exigida para o local.

3.3.2.2 Travessas

As travessas são vigas de solidarização dos pilares, que também atuam como elementos de contraventamento e de suporte ao tabuleiro. Para calcular a altura da travessa utilizou-se a Equação 8, onde o λ se refere a distância entre eixos dos pilares do pórtico. Para este caso adotou-se o valor de 1,5 m para a altura da travessa e

3,20 m de largura, esta dimensão é suficiente para acomodar os berços respeitando a distância entre as vigas longarinas.

Equação 8 - Altura da travessa

$$h_T = \frac{vão}{8}$$

Além de suas funções já citadas, a travessa também deve servir de apoio para macacos hidráulicos para quando for necessário elevar a ponte para manutenção dos aparelhos de apoio e outros. Para este motivo, acrescentou-se às travessas consolos nas laterais, com dimensões de 50 cm.

3.3.2.3 Berços

Berços são os elementos de concreto responsáveis por acomodar os aparelhos de apoio e elevar a superestrutura de maneira que esta, em serviço, não venha a apresentar problemas devido ao contato entre o tabuleiro e a borda dos apoios.

Os berços também possuem a função de regular a declividade transversal da superestrutura, por esse motivo a altura dos berços varia. Portanto, a altura dos berços mais próximos a extremidade da ponte é de 10 cm, dos dois berços mais centrais possuem 27 cm e os intermediários 21 cm.

Já as dimensões de largura e comprimento são definidas em função do tamanho do aparelho de apoio, sendo 10 cm maiores para cada extremidade do neoprene. Com isso, adotou-se a largura e o comprimento de 50 cm para os berços.

3.3.2.4 Aparelhos de apoio do tipo elastômero fretado.

As vigas longarinas estão apoiadas sobre aparelhos de apoio tipo neoprene fretado, que são os dispositivos responsáveis pela transmissão ou pela não transmissão dos esforços provenientes da superestrutura para a mesoestrutura. Neste caso são adotados aparelhos do tipo elásticos, ou seja, com liberdade parcial, não sendo fixo nem móvel, quadrados do tamanho 30 por 30 cm.

3.3.3 Infraestrutura

Para a infraestrutura, nesta etapa do projeto, ainda não foram feitos nenhum cálculo de pré-dimensionamento ou dimensionamento, somente foram adotadas medidas com base em projetos de referência.

3.3.3.1 Estacas

O projeto prevê-se a utilização de estacas circular de 45 centímetros de diâmetro.

3.3.3.2 Blocos de coroamento

Os blocos de coroamento possuem a mesma função estrutural das sapatas, porém com dimensões e rigidez suficientes para que o concreto absorva sozinho as tensões de tração. Estão projetados para serem executados em concreto simples, sendo um bloco para cada pilar e sendo unidos em cada pórtico por uma viga de rigidez. Os blocos unem 12 estacas e possuem as seguintes dimensões: 2,80 m de largura, 4,10 m de comprimento e 1,50 m de altura.

4 DIMENSIONAMENTO

Neste item serão apresentados as equações e os valores do memorial de cálculo utilizados para o dimensionamento da estrutura.

4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

4.1.1 Vigas longarinas

As vigas longarinas possuem para todos os vãos a mesma geometria e comprimento. Por este motivo será realizado o dimensionamento para apenas uma viga, buscando prever a pior situação e respeitando as normas vigentes.

Para fins de cálculo, considera-se as longarinas integradas com a laje do tabuleiro. Nestas condições, as características geométricas para todas longarinas são:

- Área da seção (A): 1,03 m²
- Altura do centro de gravidade (Z_{CG}): 1,154 m
- Momento de inércia à flexão no eixo “Y” (I_y): 0,312 m⁴

4.1.2 Transversinas

Para as transversinas, tem-se os seguintes dados:

- Área (A): 0,3125 m²
- Altura do centro de gravidade (Z_{CG}): 0,625 m
- Momento de inércia à flexão no eixo “Y” (I_y): 0,041 m⁴

4.1.3 Determinação do centro elástico

A equação utilizada para a determinação da posição do centro elástico (y₀) é representada pela Equação 9. Porém, como o tabuleiro deste projeto é simétrico, dispensa-se a necessidade de cálculos e adota-se como a posição do centro elástico localizada no meio da largura da ponte.

Equação 9 - Centro Elástico

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^{nL} I_i}$$

Onde:

y_i - Distância entre o eixo da longarina até o eixo da primeira longarina a esquerda. (As distancias medidas do centro elástico à esquerda são negativas)

I_i - Momento de inércia da longarina

4.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DO CONCRETO

Para todas as longarinas e transversinas o concreto utilizado terá a resistência característica (f_{ck}) de 40 MPa e agregados predominantemente calcários, que correspondem a um fator α_e de 0,9. Com isso definido, é possível encontrar o valor do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{ci}) através da Equação 10, que para este caso possui o valor de 27.094,39 MPa.

Equação 10 - Módulo de Elasticidade Secante do Concreto

$$E_{ci} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \times \alpha_e$$

4.3 MÉTODO APROXIMADO DE ENGESSER-COURBON

Para realizar a determinação das linhas de repartição transversal de cargas através do método aproximado de “ENGESSER-COURBON”, se faz necessária a verificação da aplicabilidade do método. Para isso, utiliza-se a Equação 11.

Equação 11 - Aplicabilidade do Método Engesser-Courbon

$$\lambda = \frac{L_T}{2L} \cdot \sqrt[4]{\frac{L}{L_T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{nL} (E_{Li} \cdot I_{Li})}{\sum_{j=1}^{nT} (E_{Tj} \cdot I_{Tj})}}$$

Onde:

Vão das transversinas (entre eixos das longarinas) (L_T): 11,5m;

Vão das longarinas (L): 26,6m;

Número de longarinas (nL): 6;

Número de transversinas (nT): 3.

Obtém-se um valor de λ igual a 0,528, que é considerado harmônico em relação ao limite de 0, requerido para a validade do método. Portanto o método de Engesser-Courbon é considerado válido para este dimensionamento.

4.3.1 Linhas de repartição

Para encontrar as linhas de repartição utilizou-se a Equação 12.

Equação 12 - Equação geral das linhas de repartição

$$q_{i,e} = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^{nL} I_i} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^{nL} I_i}{\sum_{i=1}^{nL} (I_i \times y_i^2)} \cdot y_i \cdot e \right)$$

Onde:

$q_{i,e}$ é o fator de ponderação para multiplicar as cargas;

e é a distância de onde a carga está sendo aplicada.

Foram calculados dois fatores para cada viga, para então ser possível traçar a linha de repartição para cada uma. Por simetria, pode considerar que os fatores de L1 e L6, L2 e L5, L3 e L4 são equivalentes. Os resultados calculados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de ponderação das linhas de repartição

L1 e L6	$q_{11} = q_{66}$	0,524
	$q_{16} = q_{61}$	-0,190
L2 e L5	$q_{21} = q_{56}$	0,381
	$q_{26} = q_{51}$	-0,048
L3 e L4	$q_{31} = q_{46}$	0,238
	$q_{36} = q_{41}$	0,095

4.4 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS PERMANENTES

A seguir serão definidos os carregamentos permanentes da estrutura da obra de arte especial.

4.4.1 Peso Próprio das longarinas

A viga longarina tem uma variação de seção ao longo de seu comprimento, no início possuindo uma seção cheia (S2 da Figura 1), variando até chegar a seção I (S4 da Figura 1). Para efeito de cálculo considerou-se que a região onde ocorre a variação da seção, metade é seção cheia e metade seção I, chegando então aos valores apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Peso Próprio Longarinas

Área I	0,566	m ²
G1	14,15	kN/m
Área cheia	1,2	m ²
G1	30,00	kN/m
Peso total	445,28	kN

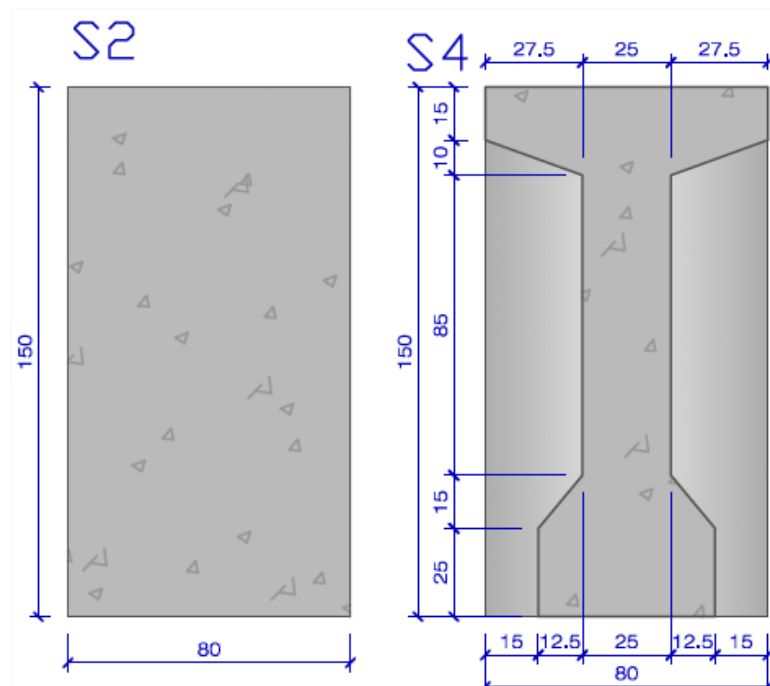


Figura 1 - Seções da longarina

Para o dimensionamento da capacidade mínima de carga do guindaste a ser alugado, utiliza-se o peso total da longarina, portanto neste caso seria de 50,06tf mais o coeficiente de segurança do guindaste.

4.4.2 Peso Próprio das lajes

No cálculo do peso próprio das lajes já se considera o peso das pré-lajes. Neste projeto, as lajes contribuem com uma carga de 11,5 kN/m (g2).

4.4.3 Peso Próprio da pavimentação

Como citado anteriormente a pavimentação possuiu uma espessura de 7 cm e peso específico de 24 kN/m³. Sendo assim o seu peso próprio (g3) para contribuição nas longarinas L1 e L6 é de 3,192 kN/m e para as longarinas L2 a L5 de 3,864 kN/m.

4.4.4 Peso Próprio do recapeamento da pavimentação

Considera-se uma carga de 2 kN/m² distribuída na área do pavimento. Com isso, para as longarinas externas o recapeamento (g4) contribui com 3,8 kN/m e para as longarinas internas 4,6 kN/m.

4.4.5 Peso Próprio das barreiras e pingadeiras

As pingadeiras e as barreiras estão localizadas nos bordos da OAE, mas devido ao efeito grelha seu carregamento é absorvido por todas as vigas longarinas. O carregamento aplicado em cada uma foi determinado através das linhas de repartição transversal. A barreira gera um carregamento (g') de 5,425 kN/m e a pingadeira (g'') 0,75 kN/m, resultando em 6,175 kN/m.

Aplicando este carregamento nas linhas de repartição, obtém-se o carregamento (g5) para as longarinas externas L1 e L6 de 2,062 kN/m, para as longarinas L2 e L5 de 2,056 kN/m e para as longarinas L3 e L4 de 2,056 kN/m.

4.4.6 Peso Próprio das transversinas

Para encontrar o peso próprio das transversinas, considerou-se o peso do volume de concreto contido nas semidistâncias entre as longarinas. Para as longarinas externas L1 e L6, sendo a espessura das transversinas de 25cm, o peso da longarina (G') é de 12,594kN e para as longarinas internas L2 a L5 é de 18,688 kN.

Considera-se ainda o botão de protensão das transversinas (para todas as longarinas) que possui um peso (G''') de 0,0625 kN. Sendo assim, pode-se então determinar o carregamento total (G₁) para as longarinas externas L1 e L6 de 12,656 kN e para as longarinas internas L2 a L5 de 18,750 kN.

Reunindo todos os carregamentos determinados obtém-se os esquemas de carregamento apresentados nas Figura 2 e Figura 3.

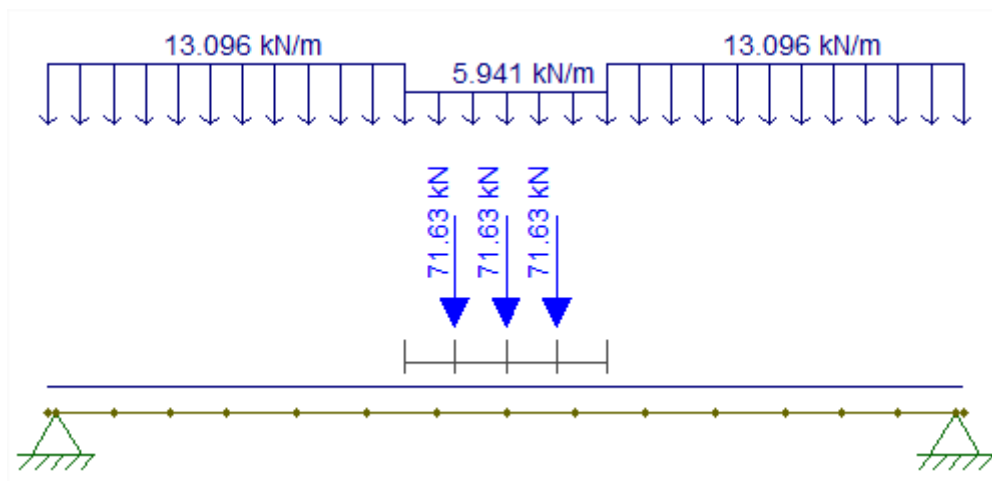


Figura 4 - Trem de carga resultante para L1 e L6

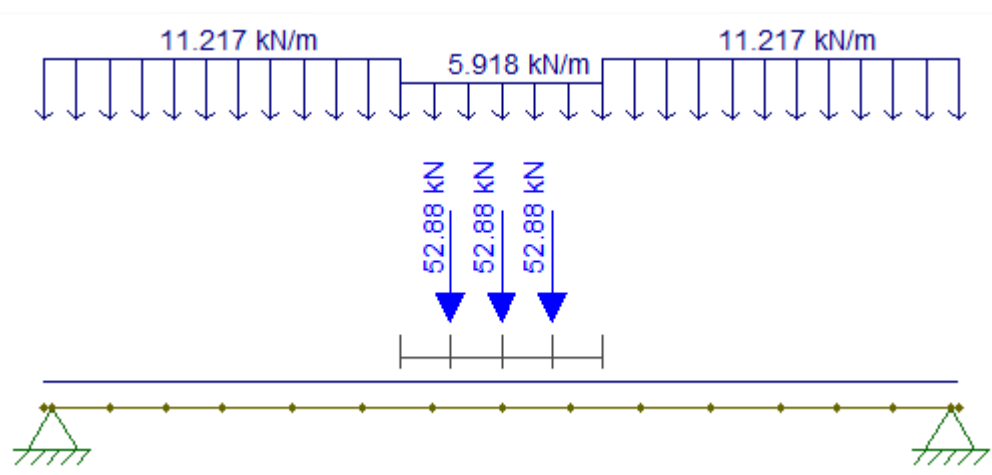


Figura 5 - Trem de carga resultante para L2 e L5

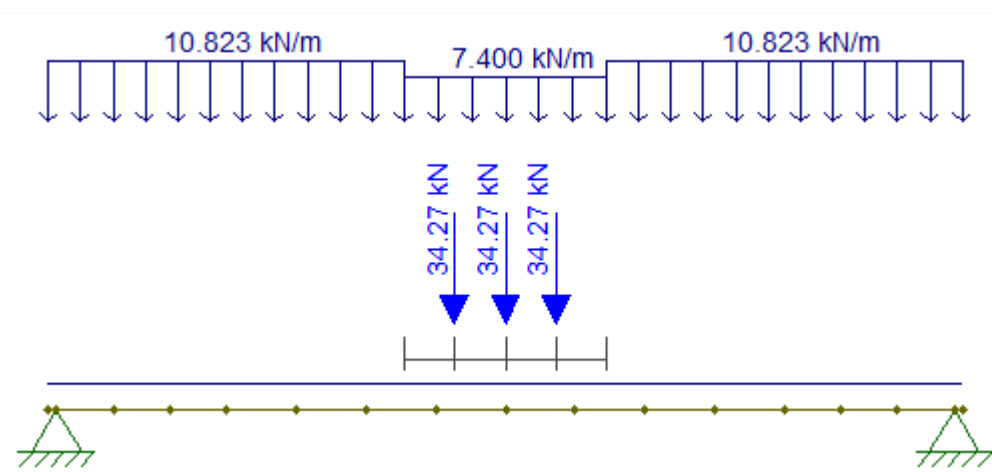


Figura 6 - Trem de carga resultante para L3 e L4

A Figura 4, a Figura 5 e a Figura 6 ilustram o trem de carga que foi posicionado no ponto mais desfavorável longitudinalmente a fim de determinar as solicitações máximas provocadas pelos carregamentos móveis sobre cada longarina.

4.5.1 Determinação de coeficientes

Neste item serão determinados os coeficientes de segurança que serão aplicados nos esforços provenientes dos carregamentos móveis.

4.5.1.1 Coeficiente de Impacto Vertical

Para a determinação do coeficiente de impacto vertical utiliza-se a Equação 13, onde L corresponde ao vão de cálculo das longarinas, resultando para este caso o valor de 1,277. Este coeficiente é aplicado para todas as longarinas.

Equação 13 - Coeficiente de impacto vertical

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

4.5.1.2 Coeficiente de Número de Faixas

Para a determinação do coeficiente de número de faixas utiliza-se a Equação 14, onde n corresponde ao número de faixas de tráfego, que neste caso é 2 faixas resultando em um coeficiente de valor 1,0. Este coeficiente é aplicado para todas as longarinas.

Equação 14 - Coeficiente de número de faixas

$$CNF = 1 + 0,05 \times (n - 2)$$

4.5.1.3 Coeficiente de Impacto Adicional

O coeficiente de impacto adicional para obras de concreto assume o valor de 1,25. Este coeficiente será aplicado nos primeiros 5m de cada extremidade das longarinas, considerando se a não restrição de posicionamento na superestrutura.

4.6 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DE PROTENSÃO DA VIGA LONGARINA

A protensão das longarinas deve absorver todo o momento fletor permanente e cerca da metade do momento fletor causado pelas cargas móveis ao meio do vão sem a consideração do impacto. Este critério é utilizado como parâmetro de pré-dimensionamento da área de protensão.

Para determinar aproximadamente o momento fletor devido às cargas permanentes utilizou-se a Equação 15, e então adotou-se o valor de 3400 kN.m.

Equação 15 - Momento fletor aproximado devido às cargas permanentes

$$Mg = \frac{G \times L^2}{8}$$

Para determinar aproximadamente o momento fletor devido às cargas móveis utilizou-se a Equação 16, e então adotou-se o valor de 1600 kN.m.

Equação 16 - Momento fletor aproximado devido às cargas móveis

$$Mq = \frac{P}{2} + \frac{G \times L^2}{8}$$

Então, o momento fletor considerado para o parâmetro de pré-dimensionamento da área de protensão é de 4200 kN.m. Com este valor e a excentricidade de protensão de 1 m é possível determinar a força de protensão necessária de 4200 kN ou 420 tf.

4.7 CABLAGEM DE PROTENSÃO DA VIGA LONGARINA

Foram pré dimensionados três cabos de protensão chamados de C1, C2 e C3. Cada cabo é composto por 7 cordoalhas CP-190 RB 15,2, sendo que a sigla CP designa concreto protendido, 190 corresponde ao limite de resistência a tração do cabo (1900Mpa), RB ao aço de relaxação baixa e 12,7mm diâmetro nominal. As vigas longarinas serão pré-moldadas, protendidas, pós-tracionadas, com aderência posterior através de nata de cimento e com cablagem poligonal inserida no interior das bainhas galvanizadas. Estes cabos de protensão possuem área de seção transversal suficientes para a aplicação de uma força de protensão da ordem de 420 tf.

O cabo C1, possui ancoragens ativas em ambas as extremidades, já os cabos C2 e C3, possuem uma ancoragem ativa e outra passiva, dispostos na peça de maneira

espelhada (como exemplificado na Figura 7. O detalhamento de toda a armadura de protensão, está apresentado na Prancha 08 - Armaduras Ativas Vigas Longarinas.

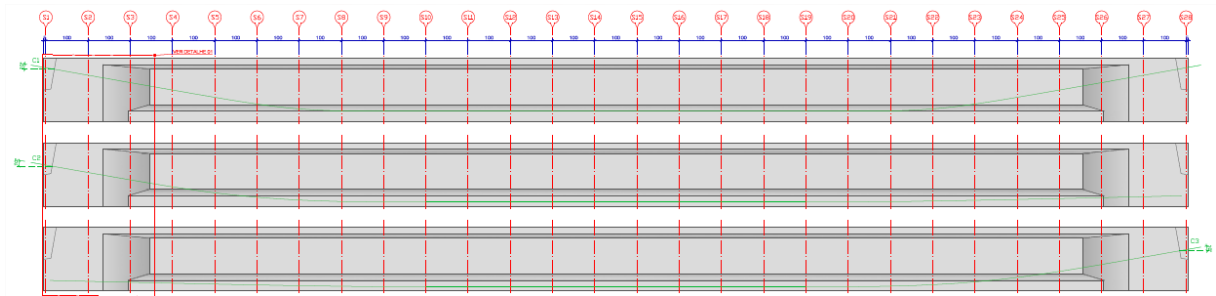


Figura 7 - Elevação dos cabos de protensão

O cabo C1 possui desenvolvimento retilíneo quando visto em planta, ou seja, não varia no sentido do eixo Y, já os cabos C2 e C3 possuem variações simétricas conforme as figuras abaixo.

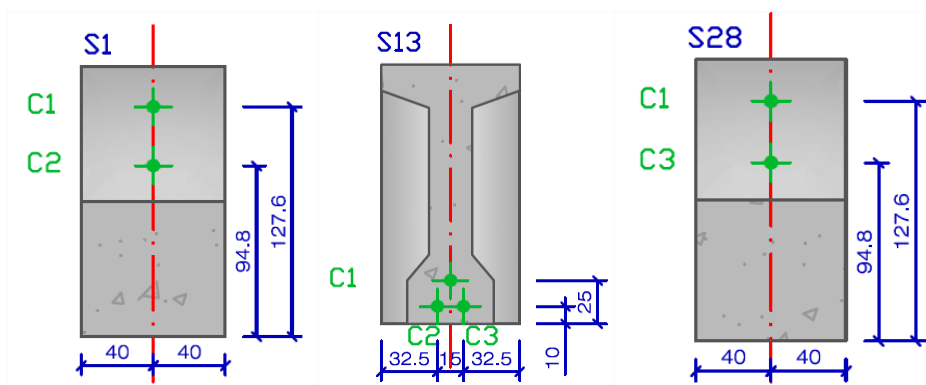


Figura 8 - Posicionamento dos cabos nas seções inicial intermediária e final

Por esse motivo, a protensão do cabo C2 deve ser realizada simultaneamente com a protensão do cabo C3, com o objetivo de não induzir flexão lateral à longarina. Em um contexto geral deve ser seguida a seguinte sequência executiva: montagem das armaduras passivas, posicionamento das bainhas, concretagem da longarina, cura do concreto, inserção dos cabos de protensão, ato de protensão, encunhamento e corte dos cabos, içamento e posicionamento das longarinas na OAE.

Durante o ato de protensão, não se tem a contribuição das lajes do tabuleiro, por isso, devem ser consideradas as seguintes propriedades geométricas para as seções (S3 a S13):

- Área da seção (A): 0,566 m²
- Altura do centro de gravidade (Z_{CG}): 0,792 m

- Momento de inércia à flexão no eixo “Y” (I_y) 0,144 m⁴

Já para seções próximas aos apoios S1, S2, S14 e S15 devem ser consideradas as seguintes propriedades geométricas:

- Área da seção (A): 1,2 m²
- Altura do centro de gravidade (Z_{CG}): 0,75 m
- Momento de inércia à flexão no eixo “Y” (I_y) 0,225 m⁴

Como a protensão dos cabos C2 e C3 se dá ao mesmo tempo, a excentricidade em y dos cabos C2 e C3 pode ser desprezada. A análise estrutural das longarinas é realizada a cada décimo do vão aproximadamente, por este motivo ela é dividida em seções. Para facilitar os cálculos a locação das seções S3 e S11 se dá exatamente a 5 m dos apoios, regiões estas nas quais foram aplicadas o CIA. A localização das seções e as características geométricas dos cabos estão apresentados na Tabela 4, na Tabela 5 e na Tabela 6. Convenciona-se que a excentricidade de protensão (e_p) é negativa quando o cabo se encontra abaixo da linha neutra da seção (gerando momento fletor negativo) e que o ângulo tangencial do cabo α é negativo quando este for descendente no sentido positivo do eixo X.

Tabela 4 - Características Geométricas do Cabo C1

Cabo C1				
Seção	X (m)	Y (m)	e_p (m)	α (rad)
S1	0,25	1,241	0,491	-0,175
S2	1,95	0,942	0,192	-0,175
S3	3,6	0,654	-0,138	-0,175
S4	5,25	0,391	-0,401	-0,140
S5	7,325	0,253	-0,539	-0,017
S6	9,4	0,25	-0,542	0
S7	11,475	0,25	-0,542	0
S8	13,55	0,25	-0,542	0
S9	15,625	0,25	-0,542	0
S10	17,7	0,25	-0,542	0
S11	19,775	0,253	-0,539	0,017
S12	21,85	0,391	-0,401	0,140
S13	23,5	0,654	-0,138	0,175
S14	25,15	0,942	0,192	0,175
S15	26,85	1,241	0,491	0,175

Tabela 5 - Características Geométricas do Cabo C2

Cabo C2				
Seção	X (m)	Y (m)	eP (m)	α (rad)
S1	0,25	0,941	0,191	-0,175
S2	1,95	0,644	-0,106	-0,175
S3	3,6	0,38	-0,412	-0,140
S4	5,25	0,2	-0,592	-0,070
S5	7,325	0,11	-0,682	-0,017
S6	9,4	0,1	-0,692	0
S7	11,475	0,1	-0,692	0
S8	13,55	0,1	-0,692	0
S9	15,625	0,1	-0,692	0
S10	17,7	0,1	-0,692	0
S11	19,775	0,108	-0,684	0,017
S12	21,85	0,14	-0,652	0,017
S13	23,5	0,173	-0,619	0,017
S14	25,15	0,209	-0,541	0,017
S15	26,85	0,248	-0,502	0,017

Tabela 6 - Características Geométricas do Cabo C3

Cabo C3				
Seção	X (m)	Y (m)	eP (m)	α (rad)
S1	0,25	0,248	-0,502	-0,0175
S2	1,95	0,209	-0,541	-0,0175
S3	3,6	0,173	-0,619	-0,0175
S4	5,25	0,14	-0,652	-0,0175
S5	7,325	0,108	-0,684	-0,0175
S6	9,4	0,1	-0,692	0
S7	11,475	0,1	-0,692	0
S8	13,55	0,1	-0,692	0
S9	15,625	0,1	-0,692	0
S10	17,7	0,1	-0,692	0
S11	19,775	0,11	-0,682	0,0175
S12	21,85	0,2	-0,592	0,070
S13	23,5	0,38	-0,412	0,140
S14	25,15	0,644	-0,106	0,175
S15	26,85	0,941	0,191	0,175

4.8 FORÇA LIMITE NO ATO DA PROTENSAO

De acordo com a NBR 6118/2014, cordoalhas de aço RB, devem apresentar tensão máxima de protensão igual a 74% do seu limite de ruptura (1900 MPa), ou a 4% de seu limite de escoamento (1710MPa), adotando-se o menor. Neste caso a tensão máxima de protensão é de 1402,2 MPa, que também é a tensão inicial de protensão (tensão aplicada pelo macaco hidráulico sem perdas).

A área da seção de uma cordoalha de diâmetro nominal 15,2 mm vale 143,4 mm² (valor tabelado retirado do catálogo do fabricante Rudloff). Portanto, um cabo composto por 7 destas cordoalhas terá área total de 1004 mm² ou 0,00100 m². Desta maneira, a força máxima de protensão P_i que pode ser aplicada nos cabos C1, C2 e C3 durante o ato da protensão vale 1407,33 kN. Para otimizar o máximo possível as forças de protensão, adota-se a como força de protensão inicial 1400 kN em cada cabo.

4.9 PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSAO

A força inicial de protensão ocorre somente nas extremidades ativas dos cabos e apenas durante o ato de protensão. Basta o corte e o encurtamento dos cabos para que ocorram as chamadas perdas de protensão.

Existem dois tipos de perdas, as imediatas e as progressivas. As imediatas, abordadas neste item, são aquelas que ocorrem logo após o término ou durante os serviços de protensão.

4.9.1 Perdas imediatas devido ao atrito entre o cabo e a bainha

Para calcular as perdas imediatas de protensão utilizou a Equação 17, a Equação 18 e a Equação 19, onde $\Delta P(x)$ corresponde ao valor da perda de protensão devido ao atrito na seção que distância x do ponto de aplicação da carga pelo macaco hidráulico, P_i é a força inicial de protensão, g pode ser entendido como um parâmetro geométrico que contabiliza as perdas por atrito acumuladas em linha e em curva, sendo dependente de μ (coeficiente de atrito em curva em rad⁻¹, neste caso adota-se 0,20) e de k (coeficiente de atrito em linha, considera-se 1% de μ , que é igual a 0,002). $\Sigma \Delta \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a seção considerada e a ancoragem pela qual se faz

a protensão, em radianos, e por fim $P(x)$ é a força de protensão resultante na seção em análise.

Equação 17 - Perda de protensão devido ao atrito

$$\Delta P(X) = P_i \times (1 - e^{-g})$$

Equação 18 - Parâmetro geométrico que contabiliza as perdas por atrito

$$g = (\mu \times \sum \Delta \alpha) + (K \times X)$$

Equação 19 - Força de protensão resultante após a perda por atrito

$$P(X) = P_i - \Delta P(X)$$

As perdas de protensão devido ao atrito entre cabos e bainhas ocorrem durante o serviço de protensão. Portanto, esse tipo de perda existirá durante o tempo de aplicação da carga sobre o elemento de concreto.

Para o cabo C1, iniciou-se o cálculo das perdas por ambas as extremidades até a seção de simetria S8, já para o cabo C2 para todas as seções e para cabo C3 nada mais é que o cabo C2 disposto de maneira espelhada. Considerou-se para x valores referentes ao início e término do cabo e não da longarina. Os resultados estão expostos nas Tabela 7, Tabela 8 e Tabela 9.

Tabela 7 - Perdas imediatas por atrito cabo C1

Cabo C1							
Seção	X (m)	α (rad)	$\Delta \alpha$ (rad)	$\sum \Delta \alpha$ (rad)	$\Delta P(x)$ (kN)	P(x) (kN)	
S1	0	-0,175	0	0	0,00	1400	100,00%
S2	1,7	-0,175	0	0	4,75	1395,25	99,66%
S3	3,35	-0,175	0	0	9,35	1390,65	99,33%
S4	5	-0,140	0,035	0,035	23,57	1376,43	98,32%
S5	7,075	-0,017	0,122	0,157	62,36	1337,64	95,55%
S6	9,15	0	0,017	0,175	72,54	1327,46	94,82%
S7	11,225	0	0,000	0,175	78,04	1321,96	94,43%
S8	13,3	0	0,000	0,175	83,51	1316,49	94,03%
S9	15,375	0	0,000	0,175	78,04	1321,96	94,43%
S10	17,45	0	0,017	0,175	72,54	1327,46	94,82%
S11	19,525	0,017	0,122	0,157	62,36	1337,64	95,55%
S12	21,6	0,140	0,035	0,035	23,57	1376,43	98,32%
S13	23,25	0,175	0	0	9,35	1390,65	99,33%

S14	24,9	0,175	0	0	4,75	1395,25	99,66%
S15	26,6	0,175	0	0	0,00	1400,00	100,00%

Tabela 8 - Perdas imediatas por atrito cabo C2

Cabo C2							
Seção	X (m)	α (rad)	$\Delta\alpha$ (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	$\Delta P(x)$ (kN)	P(x) (kN)	
S1	0	-0,175	0	0	0	1400	100%
S2	1,7	-0,175	0	0	4,75	1395,25	99,66%
S3	3,35	-0,140	0,035	0,035	19,02	1380,98	98,64%
S4	5	-0,070	0,070	0,105	42,66	1357,34	96,95%
S5	7,075	-0,017	0,052	0,157	62,36	1337,64	95,55%
S6	9,15	0	0,017	0,175	72,54	1327,46	94,82%
S7	11,225	0	0	0,175	78,04	1321,96	94,43%
S8	13,3	0	0	0,175	83,51	1316,49	94,03%
S9	15,375	0	0	0,175	88,97	1311,03	93,65%
S10	17,45	0	0	0,175	94,40	1305,60	93,26%
S11	19,525	0,017	0,017	0,192	104,33	1295,67	92,55%
S12	21,6	0,017	0	0,192	109,70	1290,30	92,16%
S13	23,25	0,017	0	0,192	113,95	1286,05	91,86%
S14	24,9	0,017	0	0,192	118,19	1281,81	91,56%
S15	26,6	0,017	0	0,192	122,54	1277,46	91,25%

Tabela 9 - Perdas imediatas por atrito cabo C3

Cabo C3							
Seção	X (m)	α (rad)	$\Delta\alpha$ (rad)	$\Sigma\Delta\alpha$ (rad)	$\Delta P(x)$ (kN)	P(x) (kN)	
S1	26,6	-0,017	0	0,192	122,54	1277,46	91,25%
S2	24,9	-0,017	0	0,192	118,19	1281,81	91,56%
S3	23,25	-0,017	0	0,192	113,95	1286,05	91,86%
S4	21,6	-0,017	0	0,192	109,70	1290,30	92,16%
S5	19,525	-0,017	0,017	0,192	104,33	1295,67	92,55%
S6	17,45	0	0	0,175	94,40	1305,60	93,26%
S7	15,375	0	0	0,175	88,97	1311,03	93,65%
S8	13,3	0	0	0,175	83,51	1316,49	94,03%
S9	11,225	0	0	0,175	78,04	1321,96	94,43%
S10	9,15	0	0,017	0,175	72,54	1327,46	94,82%
S11	7,075	0,017	0,052	0,157	62,36	1337,64	95,55%
S12	5	0,070	0,070	0,105	42,66	1357,34	96,95%
S13	3,35	0,140	0,035	0,035	19,02	1380,98	98,64%
S14	1,7	0,175	0	0	4,75	1395,25	99,66%
S15	0	0,175	0	0	0	1400,00	100%

4.9.2 Perdas imediatas devido ao encunhamento das ancoragens ativas

Trata-se da perda de força de protensão em função da acomodação das cunhas localizadas nas ancoragens ativas, acomodação esta decorrente do corte das armaduras. Ocorre, inevitavelmente, uma redução no alongamento do cabo que se traduz em perda de tensão. A perda por encunhamento dos cabos se reduz à medida em que o cabo se afasta destas extremidades, redução está causada pela mesma força de atrito tratada no item anterior, a qual aponta sempre no sentido contrário à tendência de deslocamento do cabo. Esta redução no comprimento do cabo é designada de, correspondendo a valores determinados pelos fabricantes, o fabricante Rudloff sugere adotar o valor de 6 mm. Para encontrar o valor da deformação total perdida pelo cabo (ε), utiliza-se a Equação 20, onde x é seu comprimento antes de ocorrida a perda, a redução no comprimento do cabo (δ) depende da área gráfica contida entre a linha de forças (considerando-se as perdas por atrito e por encunhamento), levando-se em conta o espelhamento rebatido entre ambas como mostra a Equação 21.

Equação 20 - Deformação total perdida pelo cabo por encunhamento

$$\varepsilon = \frac{\delta}{x}$$

Equação 21 - Redução no comprimento do cabo por encunhamento

$$\delta = \frac{A_g}{E_p \cdot X \cdot A_p}$$

Considerando-se o módulo de elasticidade do aço de protensão (E_p) sendo 200 GPa e a área de protensão do cabo (A_p) de 0,0010m². Obtém-se os seguintes resultados (Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12).

As perdas de protensão por encunhamento das ancoragens ativas do cabo C1 cessam apenas na seção central S8, sem atingir o limite de 6 mm chegando a apenas 5,13 mm de encurtamento.

Tabela 10 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C1

CABO C1			
Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	$P(x)$ (kN)	
S1	167	1233,00	88,07%

S2	157,5	1237,75	88,41%
S3	148,3	1242,35	88,74%
S4	119,9	1256,53	89,75%
S5	42,3	1295,34	92,52%
S6	21,9	1305,56	93,25%
S7	10,9	1311,06	93,65%
S8	0	1316,49	94,03%
S9	10,9	1311,06	93,65%
S10	21,9	1305,56	93,25%
S11	42,3	1295,34	92,52%
S12	119,9	1256,53	89,75%
S13	148,3	1242,35	88,74%
S14	157,5	1237,75	88,41%
S15	167	1233,00	88,07%

As perdas por encunhamento das ancoragens ativas o cabo C2 cessam 1,215 m antes da seção S10 e 1,56 m após a seção S9, com 6 mm de encurtamento.

Tabela 11 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C2

CABO C2			
Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	P(x) (kN)	
S1	188,61	1211,39	86,53%
S2	179,10	1216,15	86,87%
S3	112,26	1268,71	90,62%
S4	75,01	1282,33	91,60%
S5	54,56	1283,08	91,65%
S6	43,52	1283,94	91,71%
S7	32,53	1289,43	92,10%
S8	21,58	1294,91	92,49%
S9	10,67	1300,36	92,88%
S10	0	1305,60	93,26%
S11	0	1295,67	92,55%
S12	0	1290,30	92,16%
S13	0	1286,05	91,86%
S14	0	1281,81	91,56%
S15	0	1277,46	91,25%

Como os cabos C2 e C3 são protendidos por apenas uma das extremidades, as perdas por encunhamento se dão apenas nas extremidades ativas. As seções S10 à S15 (para o cabo C2) e S1 à S6 (para o cabo C3) não são afetadas.

Tabela 12 - Perdas imediatas por encunhamento do Cabo C3

CABO C3			
Seção	$\Delta P(x)$ (kN)	$P(x)$ (kN)	
S1	0	1277,46	91,25%
S2	0	1281,81	91,56%
S3	0	1286,05	91,86%
S4	0	1290,30	92,16%
S5	0	1295,67	92,55%
S6	0	1305,60	93,26%
S7	10,67	1300,36	92,88%
S8	21,58	1294,91	92,49%
S9	32,53	1289,43	92,10%
S10	43,52	1283,94	91,71%
S11	54,56	1283,08	91,65%
S12	75,01	1282,33	91,60%
S13	112,26	1268,71	90,62%
S14	179,10	1216,15	86,87%
S15	188,61	1211,39	86,53%

4.9.3 Perdas imediatas devido ao encurtamento elástico do concreto

Esta perda decorre da diminuição do comprimento do elemento protendido de acordo com a Lei de Hooke, encurtamento este que ocorre ao mesmo tempo em que a força é aplicada.

Caso haja a existência de um único cabo, o macaco hidráulico é capaz de compensar este encurtamento de forma que este tipo de perda não se faça presente. Porém como neste caso existem três cabos, a perda de protensão por encurtamento elástico do concreto somente não existirá se todos forem tensionados simultaneamente. Existindo etapas de protensão dentro de um mesmo elemento, os cabos já encunhados inevitavelmente apresentarão perdas. Portanto, o último cabo protendido nunca apresentará perda de protensão por encurtamento, mas os estirados anteriormente sim.

Em um elemento de concreto protendido com n cabos, o primeiro cabo tensionado sofre o efeito do encurtamento causado pela protensão dos $n-1$ cabos restantes. Para encontrar a variação média na tensão de protensão no cabo ($\Delta\sigma_{p,el}$) utiliza-se a Equação 22 e a variação da força de protensão (ΔP_{el}) utiliza-se a Equação 23.

Equação 22 - Variação na tensão de protensão devido ao encurtamento do concreto

$$\Delta\sigma_{p,el} = \frac{E_p}{E_i} \times (\sigma_{c,p} \times \sigma_{c,g}) \times \frac{n-1}{2 \times n}$$

Equação 23 - Variação na força de protensão devido ao encurtamento do concreto

$$\Delta P_{el}(x) = \Delta\sigma_{p,el} \times A_p$$

Onde E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão, E_i é o módulo de elasticidade secante inicial do concreto no qual está inserido o cabo, $\sigma_{c,p}$ é a tensão normal no concreto na altura do cabo médio devida a protensão de n cabos, $\sigma_{c,g}$ é a tensão no concreto na altura do cabo médio devida a carga permanente mobilizada (atuante no elemento durante a execução dos serviços de protensão) e A_p é a área total dos n cabos de protensão. Para efeitos de cálculo, considera-se, portanto, a perda média para os n cabos.

Para o cálculo das tensões normais, considerou-se a componente horizontal das forças de protensão (no caso de cabos inclinados). Na Tabela 13, $P(x)$ é a componente horizontal da força de protensão (no cabo C1 descontadas as perdas por atrito e encunhamento das ancoragens e nos cabos C2 e C3 descontadas apenas as perdas por atrito). A determinação da altura do cabo médio se deu através da ponderação das forças de protensão.

Tabela 13 - Componente horizontal das forças de protensão para cálculo da perda por encurtamento elástico do concreto

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		Cabo MÉDIO	
	P(x) (kN)	eP (m)	P(x) (kN)	eP (m)	P(x) (kN)	eP (m)	P(x) (kN)	eP (m)
S1	1233,00	0,491	1400,00	0,191	1277,46	-0,502	3910,46	0,059
S2	1237,75	0,192	1395,25	-0,106	1281,81	-0,541	3914,81	-0,154
S3	1242,35	-0,138	1380,98	-0,412	1286,05	-0,619	3909,38	-0,393
S4	1256,53	-0,401	1357,34	-0,592	1290,30	-0,652	3904,17	-0,550
S5	1295,34	-0,539	1337,64	-0,682	1295,67	-0,684	3928,64	-0,635
S6	1305,56	-0,542	1327,46	-0,692	1305,60	-0,692	3938,62	-0,642
S7	1311,06	-0,542	1321,96	-0,692	1311,03	-0,692	3944,05	-0,642
S8	1316,49	-0,542	1316,49	-0,692	1316,49	-0,692	3949,46	-0,642
S9	1311,06	-0,542	1311,03	-0,692	1321,96	-0,692	3944,05	-0,642
S10	1305,56	-0,542	1305,60	-0,692	1327,46	-0,692	3938,62	-0,642
S11	1295,34	-0,539	1295,67	-0,684	1337,64	-0,682	3928,64	-0,635
S12	1256,53	-0,401	1290,30	-0,652	1357,34	-0,592	3904,17	-0,550
S13	1242,35	-0,139	1286,05	-0,619	1380,98	-0,412	3909,38	-0,393

S14	1237,75	0,192	1281,81	-0,541	1395,25	-0,106	3914,81	-0,154
S15	1233,00	0,491	1277,46	-0,502	1400,00	0,191	3910,46	0,059

A tabela anterior fornece dados suficientes para o cálculo de $\sigma_{c,p}$. Já para o cálculo de $\sigma_{c,g}$ deve-se considerar o esquema de carregamento com apenas no peso próprio da longarina. Levando ao diagrama de momento fletor ilustrado na Figura 9.

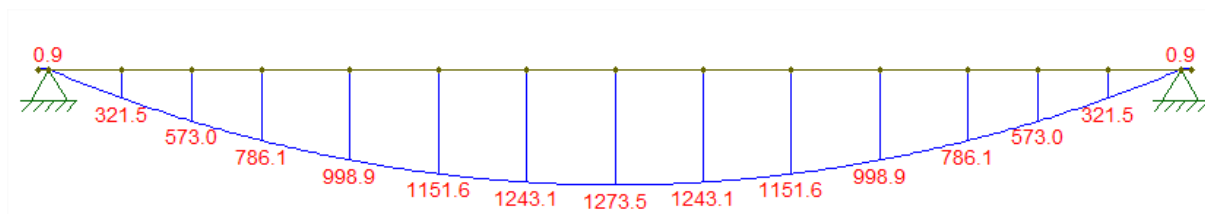


Figura 9 - Diagrama de momento fletor causado pelo peso próprio da longarina

Sendo M_g o momento fletor devido aos carregamentos permanentes, M_p o momento fletor devido aos carregamentos totais de protensão e e_p a excentricidade de protensão do cabo médio, utiliza-se a Equação 24, a Equação 25 e a Equação 26 para encontrar os resultados obtidos na Tabela 14.

Equação 24 - Tensão normal no concreto devida as forças de protensão

$$\sigma_{c,p} = \frac{P(x)}{A} \mp \frac{M_p}{I_y} \times e_p$$

Equação 25 - Momento fletor devido aos carregamentos de protensão

$$M_p = P(x) \times e_p$$

Equação 26 - Tensão no concreto devido à carga permanente mobilizada

$$\sigma_{c,g} = \frac{M_g}{I_y} \times e_p$$

Tabela 14 - Variação média na tensão de protensão do cabo C1

Seção	M_p (kN.m)	$\sigma_{c,p}$ (kN.m ²)	M_g (kN.m)	$\sigma_{c,g}$ (kN.m ²)	$\Delta\sigma_{p,el}$ (kN.m ²)
S1	231,52	3319,64	-0,9	-0,24	8167,50
S2	-603,71	3676,11	321,5	-220,35	8503,02
S3	-1536,39	11083,58	573,0	-1558,79	23436,06
S4	-2148,61	15079,91	786,1	-2994,65	29736,18
S5	-2496,61	17920,45	998,9	-4394,10	33282,03
S6	-2529,61	18201,74	1151,6	-5119,78	32188,60
S7	-2532,54	18221,92	1243,1	-5525,36	31240,31
S8	-2535,47	18242,04	1273,5	-5659,26	30960,34

S9	-2532,54	18221,92	1243,1	-5525,36	31240,31
S10	-2529,61	18201,74	1151,6	-5119,78	32188,60
S11	-2496,61	17920,45	998,9	-4394,10	33282,03
S12	-2148,61	15079,91	786,1	-2994,65	29736,18
S13	-1536,39	11083,58	573,0	-1558,79	23436,06
S14	-603,71	3676,11	321,5	-220,35	8503,02
S15	231,52	3319,64	-0,9	-0,24	8167,50

Adotaram-se tensões de compressão como positivas e de tração como negativas. Para o cálculo de ΔP_{el} , foi considerada toda a área de protensão destinada à aplicação das forças, ou seja, 0,0030 m², no entanto, como existem apenas duas etapas de protensão neste caso (C1 e depois C2 mais C3), toda a perda será computada para o cabo C1, e as resultantes das perdas por encurtamento elástico do concreto estão apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 - Perdas de protensão devido ao encurtamento elástico do concreto para o cabo C1

Seção	Cabo C1		
	ΔP_{el} (kN)	P(x) (kN)	
S1	24,60	1208,40	86,31%
S2	25,61	1212,14	86,58%
S3	70,58	1171,78	83,70%
S4	89,55	1166,98	83,36%
S5	100,23	1195,11	85,37%
S6	96,93	1208,63	86,33%
S7	94,08	1216,98	86,93%
S8	93,23	1223,25	87,38%
S9	94,08	1216,98	86,93%
S10	96,93	1208,63	86,33%
S11	100,23	1195,11	85,37%
S12	89,55	1166,98	83,36%
S13	70,58	1171,78	83,70%
S14	25,61	1212,14	86,58%
S15	24,60	1208,40	86,31%

Encerram-se, então, os cálculos das perdas imediatas de forças de protensão nos cabos C1, C2 e C3, resultando nos valores apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Perdas imediatas de protensão

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		Cabo médio	
	P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)	
S1	1208,40	86,31%	1211,39	86,53%	1277,46	91,25%	3697,26	88,09%

S2	1212,14	86,58%	1216,15	86,87%	1281,81	91,56%	3710,10	88,39%
S3	1171,78	83,70%	1268,71	90,62%	1286,05	91,86%	3726,54	88,87%
S4	1166,98	83,36%	1282,33	91,60%	1290,30	92,16%	3739,61	89,22%
S5	1195,11	85,37%	1283,08	91,65%	1295,67	92,55%	3773,86	89,97%
S6	1208,63	86,33%	1283,94	91,71%	1305,60	93,26%	3798,17	90,53%
S7	1216,98	86,93%	1289,43	92,10%	1300,36	92,88%	3806,78	90,71%
S8	1223,25	87,38%	1294,91	92,49%	1294,91	92,49%	3813,07	90,85%
S9	1216,98	86,93%	1300,36	92,88%	1289,43	92,10%	3806,78	90,71%
S10	1208,63	86,33%	1305,60	93,26%	1283,94	91,71%	3798,17	90,53%
S11	1195,11	85,37%	1295,67	92,55%	1283,08	91,65%	3773,86	89,97%
S12	1166,98	83,36%	1290,30	92,16%	1282,33	91,60%	3739,61	89,22%
S13	1171,78	83,70%	1286,05	91,86%	1268,71	90,62%	3726,54	88,87%
S14	1212,14	86,58%	1281,81	91,56%	1216,15	86,87%	3710,10	88,39%
S15	1208,40	86,31%	1277,46	91,25%	1211,39	86,53%	3697,26	88,09%

Para este projeto considera-se que os serviços ocorrem na seguinte ordem: protensão do cabo C1, corte e encunhamento do cabo C1, protensão simultânea dos cabos C2 e C3 e, finalmente, corte e encunhamento simultâneo dos cabos C2 e C3. Com isto, as perdas imediatas ocorrem na seguinte sequência: Perdas por atrito no cabo C1, perdas por encunhamento no cabo C1, perdas simultâneas por atrito nos cabos C2 e C3 e por encurtamento elástico no cabo C1 e, por último, perdas por encunhamento nos cabos C2 e C3.

4.10 PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO

Finalizados os serviços de protensão, iniciam-se as perdas progressivas ou ditas diferidas no tempo, as quais serão determinadas neste item. Estas perdas são decorrentes da interação entre a retração do concreto, fluência do concreto e relaxação do aço de protensão. Como todos são fenômenos que acontecem ao longo do tempo, ocorre a interferência de um sobre o outro, o que torna o cálculo individualizado para cada um deles de grande complexidade. Parte-se, então, para o cálculo médio aproximado das perdas progressivas totais sobrepostas e interagidas entre si no intervalo compreendido entre o tempo inicial (t_0) e o tempo final (t). Para isto, utiliza-se a Equação 27.

Equação 27 - Perda progressiva de tensão de protensão

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_p] - [\alpha_p \times \sigma_{c,pg} \times \varphi(t, t_0)] - [\sigma_p \times \chi(t, t_0)]}{\chi_p + (\chi_c \times \alpha_p \times \rho_p)}$$

Onde $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ corresponde à perda progressiva de tensão de protensão no intervalo entre t_0 e t , $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é coeficiente de retração do concreto no mesmo intervalo, assim como o coeficiente de fluência do concreto $\varphi(t, t_0)$ e o coeficiente de fluência do aço de protensão $\chi(t, t_0)$, $\sigma_{c,pg}$ é tensão normal no concreto na altura do cabo médio devido às forças de protensão inicial descontadas as perdas imediatas e à carga permanente mobilizada durante os serviços de protensão, σ_p é a tensão de protensão no cabo médio descontadas as perdas iniciais e ρ_p é a taxa geométrica de armadura ativa.

Equação 28 - Determinação de α_p

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

Equação 29 - Determinação de χ_p

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

Equação 30 - Determinação de χ_c

$$\chi_c = 1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2}$$

Equação 31 - Determinação de η

$$\eta = 1 + \frac{A_c}{I_y} \times e_p^2$$

Equação 32 - Taxa geométrica de armadura

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

Equação 33 - Coeficiente de fluência do aço de protensão

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

Equação 34 - Redução na força de protensão devido às perdas progressivas

$$\Delta P(t, t_0) = \Delta\sigma_p(t, t_0) \times A_p$$

Onde: E_{ci} é o módulo de elasticidade secante inicial do concreto, A_c é a área de concreto na seção transversal do elemento protendido. I_y é o momento de inércia à flexão correspondente ao vão vencido, e_p é excentricidade de protensão do cabo médio, A_p é a área dos cabos de protensão envolvidos. $\Psi(t, t_0)$ é coeficiente de

relaxação do aço de protensão e finalmente, $\Delta P(t, t_0)$ corresponde à redução na força de protensão devido às perdas progressivas no intervalo de tempo compreendido entre t_0 e t . Com isto, pode-se então determinar o valor de α_p como 7,382.

O tempo t tem sua contagem iniciada na data de concretagem do elemento. Portanto, para efeitos de cálculo das perdas progressivas de protensão, t_0 deve ser tomado igual a quantidade de dias decorridos entre a concretagem e o tensionamento dos cabos, t é normalmente adotado igual a 10000 dias.

A idade fictícia do concreto (t) possui o objetivo de mensurar a maturidade do concreto empregado no elemento estrutural e é calculada pela Equação 35, e depende do coeficiente de endurecimento do cimento (α , adotou-se 1 para endurecimento normal), da temperatura média diária em °C (T , considerada 22°C) e do tempo decorrido à temperatura T (Δt_T , considerado 10 dias). Assumindo t o valor de 10,677 dias.

Equação 35 - Idade fictícia do concreto

$$t = \alpha \left(\frac{T + 10}{30} \times \Delta t_T \right)$$

A espessura fictícia do elemento estrutural (h_{fic}) reflete a velocidade de perda de água do concreto fresco na seção é calculada pela Equação 36. Onde, A_c é a área de concreto na seção transversal e μ é o perímetro da seção em contato com a atmosfera. Já γ é calculado pela Equação 37 e depende da umidade relativa média do ambiente (U) em %, considerada 70% para este caso. Encontrou-se então o valor de 0,403 para a espessura fictícia da viga longarina.

Equação 36 - Espessura fictícia do concreto

$$h_{fic} = \gamma \times \frac{2 \times A_c}{\mu}$$

Equação 37 - Determinação de γ

$$\gamma = 1 + e^{(0,1 \times U - 7,8)}$$

O coeficiente de fluência do concreto é composto pela soma de três parcelas; fluência rápida irreversível ϕ_{cca} (que ocorre logo após o início de um carregamento permanente), fluência lenta irreversível ϕ_{ccf} (que ocorre a longo prazo considerando-se

o mantimento do carregamento permanente) e fluência lenta reversível ou recuperável φ_{ccd} (visto a elasticidade do material).

A parcela da fluência rápida irreversível é determinada pela Equação 38, onde $f_c(t_0)$ é a resistência do concreto no instante da protensão e $f_c(t_\infty)$ é a resistência do concreto no tempo infinito. E a razão entre ambos, determinada pela Equação 39 é chamada de coeficiente de aumento da resistência do concreto no tempo, que assume o valor de 0,519 para este projeto, resultando em um φ_{cca} de 0,385.

Equação 38 - Fluência rápida irreversível

$$\varphi_{cca} = 0,8 \times \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$$

Equação 39 - Coeficiente de aumento da resistência do concreto

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9 \times t_0 \times (t_0 + 42)}{[(9 \times t_0) + 40] \times (t_0 + 61)}$$

Já a parcela da fluência lenta irreversível é calculada através da Equação 40, onde U é a umidade relativa média do ambiente em %. Para o cálculo de φ_{1c} foi utilizada a Equação 41 (pois o concreto apresenta abatimento entre 5 e 9 cm e $U \leq 90\%$, caso $U \geq 90\%$ deve ser adotado $\varphi_{1c} = 0,8$ e deve ser minorado o valor de φ_{1c} em 25% quando o abatimento do concreto estiver entre 0 e 4 cm e majorado em 25% para 10 a 15 cm) e assumiu o valor de 2,5. Já φ_{1c} assume um valor de 1,365.

Equação 40 - Fluência lenta e reversível

$$\varphi_{ccf} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

Equação 41 - Determinação de φ_{1c}

$$\varphi_{1c} = 4,45 - (0,035 \times U)$$

Equação 42 - Determinação de φ_{2c}

$$\varphi_{2c} = \frac{0,42 + h_{fci}}{0,20 + h_{fci}}$$

$\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$ são os coeficientes de deformação lenta irreversível para as idades t e t_0 respectivamente, devendo ser calculados pela Equação 43, que dependem dos parâmetros A , B , C e D calculado pelas Equação 44, Equação 45, Equação 46 e

Equação 47. A assume o valor de 295,89, B de 833,65, C de 611,34 e D de 11487,49, resultando em $\beta_f(t)$ de 0,970 e um $\beta_f(t_0)$ de 0,226. Estes quando aplicados na Equação 40 determinam o valor de φ_{ccf} sendo igual a 2,538.

Equação 43 - Coeficientes de deformação lenta reversível

$$\beta_f(t_0) = \frac{t_{0+}^2 (A \times t_0) + B}{t_{0+}^2 (C \times t_0) + D} \quad \therefore \quad \beta_f(t) = \frac{t^2 + (A \times t) + B}{t^2 + (C \times t) + D}$$

Equação 44 - Determinação de A

$$A = (42 \times h_{fic}^3) - (350 \times h_{fic}^2) + (588 \times h_{fic}^1) + 133$$

Equação 45 - Determinação de B

$$B = (768 \times h_{fic}^3) - (3060 \times h_{fic}^2) + (3234 \times h_{fic}^1) - 23$$

Equação 46 - Determinação de C

$$C = (200 \times h_{fic}^3) - (13 \times h_{fic}^2) + (1090 \times h_{fic}^1) + 183$$

Equação 47 - Determinação de D

$$D = (7579 \times h_{fic}^3) - (31916 \times h_{fic}^2) + (34346 \times h_{fic}^1) + 1931$$

Já a parcela da fluência lenta reversível é calculada através da Equação 48, e depende do coeficiente β_d calculado pela Equação 49, que assume o valor de 0,995, resultando em um φ_{ccd} de 0,398.

Equação 48 - Fluência lenta reversível

$$\varphi_{ccd} = 0,4 \times \beta_d$$

Equação 49 - Coeficiente da fluência lenta reversível

$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

Desta maneira, o coeficiente de fluência do concreto $\varphi(t, t_0)$ é dado pela Equação 50 e é igual a 3,321.

Equação 50 - Coeficiente de fluência do concreto

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{cca} + \varphi_{ccf} + \varphi_{ccd}$$

Para calcular o coeficiente de retração de concreto ($\varepsilon_{cs}(t, t_0)$), utiliza-se a Equação 51, onde U é a umidade relativa média do ambiente em %, ε_{s1} foi calculado

através da Equação 52 (pois o abatimento do concreto está entre 5 e 9 cm e $U \leq 90\%$, caso $U > 90$, $\varepsilon_{s1} = 10^{-4}$, ainda o valor de ε_{s1} deve ser minorado em 25% caso o abatimento seja de 0 a 4 cm ou majorado em 25% caso seja de 10 a 15 cm). Já ε_{s2} foi calculado através da Equação 53. E $\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ são os coeficientes de retração para as idades t e t_0 respectivamente, sendo calculados pelas Equação 54 e Equação 55. Estes são dependentes dos parâmetros B, C, D e E, calculados respectivamente pelas Equação 56, Equação 57, Equação 58 e Equação 59, que resultaram em valor de 45,655 para B, 39,434 para C, 283,234 para D e 81,253 para E. Quando aplicados na Equação 54 resultaram em um $\beta_s(t_0)$ de 0,048 e na Equação 55 resultaram em um $\beta_s(t)$ de 0,987. Já o ε_{s1} admitiu o valor de $-4,029 \times 10^{-4}$ e o ε_{s2} de 0,802. Utilizando todos esses dados, foi possível então encontrar o valor de $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ como sendo $-3,035 \times 10^{-4}$.

Equação 51 - Coeficiente de retração de concreto

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s1} \times \varepsilon_{s2} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

Equação 52 - Determinação de ε_{s1}

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{U^2}{1590} - \frac{U}{484} - 6,16 \right) \times 10^{-4}$$

Equação 53 - Determinação de ε_{s2}

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0,33 + (2 \times h_{fic})}{0,208 + (3 \times h_{fic})}$$

Equação 54 - Coeficiente de retração para idade t_0

$$\beta_s(t_0) = \frac{\left(\frac{t_0}{100}\right)^3 + \left[40 \times \left(\frac{t_0}{100}\right)^2\right] + [B \times \left(\frac{t_0}{100}\right)]}{\left(\frac{t_0}{100}\right)^3 + \left[C \times \left(\frac{t_0}{100}\right)^2\right] + [D \times \left(\frac{t_0}{100}\right)] + E}$$

Equação 55 - Coeficiente de retração para idade t

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + \left[40 \times \left(\frac{t}{100}\right)^2\right] + [B \times \left(\frac{t}{100}\right)]}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + \left[C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2\right] + [D \times \left(\frac{t}{100}\right)] + E}$$

Equação 56 - Parâmetro B

$$B = (116 \times h_{fic}^3) - (282 \times h_{fic}^2) + (220 \times h_{fic}^1) + 4,8$$

$$\text{Equação 57 - Parâmetro C} \\ C = (2,5 \times h_{fic}^3) - (8,5 \times h_{fic}^1) + 40$$

$$\text{Equação 58 - Parâmetro D} \\ D = (75 \times h_{fic}^3) - (585 \times h_{fic}^2) + (496 \times h_{fic}^1) - 6,8$$

$$\text{Equação 59 - Parâmetro E} \\ E = (169 \times h_{fic}^4) - (88 \times h_{fic}^3) + (584 \times h_{fic}^2) - (39 \times h_{fic}^1) + 0,8$$

O coeficiente de relaxação do aço de protensão ($\psi(t, t_0)$) consiste na perda de tensão sem que ocorra redução no comprimento e é determinado pela Equação 60. A determinação da magnitude (ψ_{1000}) desta perda é realizada através de ensaios de laboratório com duração de 1000 horas, mantendo-se o comprimento dos cabos e a temperatura ambiente (20°C) constantes.

$$\text{Equação 60 - Coeficiente de relaxação do aço de protensão} \\ \psi(t, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Para este projeto, deve ser determinada a média das tensões de protensão nos cabos após ocorridas as perdas imediatas. O valor desta média corresponde a σ_p que para este caso assume o valor de 1246,77 MPa, retornando assim o valor para a relação de σ_p por f_{ptk} de 0,656 e ψ_{1000} de 0,0197. Portanto, utilizando-se esses valores encontrou-se o valor de 0,049 para $\psi(t, t_0)$.

Com estes valores definidos pode-se então encontrar o valor de $\chi(t, t_0)$ como 0,051, de χ_p como 1,051 e de χ_c como 2,660.

Para a determinação de σ_{pg} , faz-se novamente necessário o cálculo das componentes horizontais das forças de protensão nas seções, agora considerando-se todas as perdas imediatas ocorridas. E também a determinação das propriedades do cabo médio como apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 - Componentes horizontais das forças de protensão após perdas imediatas

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	eP (m)	Px(x) (kN)	eP (m)	Px(x) (kN)	eP (m)	Px(x) (kN)	Px(x) (kN)	eP (m)
S1	0,491	1190,05	0,191	1192,99	-0,502	1277,27	3660,30	0,047
S2	0,192	1193,73	-0,106	1197,67	-0,541	1281,62	3673,01	-0,161
S3	-0,138	1153,97	-0,412	1256,37	-0,619	1285,85	3696,19	-0,398
S4	-0,401	1155,62	-0,592	1279,21	-0,652	1290,10	3724,93	-0,554
S5	-0,539	1194,93	-0,682	1282,88	-0,684	1295,47	3773,28	-0,637

S6	-0,542	1208,63	-0,692	1283,94	-0,692	1305,60	3798,17	-0,644
S7	-0,542	1216,98	-0,692	1289,43	-0,692	1300,36	3806,78	-0,644
S8	-0,542	1223,25	-0,692	1294,91	-0,692	1294,91	3813,07	-0,644
S9	-0,542	1216,98	-0,692	1300,36	-0,692	1289,43	3806,78	-0,644
S10	-0,542	1208,63	-0,692	1305,60	-0,692	1283,94	3798,17	-0,644
S11	-0,539	1194,93	-0,684	1295,47	-0,682	1282,88	3773,28	-0,637
S12	-0,401	1155,62	-0,652	1290,10	-0,592	1279,21	3724,93	-0,554
S13	-0,138	1153,97	-0,619	1285,85	-0,412	1256,37	3696,19	-0,398
S14	0,192	1193,73	-0,541	1281,62	-0,106	1197,67	3673,01	-0,161
S15	0,491	1190,05	-0,502	1277,27	0,191	1192,99	3660,30	0,047

Com isto, todos os dados necessários para o cálculo de $\sigma_{c,pg}$ tornam-se conhecidos. A determinação da tensão de protensão no cabo σ_p considerou-se as forças determinadas para o cabo médio, no entanto, axial ao eixo dos cabos, para η considerou-se a excentricidade de protensão e_p também do cabo médio. Para o cálculo de ρ_p , considerou-se a área de protensão dos três cabos. Assim, foi possível determinar o valor das perdas progressivas de protensão em cada seção como mostrado na Tabela 18.

Tabela 18 - Perdas progressivas de protensão

Seção	$\sigma_{c,p}$ (kN/m ²)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (kN/m ²)	$\Delta P(t,t_0)$ (kN)
S1	3085,75	1,012	2,51E-03	125255,16	377,19
S2	3483,64	1,138	2,51E-03	128468,34	386,87
S3	10589,46	1,622	5,32E-03	232392,15	699,83
S4	14477,76	2,201	5,32E-03	268628,18	808,95
S5	17274,63	2,592	5,32E-03	286751,46	863,52
S6	17619,94	2,627	5,32E-03	279191,78	840,76
S7	17652,38	2,626	5,32E-03	272411,42	820,34
S8	17675,86	2,625	5,32E-03	270463,54	814,47
S9	17652,38	2,626	5,32E-03	272411,42	820,34
S10	17619,94	2,627	5,32E-03	279191,78	840,76
S11	17274,63	2,592	5,32E-03	286751,46	863,52
S12	14477,76	2,201	5,32E-03	268628,18	808,95
S13	10589,46	1,622	5,32E-03	232392,15	699,83
S14	3483,64	1,138	2,51E-03	128468,34	386,87
S15	3085,75	1,012	2,51E-03	125255,16	377,19

Determinou-se então os valores representativos das forças de protensão, ou seja, as forças de protensão resultantes após decorridas todas as perdas consideradas, que estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Forças resultantes de protensão

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		Cabo médio	
	P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)		P(x) (kN)	
S1	1082,67	77,33%	1085,66	77,55%	1151,73	82,27%	3283,11	78,17%
S2	1083,19	77,37%	1087,19	77,66%	1152,86	82,35%	3286,14	78,24%
S3	938,50	67,04%	1035,44	73,96%	1052,77	75,20%	2996,37	71,34%
S4	897,33	64,10%	1012,68	72,33%	1020,65	72,90%	2915,99	69,43%
S5	907,27	64,81%	995,24	71,09%	1007,83	71,99%	2909,76	69,28%
S6	928,37	66,31%	1003,68	71,69%	1025,35	73,24%	2957,41	70,41%
S7	943,54	67,40%	1015,99	72,57%	1026,91	73,35%	2986,44	71,11%
S8	951,76	67,98%	1023,42	73,10%	1023,42	73,10%	2998,59	71,40%
S9	943,54	67,40%	1026,91	73,35%	1015,99	72,57%	2986,44	71,11%
S10	928,37	66,31%	1025,35	73,24%	1003,68	71,69%	2957,41	70,41%
S11	907,27	64,81%	1007,83	71,99%	995,24	71,09%	2909,76	69,28%
S12	897,33	64,10%	1020,65	72,90%	1012,68	72,33%	2915,99	69,43%
S13	938,50	67,04%	1052,77	75,20%	1035,44	73,96%	2996,37	71,34%
S14	1083,19	77,37%	1152,86	82,35%	1087,19	77,66%	3286,14	78,24%
S15	1082,67	77,33%	1151,73	82,27%	1085,66	77,55%	3283,11	78,17%

Conclui-se que as perdas imediatas ocasionaram uma redução média de 10,50% sobre as forças de protensão. Já as perdas progressivas representaram uma redução média de 17,00%, somadas a redução média foi de 27,50%.

4.11 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO NORMAL DE COMPRESSÃO MÁXIMA NO CONCRETO DURANTE A PROTENSÃO

A tensão normal de compressão no concreto atinge seu valor máximo durante a realização dos serviços de protensão. Isto ocorre durante a protensão dos cabos C2 e C3, instante este no qual tais cabos apresentam apenas perdas por atrito e o cabo C1 apresenta perdas por atrito e encunhamento. O momento fletor induzido, negativo, gera um pico de tensão de compressão nas fibras inferiores da seção, o qual deve ser igual ou inferior à f_{cd} (33,33 MPa para este caso).

É de interesse, neste momento, a tensão normal nas fibras inferiores das seções. Utilizando coeficiente de ponderação das ações de protensão y_p de 1,2 segundo a combinação especial ou de construção (desfavoráveis) e y_g de 1,0 para as ações devido aos carregamentos permanentes mobilizados durante a protensão (favoráveis). Tenso isso, calculou-se os valores apresentados na Tabela 20, onde M_{pk} é o momento de protensão característico induzido pelo cabo médio, $\sigma_{c,p}$ é a tensão de cálculo correspondente nas fibras inferiores das seções, M_{gk} é o momento característico causado pelos carregamentos permanentes atuantes sobre a longarina durante a protensão, σ_g é a tensão normal de cálculo correspondente no mesmo ponto. Finalmente, $\sigma_{p,g}$ é a tensão normal resultante sobrepondo-se ambos os efeitos.

Tabela 20 - Tensão normal de compressão máxima durante a protensão

Seção	M_{pk} (kN.m)	$\sigma_{c,p}$ (kN/m ²)	M_{gk} (kN.m)	$\sigma_{c,g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{p,g}$ (kN/m ²)
S1	231,52	2984,39	-0,9	3,00	2987,39
S2	-603,71	12267,86	321,5	-1762,52	10505,34
S3	-1536,39	18392,10	573,0	-3141,29	15250,81
S4	-2148,61	22408,61	786,1	-4309,55	18099,07
S5	-2496,61	24749,87	998,9	-5476,16	19273,71
S6	-2529,61	24988,08	1151,6	-6313,29	18674,80
S7	-2532,54	25018,91	1243,1	-6814,91	18204,00
S8	-2535,47	25049,60	1273,5	-6981,56	18068,03
S9	-2532,54	25018,91	1243,1	-6814,91	18204,00
S10	-2529,61	24988,08	1151,6	-6313,29	18674,80
S11	-2496,61	24749,87	998,9	-5476,16	19273,71
S12	-2148,61	22408,61	786,1	-4309,55	18099,07
S13	-1536,39	18392,10	573,0	-3141,29	15250,81
S14	-603,71	12267,86	321,5	-1762,52	10505,34
S15	231,52	2984,39	-0,9	3,00	2987,39

Observa-se que a tensão máxima de compressão durante os serviços de protensão ocorrem nas seções S5 e S11, e valem 19,273 MPa. No entanto, este valor é inferior à tensão de compressão de cálculo do concreto e C40. Portanto, esta condição é verificada em todas as longarinas.

4.12 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS DE FLEXÃO SUPERIORES

Por se tratar de um elemento isostático, o máximo momento fletor negativo que irá atuar sobre as longarinas é justamente aquele induzido durante os serviços de protensão. Ao mesmo tempo em que se tem a máxima tensão de compressão nas fibras inferiores das seções (item anterior), tem-se a máxima tensão de tração nas superiores. Estas tensões de tração devem ser absorvidas por armaduras passivas. Considerando-se $y_p = 1,2$ e $y_g = 1,0$, encontrou-se os valores apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 - Tensões máximas de tração no momento da protensão

Seção	Mpk (kN.m)	$\sigma_{c,p}$ (kN/m ²)	Mgk (kN.m)	$\sigma_{c,g}$ (kN/m ²)	σ_{pg} (kN/m ²)
S1	231,52	4836,53	-0,90	-3,00	4833,53
S2	-603,71	1499,97	321,50	1071,67	2571,64
S3	-1536,39	-751,07	573,00	2808,28	2057,21
S4	-2148,61	-4362,70	786,10	3852,69	-510,01
S5	-2496,61	-6357,52	998,90	4895,63	-1461,89
S6	-2529,61	-6530,44	1151,60	5644,01	-886,43
S7	-2532,54	-6536,19	1243,10	6092,45	-443,73
S8	-2535,47	-6541,94	1273,50	6241,45	-300,49
S9	-2532,54	-6536,19	1243,10	6092,45	-443,73
S10	-2529,61	-6530,44	1151,60	5644,01	-886,43
S11	-2496,61	-6357,52	998,90	4895,63	-1461,89
S12	-2148,61	-4362,70	786,10	3852,69	-510,01
S13	-1536,39	-751,07	573,00	2808,28	2057,21
S14	-603,71	1499,97	321,50	1071,67	2571,64
S15	231,52	4836,53	-0,90	-3,00	4833,53

Observa-se que as seções S4 à S12 apresentam tensões resultantes de tração. O valor da força de tração correspondente (T) pode ser determinado através do método da área tracionada (A_T) levando-se em consideração os valores das tensões determinados para as fibras inferiores e superiores nas seções. Assim, considerando que a tensão de escoamento de cálculo do aço passivo vale 434,78 MPa e utilizando a Equação 61, onde $A_{s,sup}$ é a área de armadura passiva superior encontrou-se os dados apresentados na Tabela 22.

Equação 61 - Área de armadura passiva de flexão superior

$$A_{s,sup} = \frac{T}{f_{yd}}$$

Tabela 22 - Armadura passiva de flexão superior

Seção	A _T (m²)	T (kN)	A _{s,sup} (cm²)	A _{s,sup} adotada (barras / cm²)	
S1	-	-	-	-	-
S2	-	-	-	-	-
S3	-	-	-	-	-
S4	0,033	8,39	0,19	2 ø 10mm	1,57
S5	0,085	61,84	1,42	2 ø 10mm	1,57
S6	0,054	24,10	0,55	2 ø 10mm	1,57
S7	0,029	6,34	0,15	2 ø 10mm	1,57
S8	0,020	2,95	0,07	2 ø 10mm	1,57
S9	0,029	6,34	0,15	2 ø 10mm	1,57
S10	0,054	24,10	0,55	2 ø 10mm	1,57
S11	0,085	61,84	1,42	2 ø 10mm	1,57
S12	0,033	8,39	0,19	2 ø 10mm	1,57
S13	-	-	-	-	-
S14	-	-	-	-	-
S15	-	-	-	-	-

Fica então definida a armadura passiva de flexão superior, porém por motivos construtivos é necessário o acréscimo de mais 2 barras de ø 10mm, resultando em uma armadura de 4 ø 10mm (3,14 cm²) em toda a extensão da viga longarina.

4.13 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS DE FLEXÃO INFERIORES

Para realizar o dimensionamento das armaduras passivas de flexão inferiores, primeiramente foram definidos os máximos momentos fletores de cálculo, apresentados a seguir.

4.13.1 Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos permanentes

Para as longarinas externas L1 e L6, tem se o diagrama de momento fletor apresentado na Figura 10, e na Figura 11 para as longarinas internas L2 e L5.

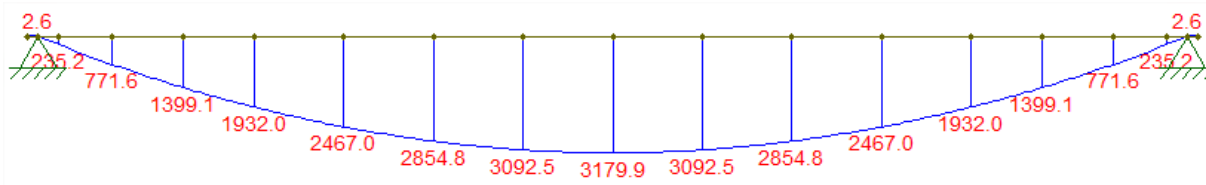


Figura 10 - Momento fletor devido aos carregamentos permanentes para vigas L1 e L6

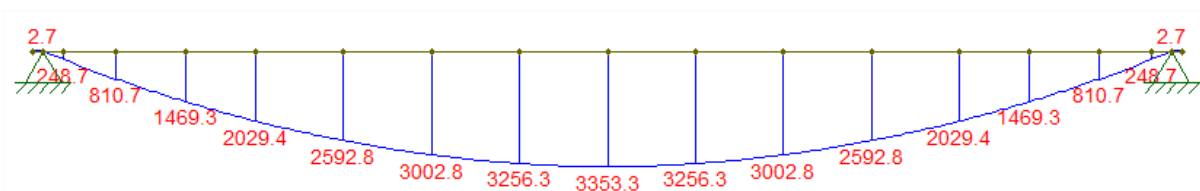


Figura 11 - Momento fletor devido aos carregamentos permanentes para vigas L2 à L5

Adotou-se y_g como sendo 1,35 (combinação normal) e então encontrou-se os valores apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 - Momentos fletores devido aos carregamentos permanentes

Seção	L1 e L6	L2 à L5
	Mgd (kN.m)	Mgd (kN.m)
S1	-3,51	-3,65
S2	1041,66	1094,45
S3	1888,79	1983,56
S4	2608,20	2739,69
S5	3330,45	3500,28
S6	3853,98	4053,78
S7	4174,88	4396,01
S8	4292,87	4526,96
S9	4174,88	4396,01
S10	3853,98	4053,78
S11	3330,45	3500,28
S12	2608,20	2739,69
S13	1888,79	1983,56
S14	1041,66	1094,45
S15	-3,51	-3,65

4.13.2 Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos móveis:

Aplicando-se o trem de carga já mostrado anteriormente (Figura 4, Figura 5 e Figura 6) sobre o ponto mais desfavorável para cada seção analisada, obteve-se o

máximo momento fletor induzido sobre a seção em questão. Isto foi determinado através das linhas de influência de momentos fletores. Na Figura 12 está ilustrada a envoltória de momentos fletores positivos e negativos para as longarinas L1 e L6, na Figura 13 para L2 e L5 e na Figura 14 para L3 e L4.

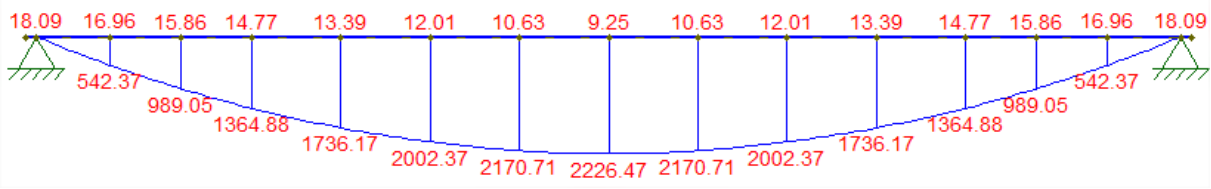


Figura 12 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L1 e L6

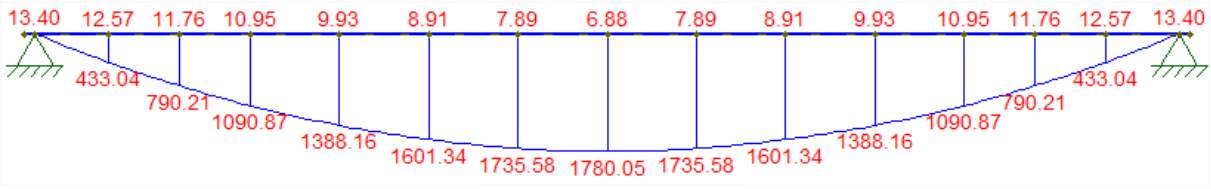


Figura 13 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L2 e L5

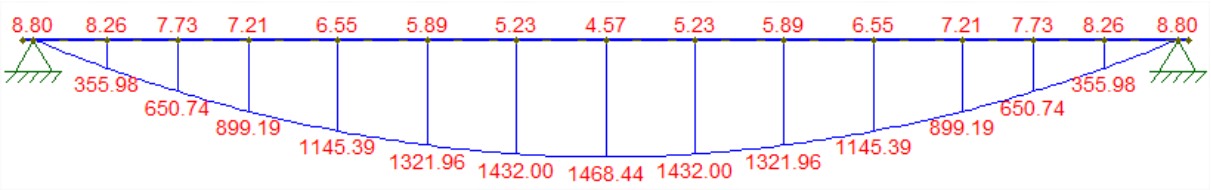


Figura 14 - Envoltória de momentos fletores para as longarinas L3 e L4

Adotou-se y_q como sendo 1,5 (combinação normal) e aplicando-se CIV como 1,277 para todas as seções, CNF como 1 para todas as seções e CIA como 1,25 para as seções S1, S2, S3, S13, S14 e S15, obteve-se então os valores apresentado na Tabela 24.

Tabela 24 - Momentos fletores máximos devido aos carregamentos móveis

Seções	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)
S1	0	43,31	0	32,08	0	21,07
S2	1298,40	40,60	1036,67	30,09	852,19	19,77
S3	2367,72	37,97	1891,71	28,15	1557,83	18,51
S4	2613,94	28,29	2089,17	20,97	1722,08	13,81
S5	3325,01	25,64	2658,53	19,02	2193,59	12,54
S6	3834,83	23,00	3066,80	17,06	2531,74	11,28
S7	4157,22	20,36	3323,88	15,11	2742,49	10,02

S8	4264,01	17,72	3409,05	13,18	2812,27	8,75
S9	4157,22	20,36	3323,88	15,11	2742,49	10,02
S10	3834,83	23,00	3066,80	17,06	2531,74	11,28
S11	3325,01	25,64	2658,53	19,02	2193,59	12,54
S12	2613,94	28,29	2089,17	20,97	1722,08	13,81
S13	2367,72	37,97	1891,71	28,15	1557,83	18,51
S14	1298,40	40,60	1036,67	30,09	852,19	19,77
S15	0	43,31	0	32,08	0	21,07

4.13.3 Momentos fletores de cálculo devido aos carregamentos de protensão

Para o dimensionamento as armaduras passivas inferiores de flexão foram consideradas duas situações: Situação A (na qual se tem as solicitações de serviço máximas e perdas progressivas de protensão nulas) e situação B (na qual se tem as solicitações de serviço máximas e as perdas progressivas de protensão também máximas). Objetivando-se assim permitir que se use a parcela de capacidade resistente dos cabos de protensão disponibilizada através das perdas imediatas e totais, respectivamente, evitando-se assim o superdimensionamento das armaduras passivas correspondentes.

Situação A) considerando-se apenas as perdas imediatas de protensão: Fez-se necessária a determinação das propriedades do cabo médio considerando-se apenas as perdas imediatas apresentadas na Tabela 25.

Tabela 25 - Forças horizontais de protensão - Situação A

Seção	CABO C1		CABO C2		CABO C3		CABO MÉDIO	
	P _x (x) (kN)	e _P (m)	P _x (x) (kN)	e _P (m)	P _x (x) (kN)	e _P (m)	P _x (x) (kN)	e _P (m)
S1	1190,05	0,491	1192,99	0,191	1277,27	-0,502	3660,30	0,047
S2	1193,73	0,192	1197,67	-0,106	1281,62	-0,541	3673,01	-0,161
S3	1153,97	-0,138	1256,37	-0,412	1285,85	-0,619	3696,19	-0,398
S4	1155,62	-0,401	1279,21	-0,592	1290,10	-0,652	3724,93	-0,554
S5	1194,93	-0,539	1282,88	-0,682	1295,47	-0,684	3773,28	-0,637
S6	1208,63	-0,542	1283,94	-0,692	1305,60	-0,692	3798,17	-0,644
S7	1216,98	-0,542	1289,43	-0,692	1300,36	-0,692	3806,78	-0,644
S8	1223,25	-0,542	1294,91	-0,692	1294,91	-0,692	3813,07	-0,644
S9	1216,98	-0,542	1300,36	-0,692	1289,43	-0,692	3806,78	-0,644
S10	1208,63	-0,542	1305,60	-0,692	1283,94	-0,692	3798,17	-0,644
S11	1194,93	-0,539	1295,47	-0,684	1282,88	-0,682	3773,28	-0,637

S12	1155,62	-0,401	1290,10	-0,652	1279,21	-0,592	3724,93	-0,554
S13	1153,97	-0,138	1285,85	-0,619	1256,37	-0,412	3696,19	-0,398
S14	1193,73	0,192	1281,62	-0,541	1197,67	-0,106	3673,01	-0,161
S15	1190,05	0,491	1277,27	-0,502	1192,99	0,191	3660,30	0,047

Como a protensão é realizada ainda sem a existência da contribuição das lajes do tabuleiro, as excentricidades de protensão e_p foram consideradas em relação à seção I, com o objetivo de determinar o momento de protensão M_p induzido na peça. Adotando-se y_p com 0,9 (combinação normal), encontrou-se os valores da Tabela 26.

Tabela 26 - Momentos fletores devido à protensão - Situação A

Seção	Situação A		
	$P_d(x)$ (kN)	M_{pd+} (kN.m)	M_{pd-} (kN.m)
S1	3294,27	153,89	0
S2	3305,71	0	532,00
S3	3326,57	0	1325,46
S4	3352,44	0	1855,59
S5	3395,95	0	2164,51
S6	3418,35	0	2202,26
S7	3426,10	0	2206,50
S8	3431,76	0	2209,57
S9	3426,10	0	2206,50
S10	3418,35	0	2202,26
S11	3395,95	0	2164,51
S12	3352,44	0	1855,59
S13	3326,57	0	1325,46
S14	3305,71	0	532,00
S15	3294,27	153,89	0

Situação B) considerando-se todas as perdas de protensão: Fez-se necessária a determinação das propriedades do cabo médio considerando-se todas as perdas apresentadas na Tabela 27.

Tabela 27 - Forças horizontais de protensão - Situação B

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		Cabo Médio	
	$P_x(x)$ (kN)	e_P (m)	$P_x(x)$ (kN)	e_P (m)	$P_x(x)$ (kN)	e_P (m)	$P_x(x)$ (kN)	e_P (m)
S1	1066,23	0,491	1069,17	0,191	1151,56	-0,502	3286,95	0,046
S2	1066,73	0,192	1070,67	-0,106	1152,68	-0,541	3290,08	-0,162
S3	924,24	-0,138	1025,36	-0,412	1052,61	-0,619	3002,22	-0,400
S4	888,60	-0,401	1010,22	-0,592	1020,50	-0,652	2919,31	-0,555
S5	907,13	-0,539	995,08	-0,682	1007,67	-0,684	2909,89	-0,638

S6	928,37	-0,542	1003,68	-0,692	1025,35	-0,692	2957,41	-0,645
S7	943,54	-0,542	1015,99	-0,692	1026,91	-0,692	2986,44	-0,645
S8	951,76	-0,542	1023,42	-0,692	1023,42	-0,692	2998,59	-0,644
S9	943,54	-0,542	1026,91	-0,692	1015,99	-0,692	2986,44	-0,645
S10	928,37	-0,542	1025,35	-0,692	1003,68	-0,692	2957,41	-0,645
S11	907,13	-0,539	1007,67	-0,684	995,08	-0,682	2909,89	-0,638
S12	888,60	-0,401	1020,50	-0,652	1010,22	-0,592	2919,31	-0,555
S13	924,24	-0,138	1052,61	-0,619	1025,36	-0,412	3002,22	-0,400
S14	1066,73	0,192	1152,68	-0,541	1070,67	-0,106	3290,08	-0,162
S15	1066,23	0,491	1151,56	-0,502	1069,17	0,191	3286,95	0,046

Como a protensão é realizada ainda sem a existência da contribuição das lajes do tabuleiro, as excentricidades de protensão e_p foram consideradas em relação à seção I, com o objetivo de determinar o momento de protensão M_p induzido na peça. Adotando-se y_p com 0,9 (combinação normal), encontrou-se os valores da Tabela 28.

Tabela 28 - Momentos fletores devido à protensão - Situação B

Seção	Situação B		
	$P_d(x)$ (kN)	M_{pd+} (kN.m)	M_{pd-} (kN.m)
S1	2958,25	134,68	0
S2	2961,07	0,00	479,05
S3	2702,00	0,00	1081,35
S4	2627,38	0,00	1457,71
S5	2618,90	0,00	1671,10
S6	2661,67	0,00	1716,49
S7	2687,79	0,00	1732,52
S8	2698,74	0,00	1738,98
S9	2687,79	0,00	1732,52
S10	2661,67	0,00	1716,49
S11	2618,90	0,00	1671,10
S12	2627,38	0,00	1457,71
S13	2702,00	0,00	1081,35
S14	2961,07	0,00	479,05
S15	2958,25	134,68	0

4.13.4 Momentos fletores de cálculo resultantes

Trata-se da sobreposição dos momentos fletores causados pelos carregamentos permanentes, carregamentos móveis e forças de protensão, os resultados estão apresentados na Tabela 29 e na Tabela 30.

Tabela 29 - Momentos fletores de cálculo resultantes - Situação A

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)
S1	150,38	0	150,24	0	150,24	0
S2	1808,05	0	1599,11	0	1414,63	0
S3	2931,04	0	2549,80	0	2215,92	0
S4	3366,55	0	2973,27	0	2606,18	0
S5	4490,95	0	3994,29	0	3529,35	0
S6	5486,55	0	4918,31	0	4383,26	0
S7	6125,60	0	5513,39	0	4931,99	0
S8	6347,31	0	5726,44	0	5129,66	0
S9	6125,60	0	5513,39	0	4931,99	0
S10	5486,55	0	4918,31	0	4383,26	0
S11	4490,95	0	3994,29	0	3529,35	0
S12	3366,55	0	2973,27	0	2606,18	0
S13	2931,04	0	2549,80	0	2215,92	0
S14	1808,05	0	1599,11	0	1414,63	0
S15	150,38	0	150,24	0	150,24	0

Tabela 30 - Momentos fletores de cálculo resultantes - Situação B

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)	Mqd+ (kN.m)	Mqd- (kN.m)
S1	131,17	0	131,04	0	131,04	0
S2	1861,00	0	1652,06	0	1467,58	0
S3	3175,15	0	2793,91	0	2460,03	0
S4	3764,43	0	3371,15	0	3004,06	0
S5	4984,36	0	4487,70	0	4022,77	0
S6	5972,32	0	5404,09	0	4869,04	0
S7	6599,58	0	5987,37	0	5405,97	0
S8	6817,89	0	6197,03	0	5600,25	0
S9	6599,58	0	5987,37	0	5405,97	0
S10	5972,32	0	5404,09	0	4869,04	0
S11	4984,36	0	4487,70	0	4022,77	0
S12	3764,43	0	3371,15	0	3004,06	0
S13	3175,15	0	2793,91	0	2460,03	0
S14	1861,00	0	1652,06	0	1467,58	0
S15	131,17	0	131,04	0	131,04	0

Observa-se que não existe a possibilidade da ocorrência de momentos fletores negativos em serviço ao longo das longarinas.

4.13.5 Tensões resultantes

Para a análise das tensões resultantes, devem ser consideradas as contribuições das lajes do tabuleiro. Para as seções S3 à S13, considera-se a seção I (Figura 15), onde $A = 1,03 \text{ m}^2$, $I = 0,312 \text{ m}^4$ e $Z_{CG} = 1,154 \text{ m}$.

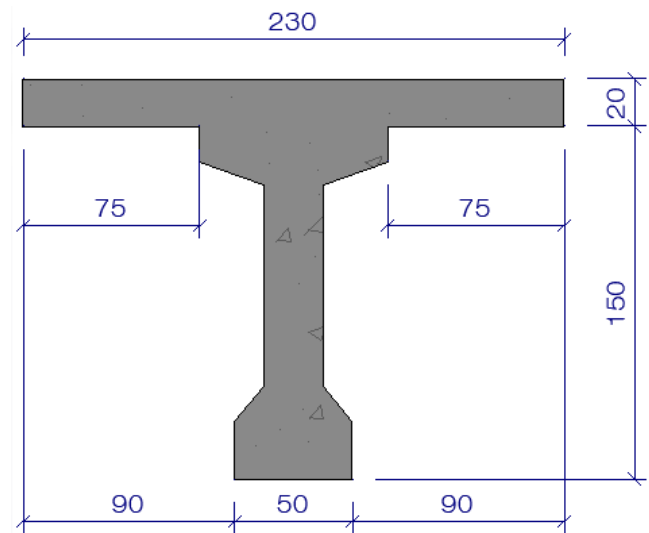


Figura 15 - Seção longitudinal I + laje

Já para as seções próximas aos apoios S1, S2, S12 e S13, considera-se a seção cheia (Figura 16), onde $A = 1,66 \text{ m}^2$, $I = 0,467 \text{ m}^4$ e $Z_{CG} = 0,986 \text{ m}$.

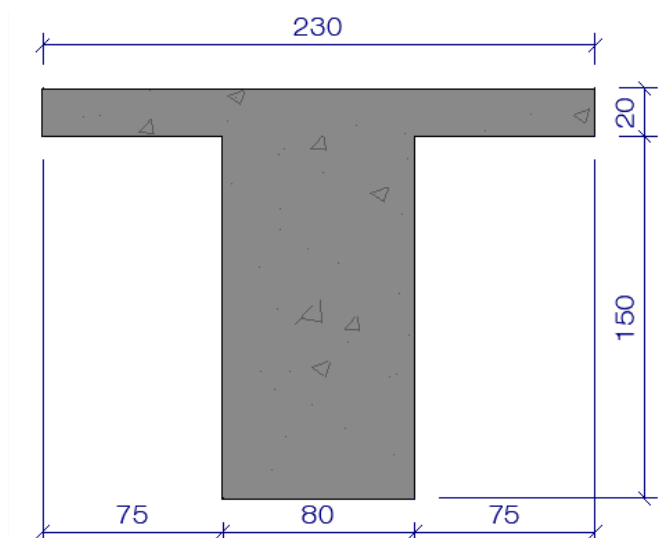


Figura 16 - Seção longitudinal cheia + laje

Com isto, é possível o cálculo das tensões resultantes nas fibras inferiores e superiores das seções, considerando-se a ocorrência de flexo-compressão como apresentado na Tabela 31 e na Tabela 32.

Tabela 31 - Tensões resultantes - Situação A

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)
S1	1667,01	2214,67	1667,29	2214,46	1667,29	2214,46
S2	-1826,01	4758,78	-1384,87	4438,97	-995,37	4156,62
S3	-7611,17	8374,04	-6199,57	7706,45	-4963,32	7121,79
S4	-9198,54	9161,87	-7742,36	8473,20	-6383,13	7830,38
S5	-13319,41	11173,21	-11480,45	10303,51	-9758,93	9489,35
S6	-16983,94	12938,42	-14879,98	11943,39	-12898,85	11006,46
S7	-19342,60	14065,02	-17075,80	12992,99	-14923,07	11974,90
S8	-20157,99	14458,77	-17859,12	13371,57	-15649,45	12326,55
S9	-19342,60	14065,02	-17075,80	12992,99	-14923,07	11974,90
S10	-16983,94	12938,42	-14879,98	11943,39	-12898,85	11006,46
S11	-13319,41	11173,21	-11480,45	10303,51	-9758,93	9489,35
S12	-9198,54	9161,87	-7742,36	8473,20	-6383,13	7830,38
S13	-7611,17	8374,04	-6199,57	7706,45	-4963,32	7121,79
S14	-1826,01	4758,78	-1384,87	4438,97	-995,37	4156,62
S15	1667,01	2214,67	1667,29	2214,46	1667,29	2214,46

Tabela 32 - Tensões resultantes - Situação B

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,inf}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,sup}$ (kN/m ²)
S1	1505,13	1982,85	1505,42	1982,65	1505,42	1982,65
S2	-2145,42	4632,21	-1704,27	4312,41	-1314,78	4030,05
S3	-9123,65	8192,90	-7712,05	7525,31	-6475,80	6940,65
S4	-11378,27	9152,08	-9922,09	8463,41	-8562,86	7820,59
S5	-15903,53	11280,05	-14064,57	10410,35	-12343,05	9596,19
S6	-19519,93	13051,73	-17415,97	12056,70	-15434,84	11119,77
S7	-21817,00	14175,59	-19550,20	13103,55	-17397,47	12085,46
S8	-22614,70	14568,54	-20315,83	13481,34	-18106,16	12436,32
S9	-21817,00	14175,59	-19550,20	13103,55	-17397,47	12085,46
S10	-19519,93	13051,73	-17415,97	12056,70	-15434,84	11119,77
S11	-15903,53	11280,05	-14064,57	10410,35	-12343,05	9596,19
S12	-11378,27	9152,08	-9922,09	8463,41	-8562,86	7820,59
S13	-9123,65	8192,90	-7712,05	7525,31	-6475,80	6940,65
S14	-2145,42	4632,21	-1704,27	4312,41	-1314,78	4030,05
S15	1505,13	1982,85	1505,42	1982,65	1505,42	1982,65

4.13.6 Determinação da armadura passiva inferior

Assim como realizado no cálculo das armaduras superiores, o valor da força de tração inferior correspondente (T) pode ser determinado através do método da área

tracionada (A_T) levando-se em consideração os valores das tensões determinados para as fibras inferiores e superiores nas seções. Estes valores estão apresentados nas Tabela 33, Tabela 34 e Tabela 35 para situação A e nas Tabela 36, Tabela 37, e Tabela 38 para situação B, onde T_a é a parcela de T que pode ser absorvida pelas armaduras ativas levando-se em consideração sua capacidade resistente que deixou de ser utilizada através das perdas de protensão e T_p é a tração remanescente que deve ser absorvida pela armadura passiva. Para o cálculo de T_a , considerou-se que σ_p possui o valor de 1486,96 MPa.

Tabela 33 - Armadura passiva inferior para L1 e L6 - Situação A

Seção	A_T (m ²)	T (kN)	T_a (kN)	T_p (kN)	$A_{s,inf}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ adotada (barras / cm ²)	
S1	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,38	344,33	0	344,33	mín.	4 ø 20mm	11,88
S3	0,28	1079,30	745,00	334,30	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,29	1352,99	735,18	617,81	14,21	5 ø 20mm	14,85
S5	0,31	2080,30	703,86	1376,44	31,66	7 ø 25mm	34,36
S6	0,32	2738,49	679,66	2058,84	47,35	10 ø 25mm	49,09
S7	0,33	3165,61	671,04	2494,56	57,37	12 ø 25mm	58,91
S8	0,33	3313,32	664,75	2648,57	60,92	13 ø 25mm	63,82
S9	0,33	3165,61	671,04	2494,56	57,37	12 ø 25mm	58,91
S10	0,32	2738,49	679,66	2058,84	47,35	10 ø 25mm	49,09
S11	0,31	2080,30	703,86	1376,44	31,66	7 ø 25mm	34,36
S12	0,29	1352,99	735,18	617,81	14,21	5 ø 20mm	14,85
S13	0,28	1079,30	745,00	334,30	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,38	344,33	0	344,33	mín.	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

Tabela 34 - Armadura passiva inferior para L2 e L5 - Situação A

Seção	A_T (m ²)	T (kN)	T_a (kN)	T_p (kN)	$A_{s,inf}$ (cm ²)	$A_{s,inf}$ adotada (barras / cm ²)	
S1	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,32	223,93	0	223,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S3	0,27	839,18	745,00	94,18	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,28	1100,08	735,18	364,90	mín.	4 ø 20mm	11,88
S5	0,31	1752,09	703,86	1048,24	24,11	5 ø 25mm	24,55
S6	0,32	2358,58	679,66	1678,93	38,62	8 ø 25mm	39,27
S7	0,32	2754,36	671,04	2083,32	47,92	10 ø 25mm	49,09
S8	0,32	2895,72	664,75	2230,96	51,31	11 ø 25mm	54,00
S9	0,32	2754,36	671,04	2083,32	47,92	10 ø 25mm	49,09
S10	0,32	2358,58	679,66	1678,93	38,62	8 ø 25mm	39,27
S11	0,31	1752,09	703,86	1048,24	24,11	5 ø 25mm	24,55
S12	0,28	1100,08	735,18	364,90	mín.	4 ø 20mm	11,88

S13	0,27	839,18	745,00	94,18	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,32	223,93	0	223,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

Tabela 35 - Armadura passiva inferior para L3 e L4 - Situação A

Seção	YAT (m)	AT (m²)	T (kN)	Ta (kN)	Tp (kN)	As,inf (cm²)	As,inf adotada (barras / cm²)	
S1	0	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,33	0,26	130,77	0	130,77	mín.	4 ø 20mm	11,88
S3	0,70	0,26	634,80	745,00	-110,20	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,76	0,27	868,47	735,18	133,29	mín.	4 ø 20mm	11,88
S5	0,86	0,30	1447,87	703,86	744,01	17,11	6 ø 20mm	17,82
S6	0,92	0,31	2003,01	679,66	1323,36	30,44	7 ø 25mm	34,36
S7	0,94	0,32	2365,62	671,04	1694,57	38,98	8 ø 25mm	39,27
S8	0,95	0,32	2496,01	664,75	1831,26	42,12	9 ø 25mm	44,18
S9	0,94	0,32	2365,62	671,04	1694,57	38,98	8 ø 25mm	39,27
S10	0,92	0,31	2003,01	679,66	1323,36	30,44	7 ø 25mm	34,36
S11	0,86	0,30	1447,87	703,86	744,01	17,11	6 ø 20mm	17,82
S12	0,76	0,27	868,47	735,18	133,29	mín.	4 ø 20mm	11,88
S13	0,70	0,26	634,80	745,00	-110,20	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,33	0,26	130,77	0	130,77	mín.	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

Tabela 36 - Armadura passiva inferior para L1 e L6 - Situação B

Seção	AT (m²)	T (kN)	Ta (kN)	Tp (kN)	As,inf (cm²)	As,inf adotada (barras / cm²)	
S1	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,43	461,80	0	461,80	10,62	4 ø 20mm	11,88
S3	0,31	1392,14	1469,07	-76,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,32	1802,27	1555,42	246,85	mín.	4 ø 20mm	11,88
S5	0,33	2623,23	1567,82	1055,41	24,27	5 ø 25mm	24,55
S6	0,34	3278,85	1520,41	1758,44	40,44	9 ø 25mm	44,18
S7	0,34	3696,51	1491,38	2205,12	50,72	11 ø 25mm	54,00
S8	0,34	3841,48	1479,23	2362,26	54,33	12 ø 25mm	58,91
S9	0,34	3696,51	1491,38	2205,12	50,72	11 ø 25mm	54,00
S10	0,34	3278,85	1520,41	1758,44	40,44	9 ø 25mm	44,18
S11	0,33	2623,23	1567,82	1055,41	24,27	5 ø 25mm	24,55
S12	0,32	1802,27	1555,42	246,85	mín.	4 ø 20mm	11,88
S13	0,31	1392,14	1469,07	-76,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,43	461,80	0	461,80	10,62	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

Tabela 37 - Armadura passiva inferior para L2 e L5 - Situação B

Seção	AT (m²)	T (kN)	Ta (kN)	Tp (kN)	As,inf (cm²)	As,inf adotada (barras / cm²)	
S1	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,39	328,27	0	328,27	mín.	4 ø 20mm	11,88

S3	0,30	1142,75	1469,07	-326,32	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,31	1540,95	1555,42	-14,47	mín.	4 ø 20mm	11,88
S5	0,33	2288,85	1567,82	721,03	16,58	6 ø 20mm	17,82
S6	0,33	2894,45	1520,41	1374,04	31,60	7 ø 25mm	34,36
S7	0,34	3281,53	1491,38	1790,15	41,17	9 ø 25mm	44,18
S8	0,34	3420,39	1479,23	1941,17	44,65	10 ø 25mm	49,09
S9	0,34	3281,53	1491,38	1790,15	41,17	9 ø 25mm	44,18
S10	0,33	2894,45	1520,41	1374,04	31,60	7 ø 25mm	34,36
S11	0,33	2288,85	1567,82	721,03	16,58	6 ø 20mm	17,82
S12	0,31	1540,95	1555,42	-14,47	mín.	4 ø 20mm	11,88
S13	0,30	1142,75	1469,07	-326,32	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,39	328,27	0	328,27	mín.	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

Tabela 38 - Armadura passiva inferior para L3 e L4 - Situação B

Seção	AT (m²)	T (kN)	Ta (kN)	Tp (kN)	As,inf (cm²)	As,inf adotada (barras / cm²)	
S1	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88
S2	0,33	219,93	0	219,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S3	0,29	927,29	1469,07	-541,78	mín.	4 ø 20mm	11,88
S4	0,30	1298,89	1555,42	-256,53	mín.	4 ø 20mm	11,88
S5	0,32	1977,08	1567,82	409,26	mín.	4 ø 20mm	11,88
S6	0,33	2533,48	1520,41	1013,07	23,30	5 ø 25mm	24,55
S7	0,33	2888,30	1491,38	1396,92	32,13	7 ø 25mm	34,36
S8	0,33	3016,47	1479,23	1537,24	35,36	8 ø 25mm	39,27
S9	0,33	2888,30	1491,38	1396,92	32,13	7 ø 25mm	34,36
S10	0,33	2533,48	1520,41	1013,07	23,30	5 ø 25mm	24,55
S11	0,32	1977,08	1567,82	409,26	mín.	4 ø 20mm	11,88
S12	0,30	1298,89	1555,42	-256,53	mín.	4 ø 20mm	11,88
S13	0,29	927,29	1469,07	-541,78	mín.	4 ø 20mm	11,88
S14	0,33	219,93	0	219,93	mín.	4 ø 20mm	11,88
S15	0	0	0	0	mín.	4 ø 20mm	11,88

T_a foi considerada nula nas seções S1, S2, S14 e S15, visto que nestes trechos os cabos de protensão deixam de estar localizados apenas na parte inferior das longarinas.

4.14 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO NORMAL DE COMPRESSÃO MÁXIMA NO CONCRETO EM SERVIÇO

Para a situação de serviço, f_{cd} é igual a 28,57 MPa para o concreto C40, considerando 1,4 o valor do coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto para a combinação normal.

Observa-se que a tensão máxima de compressão superior durante a vida útil das vigas ocorre na seção S8 das longarinas L1 e L6, e valem 14,57MPa. No entanto, este valor é inferior à tensão de compressão de cálculo do concreto e verifica-se esta condição em todas as longarinas.

4.15 VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS PASSIVAS DE FLEXÃO À FADIGA

A verificação das armaduras passivas à fadiga consiste simplesmente em limitar a variação da tensão normal atuante sobre as barras levando-se em conta o momento máximo em serviço M_1 e o momento mínimo em serviço M_2 , que são calculados pelas Equação 62 e Equação 63 respectivamente. Onde M_{gk} é o momento fletor devido ao carregamento permanente característico em serviço, $M_{qk,máx}$ é o momento fletor máximo devido ao carregamento móvel característico em serviço, $M_{qk,mín}$ é o momento fletor mínimo devido ao carregamento móvel característico em serviço, Ψ_1 foi adotado igual a 0,5 (para vigas).

Equação 62 - Momento máximo em serviço

$$M_1 = M_{gk} + (\psi_1 \times M_{qk,máx})$$

Equação 63 - Momento mínimo em serviço

$$M_2 = M_{gk} - (\psi_1 \times M_{qk,mín})$$

A variação de tensão na armadura passiva ($\Delta\sigma_s$), é calculada pela Equação 64, onde z é o braço de alavanca entre o centro geométrico das barras e o centro geométrico da área de concreto comprimido (sendo que este foi adotado como a meia altura da mesa superior), A_s é a área de armadura passiva calculada ou disposta sem a

consideração da fadiga e $A_{s,fad}$ é a área de armadura passiva levando-se em consideração a limitação na variação da tensão causadora de ruptura por fadiga. Para este projeto, esta variação na tensão ($\Delta f_{sd,fad}$) não pode superar a 85 MPa.

Equação 64 - Variação de tensão na armadura passiva

$$\Delta \sigma_s = \frac{M_1 - M_2}{z \times A_s}$$

Equação 65 - Variação de tensão na armadura passiva

$$\alpha_{fad} = \frac{\Delta \sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}} \geq 1$$

$$A_{s,fad} = \alpha_{fad} \times A_s$$

Primeiramente então se determinou os momentos fletores característicos devido aos carregamentos permanentes, apresentados na Tabela 39.

Tabela 39 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos permanentes

Seção	L1 e L6	L2 a L5
	Mgk (kN.m)	Mgk (kN.m)
S1	-2,60	-3,65
S2	771,60	1094,45
S3	1399,10	1983,56
S4	1932,00	2739,69
S5	2467,00	3500,28
S6	2854,80	4053,78
S7	3092,50	4396,01
S8	3179,90	4526,96
S9	3092,50	4396,01
S10	2854,80	4053,78
S11	2467,00	3500,28
S12	1932,00	2739,69
S13	1399,10	1983,56
S14	771,60	1094,45
S15	-2,60	-3,65

Em seguida, determinou-se os momentos fletores característicos devido aos carregamentos móveis, apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos móveis

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	Mqk+ (kN.m)	Mqk- (kN.m)	Mqk+ (kN.m)	Mqk- (kN.m)	Mqk+ (kN.m)	Mqk- (kN.m)

S1	0,00	18,09	0	13,4	0	8,8
S2	542,37	16,96	433,04	12,57	355,98	8,26
S3	989,05	15,86	790,21	11,76	650,74	7,73
S4	1364,88	14,77	1090,87	10,95	899,19	7,21
S5	1736,17	13,39	1388,16	9,93	1145,39	6,55
S6	2002,37	12,01	1601,34	8,91	1321,96	5,89
S7	2170,71	10,63	1735,58	7,89	1432	5,23
S8	2226,47	9,25	1780,05	6,88	1468,44	4,57
S9	2170,71	10,63	1735,58	7,89	1432	5,23
S10	2002,37	12,01	1601,34	8,91	1321,96	5,89
S11	1736,17	13,39	1388,16	9,93	1145,39	6,55
S12	1364,88	14,77	1090,87	10,95	899,19	7,21
S13	989,05	15,86	790,21	11,76	650,74	7,73
S14	542,37	16,96	433,04	12,57	355,98	8,26
S15	0,00	18,09	0	13,4	0	8,8

Na sequência, determinou-se os momentos fletores característicos devido aos carregamentos de protensão, apresentados na Tabela 41.

Tabela 41 - Momentos fletores característicos devido aos carregamentos de protensão

Seção	Situação A			Situação B		
	Pd(x) (kN)	Mpd+ (kN.m)	Mpd- (kN.m)	Pd(x) (kN)	Mpd+ (kN.m)	Mpd- (kN.m)
S1	3660,30	170,99	0	3286,95	149,65	0
S2	3673,01	0	591,11	3290,08	0	532,28
S3	3696,19	0	1472,74	3002,22	0	1201,50
S4	3724,93	0	2061,77	2919,31	0	1619,68
S5	3773,28	0	2405,01	2909,89	0	1856,78
S6	3798,17	0	2446,96	2957,41	0	1907,21
S7	3806,78	0	2451,66	2986,44	0	1925,02
S8	3813,07	0	2455,08	2998,59	0	1932,20
S9	3806,78	0	2451,66	2986,44	0	1925,02
S10	3798,17	0	2446,96	2957,41	0	1907,21
S11	3773,28	0	2405,01	2909,89	0	1856,78
S12	3724,93	0	2061,77	2919,31	0	1619,68
S13	3696,19	0	1472,74	3002,22	0	1201,50
S14	3673,01	0	591,11	3290,08	0	532,28
S15	3660,30	170,99	0	3286,95	149,65	0

Por fim, determinou-se os momentos em serviço, apresentados nas Tabela 42, Tabela 43 e Tabela 44 para a situação A e nas para a situação B.

Tabela 42 - Momentos em serviço para L1 e L6 - Situação A

Seção	L1 e L6				
	Mgk (kN.m)	Mqk,máx (kN.m)	Mqk,mín (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	168,39	0,00	-18,09	168,39	159,34
S2	180,49	542,37	-16,96	451,67	172,01
S3	-73,64	989,05	-15,86	420,89	-81,57
S4	-129,77	1364,88	-14,77	552,67	-137,15
S5	61,99	1736,17	-13,39	930,07	55,29
S6	407,84	2002,37	-12,01	1409,03	401,84
S7	640,84	2170,71	-10,63	1726,19	635,52
S8	724,82	2226,47	-9,25	1838,06	720,20
S9	640,84	2170,71	-10,63	1726,19	635,52
S10	407,84	2002,37	-12,01	1409,03	401,84
S11	61,99	1736,17	-13,39	930,07	55,29
S12	-129,77	1364,88	-14,77	552,67	-137,15
S13	-73,64	989,05	-15,86	420,89	-81,57
S14	180,49	542,37	-16,96	451,67	172,01
S15	168,39	0,00	-18,09	168,39	159,34

Tabela 43 - Momentos em serviço para L2 e L5 - Situação A

Seção	L2 e L5				
	Mgk (kN.m)	Mqk,máx (kN.m)	Mqk,mín (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	167,34	0	-13,40	167,34	160,64
S2	503,33	433,04	-12,57	719,85	497,05
S3	510,82	790,21	-11,76	905,92	504,94
S4	677,92	1090,87	-10,95	1223,36	672,45
S5	1095,27	1388,16	-9,93	1789,35	1090,30
S6	1606,82	1601,34	-8,91	2407,49	1602,37
S7	1944,34	1735,58	-7,89	2812,13	1940,40
S8	2071,88	1780,05	-6,88	2961,90	2068,44
S9	1944,34	1735,58	-7,89	2812,13	1940,40
S10	1606,82	1601,34	-8,91	2407,49	1602,37
S11	1095,27	1388,16	-9,93	1789,35	1090,30
S12	677,92	1090,87	-10,95	1223,36	672,45
S13	510,82	790,21	-11,76	905,92	504,94
S14	503,33	433,04	-12,57	719,85	497,05
S15	167,34	0	-13,40	167,34	160,64

Tabela 44 - Momentos em serviço para L3 e L4 - Situação A

Seção	L3 e L4				
	Mgk (kN.m)	Mqk,máx (kN.m)	Mqk,mín (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	167,34	0	-8,8	167,34	162,94
S2	503,33	355,98	-8,26	681,32	499,20

S3	510,82	650,74	-7,73	836,19	506,95
S4	677,92	899,19	-7,21	1127,52	674,32
S5	1095,27	1145,39	-6,55	1667,96	1091,99
S6	1606,82	1321,96	-5,89	2267,80	1603,88
S7	1944,34	1432,00	-5,23	2660,34	1941,73
S8	2071,88	1468,44	-4,57	2806,10	2069,59
S9	1944,34	1432,00	-5,23	2660,34	1941,73
S10	1606,82	1321,96	-5,89	2267,80	1603,88
S11	1095,27	1145,39	-6,55	1667,96	1091,99
S12	677,92	899,19	-7,21	1127,52	674,32
S13	510,82	650,74	-7,73	836,19	506,95
S14	503,33	355,98	-8,26	681,32	499,20
S15	167,34	0	-8,8	167,34	162,94

Tabela 45 - Momentos em serviço para L1 e L6 - Situação B

Seção	L1 e L6				
	Mgk (kN.m)	Mqk,máx (kN.m)	Mqk,mín (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	147,05	0,00	-18,09	147,05	138,00
S2	239,32	542,37	-16,96	510,51	230,84
S3	197,60	989,05	-15,86	692,13	189,67
S4	312,32	1364,88	-14,77	994,76	304,94
S5	610,22	1736,17	-13,39	1478,31	603,53
S6	947,59	2002,37	-12,01	1948,78	941,59
S7	1167,48	2170,71	-10,63	2252,83	1162,16
S8	1247,70	2226,47	-9,25	2360,93	1243,07
S9	1167,48	2170,71	-10,63	2252,83	1162,16
S10	947,59	2002,37	-12,01	1948,78	941,59
S11	610,22	1736,17	-13,39	1478,31	603,53
S12	312,32	1364,88	-14,77	994,76	304,94
S13	197,60	989,05	-15,86	692,13	189,67
S14	239,32	542,37	-16,96	510,51	230,84
S15	147,05	0,00	-18,09	147,05	138,00

Tabela 46 - Momentos em serviço para L2 e L5 - Situação B

Seção	L2 e L5				
	Mgk (kN.m)	Mqk,máx (kN.m)	Mqk,mín (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	146,00	0	-13,4	146,00	139,30
S2	562,17	433,04	-12,57	778,69	555,88
S3	782,06	790,21	-11,76	1177,16	776,18
S4	1120,01	1090,87	-10,95	1665,45	1114,54
S5	1643,50	1388,16	-9,93	2337,58	1638,54
S6	2146,57	1601,34	-8,91	2947,24	2142,12
S7	2470,98	1735,58	-7,89	3338,77	2467,04

S8	2594,75	1780,05	-6,88	3484,78	2591,31
S9	2470,98	1735,58	-7,89	3338,77	2467,04
S10	2146,57	1601,34	-8,91	2947,24	2142,12
S11	1643,50	1388,16	-9,93	2337,58	1638,54
S12	1120,01	1090,87	-10,95	1665,45	1114,54
S13	782,06	790,21	-11,76	1177,16	776,18
S14	562,17	433,04	-12,57	778,69	555,88
S15	146,00	0	-13,4	146,00	139,30

Tabela 47 - Momentos em serviço para L3 e L4 - Situação B

Seção	L3 e L4				
	M _{gk} (kN.m)	M _{gk,máx} (kN.m)	M _{gk,mín} (kN.m)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
S1	167,34	0	-8,8	167,34	162,94
S2	503,33	355,98	-8,26	681,32	499,20
S3	510,82	650,74	-7,73	836,19	506,95
S4	677,92	899,19	-7,21	1127,52	674,32
S5	1095,27	1145,39	-6,55	1667,96	1091,99
S6	1606,82	1321,96	-5,89	2267,80	1603,88
S7	1944,34	1432,00	-5,23	2660,34	1941,73
S8	2071,88	1468,44	-4,57	2806,10	2069,59
S9	1944,34	1432,00	-5,23	2660,34	1941,73
S10	1606,82	1321,96	-5,89	2267,80	1603,88
S11	1095,27	1145,39	-6,55	1667,96	1091,99
S12	677,92	899,19	-7,21	1127,52	674,32
S13	510,82	650,74	-7,73	836,19	506,95
S14	503,33	355,98	-8,26	681,32	499,20
S15	167,34	0	-8,8	167,34	162,94

Pode-se então finalmente calcular as armaduras passivas inferiores com a consideração da fadiga, apresentadas nas Tabela 48, Tabela 49 e Tabela 50 para a situação A e nas Tabela 51, Tabela 52 e Tabela 53 para a situação B.

Tabela 48 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L1 e L6 - Situação A

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α _{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)	
S1	11,88	0	11,88	0,065	11,88	4 ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	2,014	23,93	5 ø 25mm	24,55
S3	11,88	102,99	114,87	0,374	114,87	4 ø 20mm	11,88
S4	14,85	102,99	117,84	0,501	117,84	5 ø 20mm	14,85
S5	34,36	102,99	137,35	0,545	137,35	7 ø 25mm	34,36
S6	49,09	102,99	152,08	0,567	152,08	10 ø 25mm	49,09
S7	58,91	102,99	161,90	0,576	161,90	12 ø 25mm	58,91

S8	63,82	102,99	166,81	0,573	166,81	13 ø 25mm	63,82
S9	58,91	102,99	161,90	0,576	161,90	12 ø 25mm	58,91
S10	49,09	102,99	152,08	0,567	152,08	10 ø 25mm	49,09
S11	34,36	102,99	137,35	0,545	137,35	7 ø 25mm	34,36
S12	14,85	102,99	117,84	0,501	117,84	5 ø 20mm	14,85
S13	11,88	102,99	114,87	0,374	114,87	4 ø 20mm	11,88
S14	11,88	0	11,88	2,014	23,93	5 ø 25mm	24,55
S15	11,88	0	11,88	0,065	11,88	4 ø 20mm	11,88

Tabela 49 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L2 e L5 - Situação A

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α_{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)	
S1	11,88	0	11,88	0,048	11,88	4 ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	1,605	19,06	4 ø 25mm	19,64
S3	11,88	102,99	114,87	0,299	114,87	4 ø 20mm	11,88
S4	11,88	102,99	114,87	0,410	114,87	4 ø 20mm	11,88
S5	24,545	102,99	127,53	0,469	127,53	5 ø 25mm	24,545
S6	39,272	102,99	142,26	0,484	142,26	8 ø 25mm	39,272
S7	49,09	102,99	152,08	0,490	152,08	10 ø 25mm	49,09
S8	53,999	102,99	156,99	0,487	156,99	11 ø 25mm	53,999
S9	49,09	102,99	152,08	0,490	152,08	10 ø 25mm	49,09
S10	39,272	102,99	142,26	0,484	142,26	8 ø 25mm	39,272
S11	24,545	102,99	127,53	0,469	127,53	5 ø 25mm	24,545
S12	11,88	102,99	114,87	0,410	114,87	4 ø 20mm	11,88
S13	11,88	102,99	114,87	0,299	114,87	4 ø 20mm	11,88
S14	11,88	0	11,88	1,605	19,06	4 ø 25mm	19,64
S15	11,88	0	11,88	0,048	11,88	4 ø 20mm	11,88

Tabela 50 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L3 e L4 - Situação A

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α_{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)	
S1	11,88	0	11,88	0,032	11,88	4 ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	1,312	15,58	6 ø 20mm	17,82
S3	11,88	102,99	114,87	0,245	114,87	4 ø 20mm	11,88
S4	11,88	102,99	114,87	0,338	114,87	4 ø 20mm	11,88
S5	17,82	102,99	120,81	0,408	120,81	6 ø 20mm	17,82
S6	34,363	102,99	137,35	0,414	137,35	7 ø 25mm	34,363
S7	39,272	102,99	142,26	0,432	142,26	8 ø 25mm	39,272
S8	44,181	102,99	147,17	0,428	147,17	9 ø 25mm	44,181
S9	39,272	102,99	142,26	0,432	142,26	8 ø 25mm	39,272
S10	34,363	102,99	137,35	0,414	137,35	7 ø 25mm	34,363
S11	17,82	102,99	120,81	0,408	120,81	6 ø 20mm	17,82
S12	11,88	102,99	114,87	0,338	114,87	4 ø 20mm	11,88
S13	11,88	102,99	114,87	0,245	114,87	4 ø 20mm	11,88

S14	11,88	0	11,88	1,312	15,58	6 ø 20mm	17,82
S15	11,88	0	11,88	0,032	11,88	4 ø 20mm	11,88

Tabela 51 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L1 e L6 - Situação B

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α_{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)	
S1	11,88	0	11,88	0,065	11,88	4 ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	2,014	23,93	5 ø 25mm	24,55
S3	11,88	102,99	114,87	0,374	114,87	4 ø 20mm	11,88
S4	11,88	102,99	114,87	0,514	114,87	4 ø 20mm	11,88
S5	24,55	102,99	127,53	0,587	127,53	5 ø 25mm	24,55
S6	44,18	102,99	147,17	0,586	147,17	9 ø 25mm	44,18
S7	54,00	102,99	156,99	0,594	156,99	11 ø 25mm	54,00
S8	58,91	102,99	161,90	0,591	161,90	12 ø 25mm	58,91
S9	54,00	102,99	156,99	0,594	156,99	11 ø 25mm	54,00
S10	44,18	102,99	147,17	0,586	147,17	9 ø 25mm	44,18
S11	24,55	102,99	127,53	0,587	127,53	5 ø 25mm	24,55
S12	11,88	102,99	114,87	0,514	114,87	4 ø 20mm	11,88
S13	11,88	102,99	114,87	0,374	114,87	4 ø 20mm	11,88
S14	11,88	0	11,88	2,014	23,93	5 ø 25mm	24,55
S15	11,88	0	11,88	0,065	11,88	4 ø 20mm	11,88

Tabela 52 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L2 e L5 - Situação B

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α_{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)	
S1	11,88	0	11,88	0,048	11,88	4 ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	1,605	19,06	4 ø 25mm	19,64
S3	11,88	102,99	114,87	0,299	114,87	4 ø 20mm	11,88
S4	11,88	102,99	114,87	0,410	114,87	4 ø 20mm	11,88
S5	17,82	102,99	120,81	0,495	120,81	6 ø 20mm	17,82
S6	34,363	102,99	137,35	0,502	137,35	7 ø 25mm	34,363
S7	44,181	102,99	147,17	0,507	147,17	9 ø 25mm	44,181
S8	49,09	102,99	152,08	0,503	152,08	10 ø 25mm	49,09
S9	44,181	102,99	147,17	0,507	147,17	9 ø 25mm	44,181
S10	34,363	102,99	137,35	0,502	137,35	7 ø 25mm	34,363
S11	17,82	102,99	120,81	0,495	120,81	6 ø 20mm	17,82
S12	11,88	102,99	114,87	0,410	114,87	4 ø 20mm	11,88
S13	11,88	102,99	114,87	0,299	114,87	4 ø 20mm	11,88
S14	11,88	0	11,88	1,605	19,06	4 ø 25mm	19,64
S15	11,88	0	11,88	0,048	11,88	4 ø 20mm	11,88

Tabela 53 - Armadura passiva inferior com verificação da fadiga para L3 e L4 - Situação B

Seção	As,inf adotada (cm²)	Ap (cm²)	As (cm²)	α_{fad}	As,fad (cm²)	As,fad adotada (barras / cm²)
-------	----------------------	----------	----------	----------------	--------------	-------------------------------

S1	11,88	0	11,88	0,032	11,88	4 Ø 20mm	11,88
S2	11,88	0	11,88	1,312	15,58	6 Ø 20mm	17,82
S3	11,88	102,99	114,87	0,245	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S4	11,88	102,99	114,87	0,338	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S5	11,88	102,99	114,87	0,429	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S6	24,545	102,99	127,53	0,445	127,53	5 Ø 25mm	24,545
S7	34,363	102,99	137,35	0,448	137,35	7 Ø 25mm	34,363
S8	39,272	102,99	142,26	0,443	142,26	8 Ø 25mm	39,272
S9	34,363	102,99	137,35	0,448	137,35	7 Ø 25mm	34,363
S10	24,545	102,99	127,53	0,445	127,53	5 Ø 25mm	24,545
S11	11,88	102,99	114,87	0,429	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S12	11,88	102,99	114,87	0,338	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S13	11,88	102,99	114,87	0,245	114,87	4 Ø 20mm	11,88
S14	11,88	0	11,88	1,312	15,58	6 Ø 20mm	17,82
S15	11,88	0	11,88	0,032	11,88	4 Ø 20mm	11,88

Observa-se que, em todas as longarinas e em todas as situações, apenas as seções S2 e S14 foram afetadas pela verificação das armaduras passivas à fadiga. Ficam determinadas, assim, as características das armaduras passivas inferiores de flexão, baseando-se situação mais desfavorável para cada seção analisada.

Para as seções S1, S2, S3, S13, S14 e S15, adotam-se 5 Ø 25 mm. Para as seções S4, S5, S6, S10, S11 e S12 adota-se 10 Ø 25 mm, e para as seções centrais S7, S8 e S9 adota-se 13 Ø 25 mm.

4.16 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO

As armaduras transversais das longarinas também foram dimensionadas segundo a análise de duas situações distintas: Situação A (durante os serviços de protensão) e situação B (em serviço após todas as perdas).

4.16.1 Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos permanentes

Para o dimensionamento das armaduras de cisalhamento, faz-se necessária a determinação das forças cortantes. Para a situação A tem-se o esquema de carregamento apenas do peso próprio da longarina, que gera o diagrama de força cortante apresentado na Figura 17, já para a situação B tem-se o esquema de

carregamento completo em que gera o diagrama de força cortante apresentado na Figura 18 para as vigas L1 e L6 e na Figura 19 para as vigas L2 à L5.

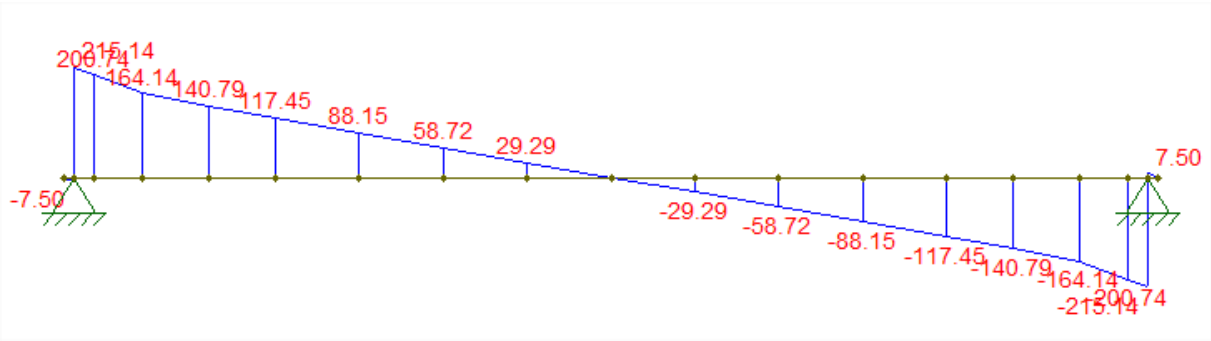


Figura 17 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes - Situação A

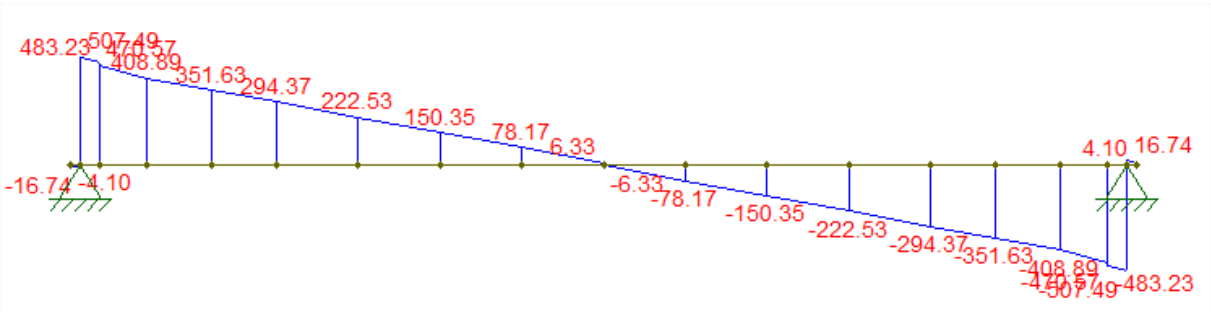


Figura 18 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes para L1 e L6 - Situação B

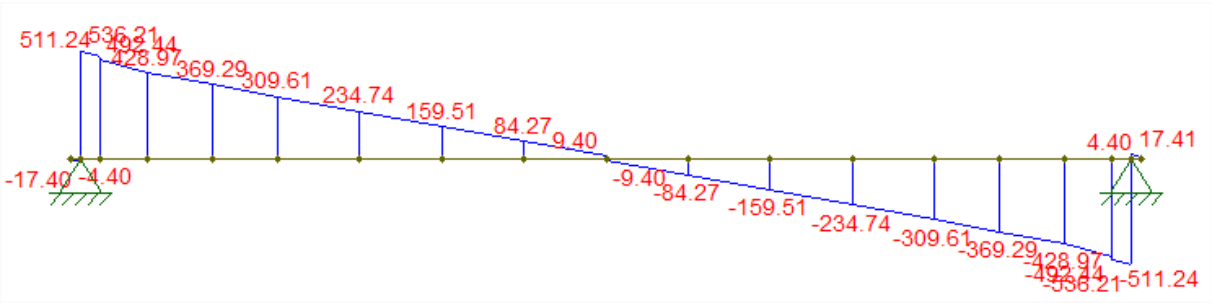


Figura 19 - Diagrama de força cortante devido aos carregamentos permanentes para L1 à L5 - Situação B

Sendo assim, adotou-se $y_g = 1$ (combinação especial ou de construção) para a situação A e $y_g = 1,35$ (combinação normal) para a situação B, resultando nos valores apresentados na Tabela 54.

Tabela 54 - Forças cortantes devido aos carregamentos permanentes

Seção	Situação A	Situação B
-------	------------	------------

	V _{gd} (kN)	V _{gd} (kN) L1 e L6	V _{gd} (kN) L2 à L5
S1	215,14	685,11	723,88
S2	164,14	552,00	579,11
S3	140,79	474,70	498,54
S4	117,45	397,40	417,97
S5	88,15	300,42	316,90
S6	58,72	202,97	215,34
S7	29,29	105,53	113,76
S8	0	8,55	12,69
S9	29,29	105,53	113,76
S10	58,72	202,97	215,34
S11	88,15	300,42	316,90
S12	117,45	397,40	417,97
S13	140,79	474,70	498,54
S14	164,14	552,00	579,11
S15	215,14	685,11	723,88

4.16.2 Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos móveis

As forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos móveis não devem ser consideradas na situação A. E para a situação B, foi prevista a situação em que o veículo padrão estivesse sobre o ponto mais desfavorável para cada seção analisada, fornecendo assim o máximo esforço cortante induzido sobre a seção em questão. Isto foi determinado através das linhas de influência de forças cortantes, sendo assim, as envoltórias de forças cortantes estão ilustradas na Figura 20 para as longarinas L1 e L6, na Figura 21 para as longarinas L2 e L5 e na Figura 22 para as longarinas L3 e L4.

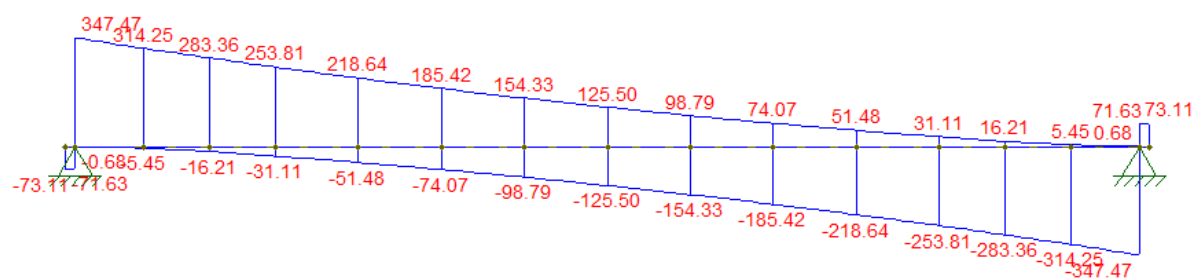


Figura 20 - Envoltória de forças cortantes para L1 e L6

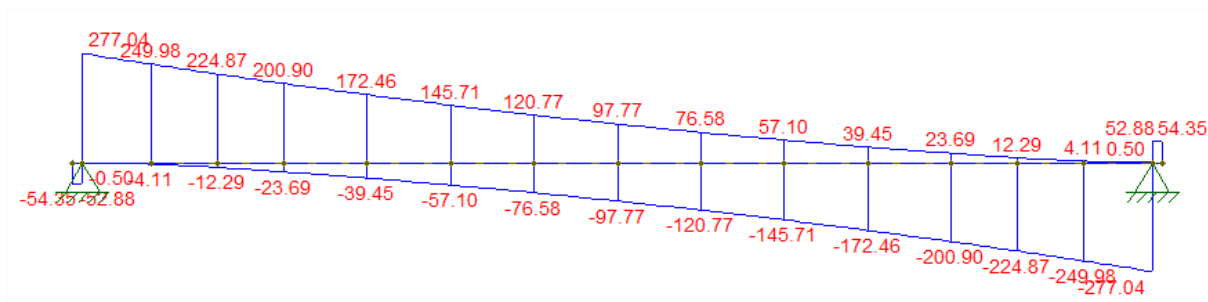


Figura 21 - Envoltória de forças cortantes para L2 e L5



Figura 22 - Envoltória de forças cortantes para L3 e L4

Adotando-se y_q como 1,5 (combinação normal) e aplicando CIV de 1,239 em todas as seções, CNF de 1 em todas as seções e CIA de 1,25 nas seções S1, S2, S3, S13, S14 e S15, obteve-se os valores apresentados na Tabela 55.

Tabela 55 - Forças cortantes devido aos carregamentos móveis

Seção	L1 e L6	L2 e L5	L3 e L4
	V _{qd} (kN)	V _{qd} (kN)	V _{qd} (kN)
S1	831,82	663,21	543,13
S2	752,29	598,43	487,14
S3	678,34	538,32	435,46
S4	486,08	384,75	309,14
S5	418,73	330,29	262,95
S6	355,11	279,06	219,90
S7	295,56	231,29	180,20
S8	240,35	187,24	144,04
S9	295,56	231,29	180,20
S10	355,11	279,06	219,90
S11	418,73	330,29	262,95
S12	486,08	384,75	309,14
S13	678,34	538,32	435,46
S14	752,29	598,43	487,14
S15	831,82	663,21	543,13

4.16.3 Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão

Durante os serviços de protensão, para a situação A, o momento mais desfavorável ocorre durante a protensão dos cabos C2 e C3, quando o cabo C1 já apresenta perdas por atrito e encunhamento e os cabos C2 e C3 apenas por atrito. Trata-se do mesmo instante crítico considerado para o dimensionamento das armaduras passivas de flexão superiores e para a análise das tensões máximas de compressão inferiores. Considerando y_p igual a 1,2 (combinação especial ou de construção) foram obtidos os valores das componentes verticais das forças de protensão, que estão apresentados na Tabela 56.

Tabela 56 - Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão - Situação A

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		$P_z(x)$ (kN)
	$P(x)$ (kN)	$\text{sen } \alpha$	$P(x)$ (kN)	$\text{sen } \alpha$	$P(x)$ (kN)	$\text{sen } \alpha$	
S1	1233,00	0,174	1400,00	0,174	1277,46	0,017	575,41
S2	1237,75	0,174	1395,25	0,174	1281,81	0,017	575,50
S3	1242,35	0,174	1380,98	0,139	1286,05	0,017	516,45
S4	1256,53	0,139	1357,34	0,070	1290,30	0,017	350,49
S5	1295,34	0,017	1337,64	0,017	1295,67	0,017	82,28
S6	1305,56	0	1327,46	0	1305,60	0	0
S7	1311,06	0	1321,96	0	1311,03	0	0
S8	1316,49	0	1316,49	0	1316,49	0	0
S9	1311,06	0	1311,03	0	1321,96	0	0
S10	1305,56	0	1305,60	0	1327,46	0	0
S11	1295,34	0,017	1295,67	0,017	1337,64	0,017	82,28
S12	1256,53	0,139	1290,30	0,017	1357,34	0,070	350,49
S13	1242,35	0,174	1286,05	0,017	1380,98	0,139	516,45
S14	1237,75	0,174	1281,81	0,017	1395,25	0,174	575,50
S15	1233,00	0,174	1277,46	0,017	1400,00	0,174	575,41

Já para a situação B, o momento mais desfavorável ocorre quando todas as perdas de protensão já ocorreram, visto que a protensão é um carregamento que atenua os esforços cortantes ocorrentes em serviço. E considerando y_p igual a 0,9 (combinação normal) foram obtidos os valores das componentes verticais das forças de protensão, que estão apresentados na Tabela 57.

Tabela 57 - Forças cortantes de cálculo devido aos carregamentos de protensão - Situação B

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		P _z (x) (kN)
	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	
S1	1082,67	0,174	1085,66	0,174	1151,73	0,017	356,97
S2	1083,19	0,174	1087,19	0,174	1152,86	0,017	357,30
S3	938,50	0,174	1035,44	0,139	1052,77	0,017	292,90
S4	897,33	0,139	1012,68	0,070	1020,65	0,017	192,00
S5	907,27	0,017	995,24	0,017	1007,83	0,017	45,71
S6	928,37	0	1003,68	0	1025,35	0	0
S7	943,54	0	1015,99	0	1026,91	0	0
S8	951,76	0	1023,42	0	1023,42	0	0
S9	943,54	0	1026,91	0	1015,99	0	0
S10	928,37	0	1025,35	0	1003,68	0	0
S11	907,27	0,017	1007,83	0,017	995,24	0,017	45,71
S12	897,33	0,139	1020,65	0,017	1012,68	0,070	192,00
S13	938,50	0,174	1052,77	0,017	1035,44	0,139	292,90
S14	1083,19	0,174	1152,86	0,017	1087,19	0,174	357,30
S15	1082,67	0,174	1151,73	0,017	1085,66	0,174	356,97

4.16.4 Forças cortantes de cálculo resultantes

A força cortante de cálculo resultante trata da sobreposição das forças cortantes causadas pelos carregamentos permanentes, carregamentos móveis e forças de protensão. Estes valores estão apresentados na Tabela 58.

Tabela 58 - Forças cortantes de cálculo resultantes

Seção	Situação A	Situação B		
	V _d (kN)	V _d (kN) L1 e L6	V _d (kN) L2 e L5	V _d (kN) L3 e L4
S1	360,27	1159,96	1030,13	910,05
S2	411,36	946,99	820,24	708,95
S3	375,66	860,14	743,96	641,09
S4	233,04	691,48	610,72	535,11
S5	5,87	673,43	601,47	534,14
S6	58,72	558,08	494,39	435,24
S7	29,29	401,09	345,06	293,96
S8	0	248,90	199,93	156,73
S9	29,29	401,09	345,06	293,96
S10	58,72	558,08	494,39	435,24
S11	5,87	673,43	601,47	534,14
S12	233,04	691,48	610,72	535,11
S13	375,66	860,14	743,96	641,09
S14	411,36	946,99	820,24	708,95

S15	360,27	1159,96	1030,13	910,05
-----	--------	---------	---------	--------

4.16.5 Determinação das armaduras de cisalhamento

A tensão de cisalhamento média induzida na seção (τ_{wd} em kPa) e a capacidade resistente absorvida pelo concreto (τ_c em MPa) são encontradas pelas Equação 66 e Equação 67 respectivamente, onde V_d é o valor de cálculo da força cortante em kN, b_w é a base da viga em m, d é a altura útil das armaduras inferiores em m e γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Equação 66 - Tensão de cisalhamento média

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \times d}$$

Equação 67 - Capacidade resistente absorvida pelo concreto

$$\tau_c = \frac{0,126 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

Quando $\tau_{wd} \leq \tau_c$, utilizou-se a Equação 68 para encontrar a área mínima de armadura transversal ($A_{sw,min}$).

Equação 68 - Área mínima de armadura transversal

$$A_{sw,min} = \frac{0,06 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{yk}} \times b_w \times 100$$

E quando $\tau_{wd} > \tau_c$, a área de armadura de cisalhamento (A_{ws}) foi calculada pela Equação 69.

Equação 69 - Área de armadura de cisalhamento

$$A_{sw} = \frac{\tau_{wd} \times \tau_c}{0,9 \times f_{yd}} \times b_w \times 100$$

Além disto, para todas as seções foi ser realizada a verificação da compressão diagonal do concreto, satisfeita se a tensão última de cisalhamento (τ_{wu}), calculada pela Equação 70, for menor ou igual a τ_{wd} .

Equação 70 - Tensão última de cisalhamento

$$\tau_{wu} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \leq \tau_{wd}$$

Para a situação A, com b_w de 80 cm em (seções S1, S2, S14 e S15) ou b_w de 50 cm (seções S3 à S13), d de 137,5 cm e para o concreto C40 (na combinação especial ou de construção) γ_c de 1,2, τ_c resulta em 1228,09 kPa e τ_{wu} resulta em 7560 kPa. Sendo assim, comparando com os valores apresentados na Tabela 59 a tensão última de cisalhamento é verificada em todas as seções.

Tabela 59 - Armaduras de cisalhamento - Situação A

Seção	Situação A			
	τ_{wd} (kN/m ²)	A_{sw} (cm ² /m)	A_{sw} adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	327,52	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	373,97	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	546,41	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	338,97	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	8,54	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	85,41	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	42,60	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	0,00	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	42,60	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	85,41	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	8,54	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	338,97	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	546,41	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	373,97	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	327,52	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Já para a situação A, com b_w de 80 cm em (seções S1, S2, S14 e S15) ou b_w de 50 cm (seções S3 à S13), d de 157,5 cm e para o concreto C40 (na combinação normal) γ_c de 1,4, τ_c resulta em 1052,65 kPa e τ_{wu} resulta em 6480 kPa. Sendo assim, comparando com os valores apresentados nas Tabela 60, Tabela 61 e Tabela 62 a tensão última de cisalhamento é verificada em todas as seções.

Tabela 60 - Armaduras de cisalhamento para L1 e L6 - Situação B

Seção	Situação B - L1 e L6			
	τ_{wd} (kN/m ²)	A _{sw} (cm ² /m)	A _{sw} adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	920,61	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	751,58	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	1092,24	0,51	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	878,07	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	855,15	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	708,67	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	509,33	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	316,06	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	509,33	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	708,67	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	855,15	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	878,07	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	1092,24	0,51	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	751,58	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	920,61	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Tabela 61 - Armaduras de cisalhamento para L2 e L5 - Situação B

Seção	Situação B - L2 e L5			
	τ_{wd} (kN/m ²)	A _{sw} (cm ² /m)	A _{sw} adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	817,57	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	650,99	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	944,71	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	775,52	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	763,77	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	627,80	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	438,17	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	253,88	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	438,17	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	627,80	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	763,77	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	775,52	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	944,71	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	650,99	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	817,57	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Tabela 62 - Armaduras de cisalhamento para L3 e L4 - Situação B

Seção	Situação B - L3 e L4			
	τ_{wd} (kN/m ²)	A _{sw} (cm ² /m)	A _{sw} adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	722,26	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	562,66	Asmín	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

S3	814,09	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	679,51	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	678,27	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	552,68	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	373,28	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	199,02	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	373,28	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	552,68	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	678,27	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	679,51	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	814,09	Asmín	ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	562,66	Asmín	ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	722,26	Asmín	ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

4.17 VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS DE CISLHAMENTO À FADIGA

A verificação das armaduras transversais à fadiga, assim como ocorre para as armaduras de flexão, consiste simplesmente em limitar a variação da tensão atuante sobre as barras levando-se em conta a força cortante máxima em serviço V_1 e a força cortante mínima em serviço V_2 , que são calculadas pelas Equação 71 e Equação 72, onde V_{gk} é a força cortante devido ao carregamento permanente característico em serviço, $V_{qk,máx}$ é a força cortante máxima devido ao carregamento móvel característico em serviço, $V_{qk,mín}$ é a força cortante mínima devido ao carregamento móvel característico em serviço e Ψ_1 , foi adotado igual a 0,5 (para vigas).

Equação 71 - Força cortante máxima em serviço

$$V_1 = V_{gk} + (\varphi_1 \times V_{qk,max})$$

Equação 72 - Força cortante mínima em serviço

$$V_2 = V_{gk} + (\varphi_1 \times V_{gk,min})$$

Quando $V_1 \times V_2 \leq 0$ (sinais opostos), utilizou-se a Equação 73 para determinar a variação de tensão na armadura transversal ($\Delta\sigma_{sw}$), e quando $V_1 \times V_2 > 0$ (sinais iguais) utilizou-se a Equação 74. Onde V_{cd} é a parcela de força cortante absorvida pelo concreto, ρ_w é a taxa de armadura de cisalhamento calculada ou disposta sem a consideração da fadiga e $A_{sw,fad}$ é a área de estribos levando-se em consideração a limitação na variação da tensão causadora de ruptura por fadiga. Para este caso, esta variação na tensão $\Delta f_{sd,fad}$ não pode superar a 85 MPa. Utiliza-se as

Equação 73 - Variação de tensão na armadura transversal para V_1 e V_2 com sinais opostos

$$\Delta\sigma_{sw} = 1,1 \times \frac{V_1 - V_{cd}}{b_w \times d \times \rho_w}$$

Equação 74 - Variação de tensão na armadura transversal para V_1 e V_2 com sinais iguais

$$\Delta\sigma_{sw} = 1,1 \times \frac{V_1 - V_{cd}}{b_w \times d \times \rho_w} \times \frac{V_1 - V_2}{V_1}$$

Equação 75 - Força cortante absorvida pelo concreto

$$V_{cd} = \tau_c \times b_w \times d$$

Equação 76 - Taxa de armadura de cisalhamento calculada sem considerar fadiga

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times 100}$$

Equação 77 - Determinação de α_{fad}

$$\alpha_{fad} = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd,fad}} \geq 1$$

Equação 78 - Área de estribos mínima

$$A_{sw,fad} = \alpha_{fad} \times A_{sw}$$

Para a situação A, a análise à fadiga é desnecessária, visto inexistência de carregamentos móveis. Para a determinar o efeito da fadiga para a situação B, fez-se necessário determinas as forças cortantes características.

Primeiramente, então determinou-se as forças cortantes características devido aos carregamentos permanentes, apresentados na Tabela 63.

Tabela 63 - Forças cortantes características devido aos carregamentos permanentes

Seção	L1 e L6	L2 à L5
	V _{gk} (kN)	V _{gk} (kN)
S1	507,49	536,21
S2	408,89	428,97
S3	351,63	369,29
S4	294,37	309,61
S5	222,53	234,74
S6	150,35	159,51
S7	78,17	84,27
S8	6,33	9,4
S9	78,17	84,27
S10	150,35	159,51
S11	222,53	234,74
S12	294,37	309,61
S13	351,63	369,29
S14	408,89	428,97
S15	507,49	536,21

Depois disso, foram determinadas as forças cortantes características devido aos carregamentos móveis, que estão apresentadas na Tabela 64.

Tabela 64 - Forças cortantes características devido aos carregamentos móveis

Seção	L1 e L6		L2 e L5		L3 e L4	
	V _{qk+} (kN)	V _{qk-} (kN)	V _{qk+} (kN)	V _{qk-} (kN)	V _{qk+} (kN)	V _{qk-} (kN)
S1	347,47	73,11	277,04	54,35	226,88	36,13
S2	314,25	5,45	249,98	4,11	203,49	2,86
S3	283,36	16,21	224,87	12,29	181,9	8,73
S4	253,81	31,11	200,9	23,69	161,42	17,04
S5	218,64	51,48	172,46	39,45	137,3	28,92
S6	185,42	74,07	145,71	57,1	114,82	42,62
S7	154,33	98,79	120,77	76,58	94,09	58,08
S8	125,5	125,5	97,77	97,77	75,21	75,21
S9	154,33	98,79	120,77	76,58	94,09	58,08
S10	185,42	74,07	145,71	57,1	114,82	42,62
S11	218,64	51,48	172,46	39,45	137,3	28,92
S12	253,81	31,11	200,9	23,69	161,42	17,04

S13	283,36	16,21	224,87	12,29	181,9	8,73
S14	314,25	5,45	249,98	4,11	203,49	2,86
S15	347,47	73,11	277,04	54,35	226,88	36,13

Em seguida, determinou-se as forças cortantes características devido aos carregamentos de protensão, apresentadas na Tabela 65.

Tabela 65 - Forças cortantes características devido aos carregamentos de protensão

Seção	Cabo C1		Cabo C2		Cabo C3		P _z (x) (kN)
	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	P(x) (kN)	sen α	
S1	1082,67	0,174	1085,66	0,174	1151,73	0,017	396,63
S2	1083,19	0,174	1087,19	0,174	1152,86	0,017	397,00
S3	938,50	0,174	1035,44	0,139	1052,77	0,017	325,45
S4	897,33	0,139	1012,68	0,070	1020,65	0,017	213,34
S5	907,27	0,017	995,24	0,017	1007,83	0,017	50,79
S6	928,37	0,000	1003,68	0,000	1025,35	0,000	0,00
S7	943,54	0,000	1015,99	0,000	1026,91	0,000	0,00
S8	951,76	0,000	1023,42	0,000	1023,42	0,000	0,00
S9	943,54	0,000	1026,91	0,000	1015,99	0,000	0,00
S10	928,37	0,000	1025,35	0,000	1003,68	0,000	0,00
S11	907,27	0,017	1007,83	0,017	995,24	0,017	50,79
S12	897,33	0,139	1020,65	0,017	1012,68	0,070	213,34
S13	938,50	0,174	1052,77	0,017	1035,44	0,139	325,45
S14	1083,19	0,174	1152,86	0,017	1087,19	0,174	397,00
S15	1082,67	0,174	1151,73	0,017	1085,66	0,174	396,63

Finalmente, foram calculadas as forças cortantes em serviço, apresentadas na Tabela 66 para L1 e L6, na Tabela 67 para L2 e L5 e na Tabela 68 para L3 e L4.

Tabela 66 - Forças cortantes em serviço para L1 e L6

Seção	L1 e L6				
	V _{gk} (kN)	V _{qkmáx} (kN)	V _{qkmín} (kN)	V ₁ (kN)	V ₂ (kN)
S1	110,86	347,47	-73,11	284,60	74,31
S2	11,89	314,25	-5,45	169,01	9,16
S3	26,18	283,36	-16,21	167,86	18,08
S4	81,03	253,81	-31,11	207,94	65,48
S5	171,74	218,64	-51,48	281,06	146,00
S6	150,35	185,42	-74,07	243,06	113,32
S7	78,17	154,33	-98,79	155,34	28,78

S8	6,33	125,5	-125,5	69,08	-56,42
S9	78,17	154,33	-98,79	155,34	28,78
S10	150,35	185,42	-74,07	243,06	113,32
S11	171,74	218,64	-51,48	281,06	146,00
S12	81,03	253,81	-31,11	207,94	65,48
S13	26,18	283,36	-16,21	167,86	18,08
S14	11,89	314,25	-5,45	169,01	9,16
S15	110,86	347,47	-73,11	284,60	74,31

Tabela 67 - Forças cortantes em serviço para L2 e L5

Seção	L2 e L5				
	V _{gk} (kN)	V _{qkmáx} (kN)	V _{qkmín} (kN)	V ₁ (kN)	V ₂ (kN)
S1	139,58	277,04	-54,35	278,10	112,41
S2	31,97	2,86	-4,11	33,40	29,91
S3	43,84	8,73	-12,29	48,21	37,70
S4	96,27	17,04	-23,69	104,79	84,43
S5	183,95	28,92	-39,45	198,41	164,22
S6	159,51	42,62	-57,10	180,82	130,96
S7	84,27	58,08	-76,58	113,31	45,98
S8	9,40	75,21	-97,77	47,01	-39,49
S9	84,27	58,08	-76,58	113,31	45,98
S10	159,51	42,62	-57,10	180,82	130,96
S11	183,95	28,92	-39,45	198,41	164,22
S12	96,27	17,04	-23,69	104,79	84,43
S13	43,84	8,73	-12,29	48,21	37,70
S14	31,97	2,86	-4,11	33,40	29,91
S15	139,58	36,13	-54,35	157,65	112,41

Tabela 68 - Forças cortantes em serviço para L3 e L4

Seção	L3 e L4				
	V _{gk} (kN)	V _{qkmáx} (kN)	V _{qkmín} (kN)	V ₁ (kN)	V ₂ (kN)
S1	139,58	226,88	-36,13	253,02	121,52
S2	31,97	203,49	-2,86	133,71	30,54
S3	43,84	181,9	-8,73	134,79	39,48
S4	96,27	161,42	-17,04	176,98	87,75
S5	183,95	137,3	-28,92	252,60	169,49
S6	159,51	114,82	-42,62	216,92	138,20
S7	84,27	94,09	-58,08	131,32	55,23
S8	9,40	75,21	-75,21	47,01	-28,21
S9	84,27	94,09	-58,08	131,32	55,23
S10	159,51	114,82	-42,62	216,92	138,20

S11	183,95	137,3	-28,92	252,60	169,49
S12	96,27	161,42	-17,04	176,98	87,75
S13	43,84	181,9	-8,73	134,79	39,48
S14	31,97	203,49	-2,86	133,71	30,54
S15	139,58	226,88	-36,13	253,02	121,52

Com estes dados e τ_c assumindo o valor de 1052,65 kPa, se tornou possível calcular as armaduras de cisalhamento com verificação da fadiga apresentadas na Tabela 66 para L1 e L6, na Tabela 67 para L2 e L5 e na Tabela 68 para L3 e L4.

Tabela 69 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L1 e L6

Seção	V _{cd} (kN)	ρ_w	α_{fad}	As,fad (cm ² /m)	As,fad adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Tabela 70 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L2 e L3

Seção	V _{cd} (kN)	ρ_w	α_{fad}	As,fad (cm ² /m)	As,fad adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14

S11	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Tabela 71 - Armaduras de cisalhamento com fadiga para L3 e L4

Seção	V _{cd} (kN)	ρ_w	α_{fad}	A _{s,fad} (cm ² /m)	A _{s,fad} adotada (barras/distribuição / cm ² /m)	
S1	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S2	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S3	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S4	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S5	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S6	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S7	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S8	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S9	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S10	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S11	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S12	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S13	828,96	0,00143	1	7,14	Ø 10mm 2R c/ 22 cm	7,14
S14	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64
S15	1326,33	0,00145	1	11,64	Ø 10mm 2R c/ 13,5 cm	11,64

Observa-se que o valor de α_{fad} é negativo para todas as seções de todas as longarinas, o que não possui sentido, por este motivo adotou-se para α_{fad} o valor de 1. A variação nas forças cortantes de serviço não é suficiente sequer para esgotar a capacidade resistente do concreto para este tipo de esforço. Assim, ficam mantidas as armaduras dimensionadas sem a consideração da fadiga. E considerando motivos construtivos, ficou definido para os primeiros 2,45 m das extremidades da viga estribos de Ø 10mm 2R com espaçamento de 10 cm e para o restante da viga estribos de Ø 10mm 2R com espaçamento de 15 cm.

Todo o detalhamento da armadura passiva das longarinas pode ser observado na Prancha 09 - Armaduras passivas vigas longarinas.

4.18 VERIFICAÇÃO QUANTO ÀS DEFORMAÇÕES (ELS-DEF)

A NBR 6118:2014 estipula deformação vertical máxima ou flecha máxima em vão/250 para que haja aceitabilidade sensorial dos usuários de uma determinada estrutura. A análise ao ELS-DEF considerou as ações em seus valores característicos. A situação mais desfavorável ocorre em serviço, quando todas as perdas de protensão já ocorreram. Portanto, foram obtidos os seguintes resultados:

- Deformação vertical máxima devido aos carregamentos permanentes de 29,84 para L1 e L6 e 31,5 mm para L2 à L5;
- Deformação vertical máxima devido aos carregamentos móveis de 25,17 mm para L1 e L6, de 20,13 mm para L2 e L5 e 16,60 mm para L3 e L4;
- Deformação vertical mínima devido aos carregamentos de protensão de 24,98 para todas as longarinas;
- Deformação vertical máxima total de 30,10 mm para L1 e L6, de 27,44 mm para L2 e L5 e 24,49 mm para L3 e L4.

Tendo como deformação máxima admitida de 110 mm para o vão de 26,60 m, conclui-se que todas as longarinas atendem ao critério normalizado de deformação vertical máxima.

4.19 DIMENSIONAMENTO DAS DEMAIS ELEMENTOS

Neste item serão apresentados os métodos utilizados para o dimensionamento dos demais elementos da estrutura.

4.19.1 Laje

Para o dimensionamento da laje foram calculados os esforços solicitante através do método de Rüsch com o auxílio do software T-Rüsch. Os dados de entrada no programa foram (ilustrada na Figura 23):

- $l_y/l_x=11,80$
- Direção do tráfego: 

- $t_a=0,330$
- $l_x/a=1,15$
- Tabela:29



Figura 23 – Dados de entrada T-Rüsch

Obtendo-se os seguintes diagramas de esforços:

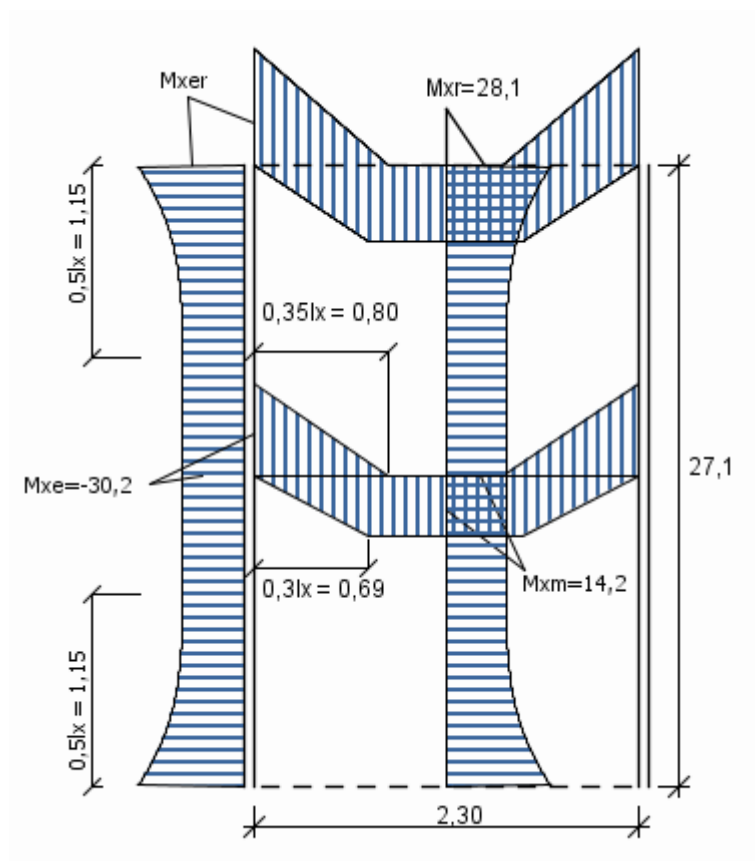


Figura 24 – Diagrama de momentos Mx na laje devido à carga móvel

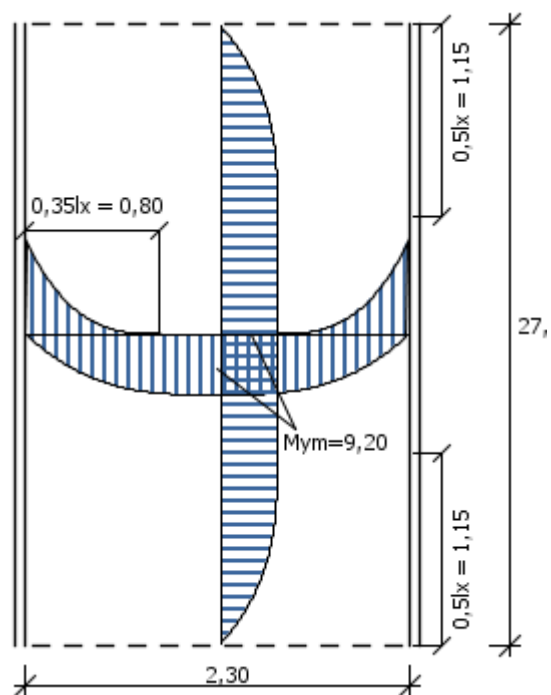


Figura 25 – Diagrama de momentos M_y na laje devido à carga móvel

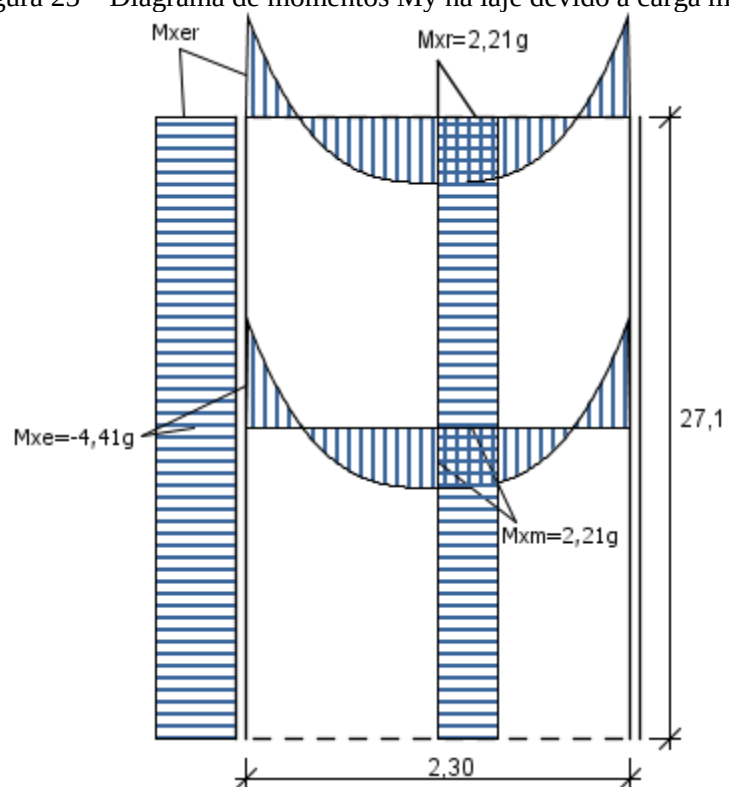


Figura 26 – Diagrama de momentos M_x na laje devido à carga permanente

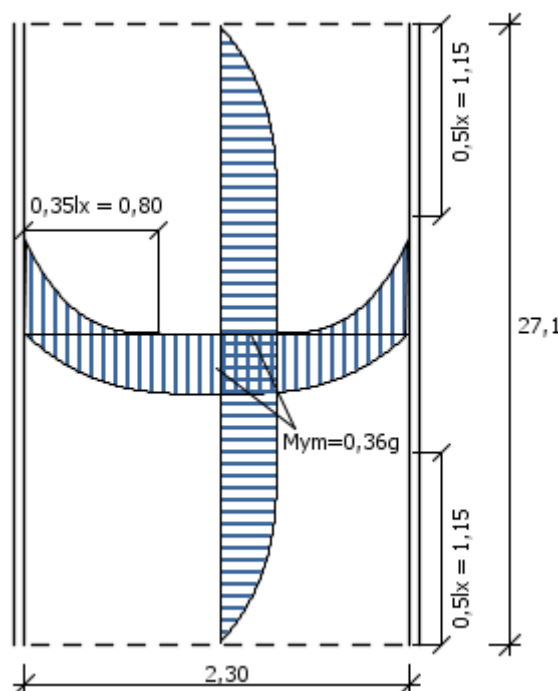


Figura 27 – Diagrama de momentos M_y na laje devido à carga permanente

Em seguida foi realizado o dimensionamento da armadura seguindo os procedimentos da NBR 6118, o detalhamento desta está representado nas pranchas anexas.

4.19.2 Laje de aproximação

Para o dimensionamento da laje de aproximação primeiramente foram calculados os esforços solicitantes ocasionados devidos ao tráfego, peso próprio e o peso do solo, em seguida adotada uma solução para apoio, armaduras de flexão e cisalhamento e engastamento conforme representado nas pranchas em anexo.

4.19.3 Transversina

Para o dimensionamento da transversina primeiramente foram calculados os esforços solicitantes ocasionados devido aos esforços da estrutura para que a proporcione rigidez suficiente para funcionar como um sistema em grelha. A solução adotada está representada nas pranchas em anexo.

4.19.4 Travessa

Para o dimensionamento das travessas primeiramente foram encontradas hipóteses de carga para cada longarina gerando assim uma envoltória de esforços atuante nos pórticos representadas nas Figuras a seguir.

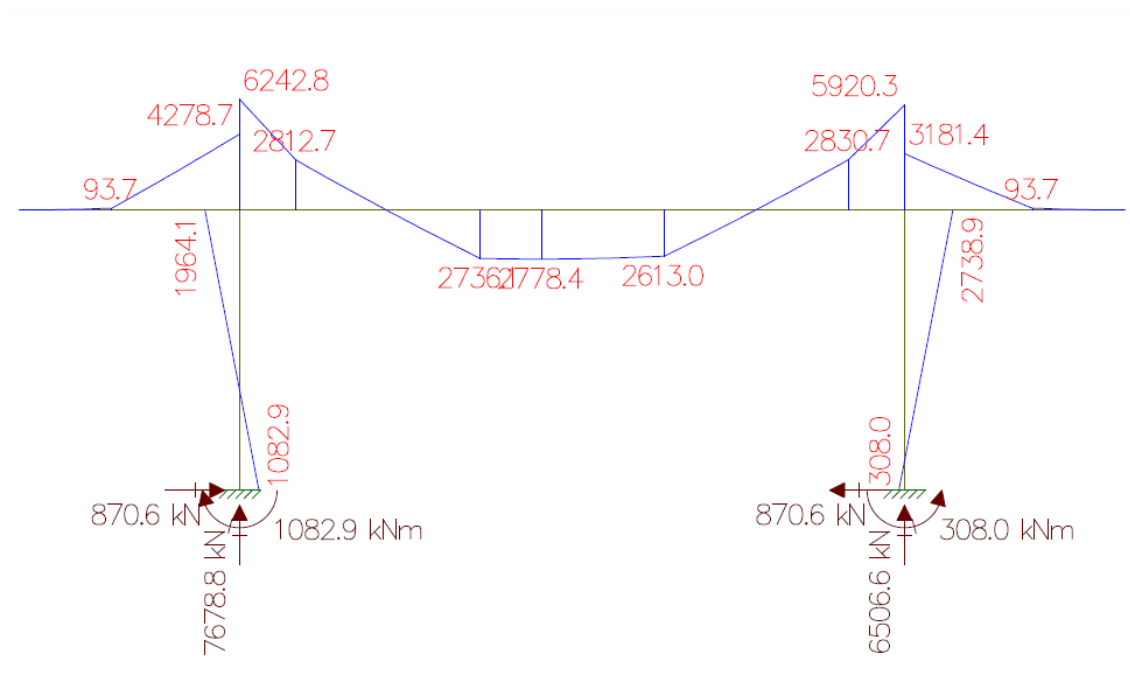


Figura 28 – Envoltória de Momento Fletor no Pórtico

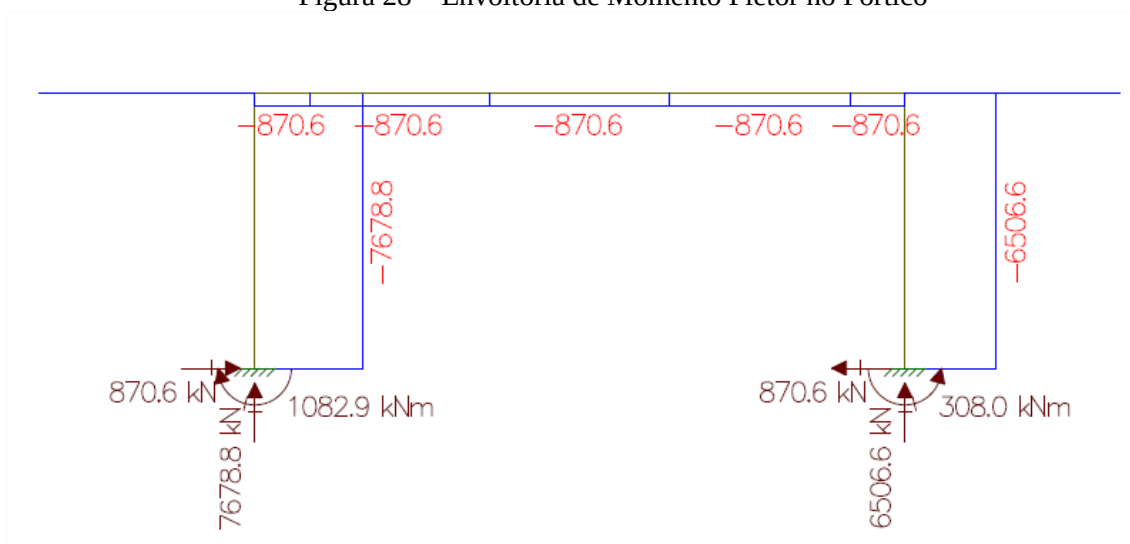


Figura 29 – Envoltória de Força Axial no Pórtico

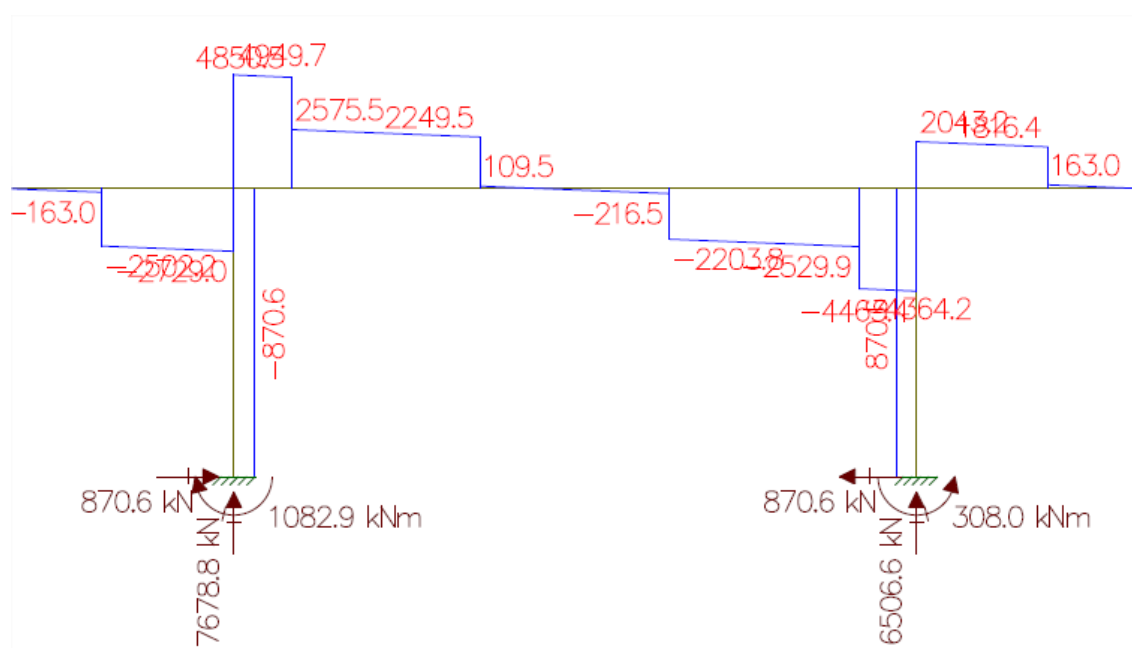


Figura 30 – Envoltória de Força Cortante no Pórtico

Por fim então foram dimensionadas armaduras para absorção dos esforços de flexão, cisalhamento e torção, conforme detalhadas na prancha em anexo.

4.19.5 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares foi utilizada a envoltória de esforços atuante nos pórticos representadas no item anterior para os esforços verticais. Foram consideradas os esforços de frenagem e aceleração, vento e empuxo do solo nas cabeceiras como solicitações horizontais na estrutura.

Com estes esforços determinados, então utilizou-se o software P-Calc 1.4 para realizar o dimensionamento das armaduras, que estão detalhadas nas pranchas anexas.

4.19.6 Blocos de fundação

Para o dimensionamento dos blocos de fundação foi determinada a planta de cargas para fundação. Com todos os esforços atuantes na fundação combinados, foi realizado o dimensionamento das armaduras de flexão, cisalhamento e de pele para o um bloco com 12 estacas conforme detalhamento anexo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, o objetivo de desenvolver o projeto básico de uma obra de arte especial foi atingido. Foram desenvolvidos o projeto geométrico da rodovia com o desvio para a obra de arte especial, o detalhamento de formas contendo as dimensões de todos os elementos, definição e quantitativo dos materiais. Além do desenvolvimento dos cálculos de dimensionamento para as todos os elementos estruturais e os detalhamentos pertinentes a estes cálculos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 19783 - Aparelhos de apoio de elastômetro fretado - Especificação e métodos de ensaio. Edição 2015. 27 out. 2015.

ABNT. NBR 6118 - Projetos de estruturas de concreto - Procedimento. Edição 2014. 29 abr. 2014.

ABNT. NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido - Procedimento (Norma em revisão). Edição 2003. 30 mar. 2004.

ABNT. NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Edição 2013. 11 out. 2013.

ABNT. NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. Edição 2016. 08 abr. 2016.

ARAUJO, Adolfo; NÉIA, Thiago. Projeto executivo de pontes e viadutos I. 1ª Edição. Curitiba, 2018.