

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE RODOVIÁRIA
EM CONCRETO ARMADO**

BRUNO MAGNO GOMES RAMOS
FREDERICO LOPES MURTA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MARÇO - 2006

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM CONCRETO ARMADO

**BRUNO MAGNO GOMES RAMOS
FREDERICO LOPES MURTA**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Vânia José Karam

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MARÇO - 2006

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM CONCRETO ARMADO

**BRUNO MAGNO GOMES RAMOS
FREDERICO LOPES MURTA**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 20 de Março de 2006

Comissão Examinadora:

Prof. Vânia José Karam (Orientador, D.Sc., Estruturas) – UENF

Prof. Sérgio Luis González Garcia (Co-orientador, D.Sc., Estruturas) – UENF

Prof. Patrícia Habib Hallak (D.Sc., Estruturas) – UENF

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho aos nossos pais e amigos que estiveram conosco nos momentos difíceis.

AGRADECIMENTO

Gostaríamos de agradecer a todos os Professores do Leciv, em especial a Prof. Vânia Karam, pela paciência e conhecimentos que nos vêm passado e nossos pais que nos deram o carinho e o apoio nas horas difíceis.

SUMÁRIO

RESUMO	viii
LISTA DE FIGURAS	lx
LISTA DE TABELAS	xi
ABREVIATURAS SIGLAS E SÍMBOLOS	xiv
1 – CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 - Considerações iniciais	1
1.1.1 – Memória justificativa e descritiva	1
1.1.2 – Características da ponte	1
1.1.3 – Características dos materiais	4
2 - CAPÍTULO II – SUPERESTRUTURA	5
2.1 – Cálculo do vigamento principal	5
2.1.1 – Cálculo das Cargas	5
2.1.1.1 – Cálculo das Cargas Permanentes	5
2.1.1.2 – Cálculo das Cargas Móveis	7
2.1.1.2.1 – Considerações Iniciais	7
2.1.1.2.2 – Coeficiente de Impacto	8
2.1.1.2.3 – Cálculo do Trem-Tipo na Viga Principal	9
2.1.1.3 – Cálculo das cargas acidentais	10
2.1.2 – Cálculo dos Esforços Solicitantes	12
2.1.2.1 – Diagramas de Esforços das Cargas Permanentes	12
2.1.2.2 – Diagramas de Esforços das Cargas Acidentais	13
2.1.2.3 – Esforços das Cargas Móveis	14
2.1.2 – Combinação dos Esforços Solicitantes	18
2.2 – Dimensionamento das Vigas Principais	26
2.2.1 – Dimensionamento a flexão, sem efeito de fadiga	26
2.2.1.1 – Determinação da largura efetiva da mesa	27
2.2.1.2 – Dimensionamento da viga “T”	28
2.2.2 – Dimensionamento ao Esforço Cortante	32
2.2.3 – Armadura de Costura	34
2.2.4 Laje do tabuleiro	35
2.2.4.1 introdução	35
2.2.4.2. Cálculo das Cargas	36

2.2.4.3 Esquema de estudo	37
2.2.4.4 Cálculo dos esforços na LA	37
2.2.4.5 Cálculo dos esforços na LB	39
2.2.4.6 Cálculo dos esforços na LC	41
2.2.4.7 Referência para dimensionamento	43
2.2.4.8 Dimensionamento das lajes	44
2.2.4.9 Cálculo das DRTs das lajes em balanço	47
2.2.4.10 Detalhamento da laje	48
2.2.5 – Tansversinas	48
2.2.5.1 – Considerações Iniciais	48
2.2.5.2 – Esquema de cálculo	49
2.2.5.3 – Dimensionamento à flexão	51
2.2.5.4 – Dimensionamento ao esforço cortante	53
3 - CAPÍTULO III – MESO-ESTRUTURA	55
3.1 Introdução	55
3.1.1 Características Geométricas	55
3.1.2 Esforços atuantes nos pilares	55
3.2. Cálculo dos esforços atuantes nos pilares	56
3.2.1. Verticais	56
3.2.2 Horizontais	58
3.2.2.1 Longitudinais	58
3.2.2.2 Transversais	59
3.3 Dimensionamento dos pilares	60
3.3.1 Introdução	60
3.3.2 Considerações iniciais	61
3.3.3 Cálculo da armadura	62
3.3.3.1 Pilar lateral	63
4 - CAPÍTULO IV – INFRA-ESTRUTURA	68
4.1 Introdução	68
4.2 Dimensionamento da sapata	69
4.2.1 Dimensão da sapata	69
4.2.2 Cálculo dos esforços	70
4.2.2.1 Reações primárias na sapata	70
4.2.2.2 Resultante das reações primárias	72

4.2.2.3 Cálculo da armadura	73
4.2.2.4 Detalhamento	74
4.2.2.5 Verificação à Punção	76
CAPÍTULO V – CONCLUSÕES	77
BIBLIOGRAFIA	78

RESUMO

Foi escolhido para tema deste Projeto Final de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil o projeto e o dimensionamento de uma ponte de concreto armado.

Aqui serão apresentados a memória de cálculo, detalhes do projeto, desenhos contendo cortes, detalhamentos e vistas, necessários ao bom entendimento do projeto como um todo.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte Rodoviária; Concreto Armado; Dimensionamento Estrutural.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Seção Transversal da ponte no meio do vão (m)	2
Figura 1.2 – Seção Longitudinal da ponte (m)	2
Figura 1.3 – Vista Inferior da Ponte (m)	3
Figura 1.4 – Cortina e Ala (m)	4
Figura 2.1 – Divisão de áreas da seção transversal	5
Figura 2.2 – Esquema de cálculo das cargas permanentes.	7
Figura 2.3 – Trem-tipo Classe 45	8
Figura 2.4 – Posição mais desfavorável das cargas móveis para as Solicitações para a viga principal do lado esquerdo.	9
Figura 2.5 – Esquema transversal referente à carga distribuída	10
Figura 2.6 – Esquema transversal referente à carga concentrada	10
Figura 2.7 – Trem tipo da viga principal	10
Figura 2.8 – Esquema longitudinal devido às cargas acidentais	11
Figura 2.9 – Diagrama de momento fletor referente às cargas permanentes	12
Figura 2.10 – Diagrama de esforço cortante referente às cargas Permanentes	12
Figura 2.11 – Diagrama de esforço normal referente às cargas Permanentes	12
Figura 2.12 – Reações de apoio referente às cargas permanentes	13
Figura 2.13 – Diagrama de momento fletor referente às cargas acidentais	13
Figura 2.14 – Diagrama de esforço cortante referente às cargas acidentais	13
Figura 2.15 – Diagrama de esforço normal referente às cargas acidentais	14
Figura 2.16 – Reações de apoio referente às cargas acidentais	14
Figura 2.17 – Gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e considerando as cargas acidentais.	21
Figura 2.18 – Gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais	23
Figura 2.19 – Viga “T”	26
Figura 2.20 – Largura efetiva da mesa segundo a NBR – 6118	27
Figura 2.21 – Divisão de trechos para dimensionamento ao esforço cortante	33
Figura 2.22 – Seção transversal da viga principal no centro do tramo	35

Figura 2.23 – Seção típica de ponte com duas vigas retas e laje em balanço	36
Figura 2.24 – Esquema de referência para o estudo da laje	37
Figura 2.25 – Definição da nomenclatura das lajes	37
Figura 2.26 – Corte da laje em balanço (m)	38
Figura 2.27 – Gráfico da carga permanente (kNm/m)	38
Figura 2.28 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L1	43
Figura 2.29 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L2	44
Figura 2.30 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L3	44
Figura 2.31 – Localização das DRTs	47
Figura 2.32 – Detalhamento do aço da laje	48
Figura 2.33 – Cargas sobre a transversina	49
Figura 2.34 – Esforço de momento sobre a transversina central (kNm)	49
Figura 2.35 – Esforço cortante sobre a transversina central (kNm)	50
Figura 2.36 – Esforço de momento sobre a transversina do pilar central (kNm)	50
Figura 2.37 – Esforço cortante sobre a transversina do pilar central (kNm)	50
Figura 2.38 – Esforço de momento sobre a transversina do pilar lateral (kNm)	50
Figura 2.39 – Esforço cortante sobre a transversina do pilar lateral (kNm)	51
Figura 3.1 – Detalhamento da armadura longitudinal dos pilares	67
Figura 4.1 – Vista superior das sapatas	70
Figura 4.2 – Vista da sapata em corte	70
Figura 4.3 – Reações na sapata	71
Figura 4.4 – Resultante das reações na laje	72
Figura 4.5 – Detalhamento da sapata lateral	75
Figura 4.6 – Detalhamento da sapata central	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores extremos de esforços devido às cargas móveis	15
Tabela 2.2 – Valores extremos de reações de apoio devido às cargas móveis	18
Tabela 2.3 – Valores da envoltória de momento fletor devido às combinações e considerando as cargas acidentais	20
Tabela 2.4 – Valores da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais	21
Tabela 2.5 – Valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e considerando as cargas acidentais	23
Tabela 2.6 – Valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais	24
Tabela 2.7 – Valores da envoltória de reações de apoio devido às combinações e considerando as reações das cargas acidentais	26
Tabela 2.8 – Largura efetiva da mesa na parte central do tramo da ponte	28
Tabela 2.9 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento positivo	30
Tabela 2.10 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento negativo	30
Tabela 2.11 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento negativo no apoio central	31
Tabela 2.12 – Dimensionamento ao esforço cortante	34
Tabela 2.13 – Espaçamento dos estribos.	34
Tabela 2.14 – Aço positivo no sentido L1	45
Tabela 2.15 – Aço positivo no sentido L1, número de barras e espaçamento	45
Tabela 2.16 – Aço negativo no sentido L1	45
Tabela 2.17 – Aço negativo no sentido número de barras e espaçamento L1	45
Tabela 2.18 – Aço positivo no sentido L2	46
Tabela 2.19 – Aço positivo no sentido L2, número de barras e espaçamento	46
Tabela 2.20 – Aço negativo no sentido L2	46
Tabela 2.21 – Aço negativo no sentido L2, número de barras e espaçamento	46
Tabela 2.22 – Aço positivo no sentido L3	46
Tabela 2.23 – Aço positivo no sentido L3, número de barras e espaçamento	46

Tabela 2.24 – Aço negativo no sentido L3	47
Tabela 2.26 – Área de aço da DRT	47
Tabela 2.27 – Bitola ,numero de barra e espaçamento da DRT	48
Tabela 2.28 – Dimensionamento da Transversina central	51
Tabela 2.29 – Dimensionamento da Transversina do pilar central	52
Tabela 2.30 – Dimensionamento da Transversina do pilar lateral	52
Tabela 2.31 – Dimensionamento ao esforço cortante das transversinas	53
Tabela 3.1 – Da o resultado da envoltório pela combinação das solicitações verticais	57
Tabela 3.2 – Cargas horizontais	63
Tabela 3.3 – Características geométricas dos pilares	63
Tabela 3.4 – Forças horizontais longitudinais majoradas e excentricidade de primeira ordem	64
Tabela 3.5 – Forças horizontais transversais majoradas e excentricidade primária	64
Tabela 3.6 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento de cálculo no sentido longitudinal	64
Tabela 3.7 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento de cálculo no sentido Transversal	65
Tabela 3.8 – Dados de entrada para o ábaco no sentido longitudinal	65
Tabela 3.9 – Dados de entrada para o ábaco no sentido longitudinal	65
Tabela 3.10 – Área de aço e numero de barra calculadas dos pilares	66
Tabela 3.11 – Verificação para aço mínimo dos estribos dos pilares	66
Tabela 3.12 – Bitola e espaçamento dos estribos dos pilares	66
Tabela 4.1 – Características geométricas dos pilares	69
Tabela 4.2 – Cálculo das reações na sapata no sentido longitudinal	71
Tabela 4.3 – Cálculo das reações na sapata no sentido transversal	72
Tabela 4.4 – Momento de cálculo obtido através das resultante das reações no sentido longitudinal	72
Tabela 4.4.1 – Momento de cálculo obtido através das resultante das reações no sentido transversal	73
Tabela 4.5 – Dados iniciais para o cálculo de A_s no sentido longitudinal	74
Tabela 4.6 – Área de aço e espaçamento calculados para sapatas no sentido longitudinal	74

Tabela 4.7 – Dados iniciais para o cálculo de A_s no sentido transversal	74
Tabela 4.8 – Área de aço e espaçamento calculados para sapatas no sentido transversal	74
Tabela 4.9 – Verificação da condição de punção	76

ABREVIATURAS SIGLAS E SÍMBOLOS

γ_c = Peso específico do concreto
 ϕ_x = Diâmetro da armadura A_{sx} correspondente a m_x ;
 ϕ_y = Diâmetro da armadura A_{sy} correspondente a m_y ;
 ϵ_c = Deformação específica do concreto
 ϵ_s = Deformação específica do aço da armadura passiva
 ρ_{min} = Taxa de armadura;
 σ_s = Tensão admissível do solo
 A_c = Área de concreto;
 A_s = Área de aço
 a e b = Dimensões da sapata
 E_{ci} (Mpa) = Modulo de elasticidade
 E_{cs} (Mpa) = Modulo de elasticidade secante
 f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto
 $f_{ct,m}$ = Resistência a compressão media
 $f_{ctk,inf}$ = Resistência a tração Inferior
 f_{ck} = Resistência a compressão do concreto
 $f_{ctk,sup}$ = Resistência a compressão superior
 $f_{ctk,inf}$ = Resistência a compressão inferior
 f_{yk} = Resistência do aço
 F_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço
 h = Altura da laje
 b_w = Largura real da nervura
 b_a = Largura da nervura fictícia
 b_2 = Distância entre as faces das nervuras fictícias sucessivas
 M_{sd} = Momento atuante na seção
 N_{Sd} = Esforço normal solicitante de projeto
 N_{Rd} = Esforço normal resistente de projeto
P.P = Peso Próprio
 φ = Coeficiente de impacto
 V_d = Força cortante solicitante de cálculo
 ℓ = Comprimento de cada vão teórico do elemento carregado

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações iniciais

1.1.1 – Memória justificativa e descritiva

A solução estrutural adotada obedeceu, entre outras, as seguintes condições básicas:

- a) Considerou-se a transposição de um canal hipotético para a continuidade do leito normal de uma via.
- b) Terreno de boa qualidade adotando-se fundação superficial com sapatas.
- c) Pilares de pequena altura.
- d) Estrutura simples e que trouxesse, com a disposição de suas principais dimensões, facilidade de projeto e execução.

Baseado nestes fatores, optou-se por uma ponte de 48m de extensão em viga contínua, seção “T”, com dois vãos de 20m e balanços extremos de 4m.

1.1.2 – Características da ponte

O sistema estrutural empregado na ponte é o de viga contínua com balanços. O comprimento total da ponte é de 48 m distribuídos em dois vãos de 20 m e dois balanços de 4 m. A seção transversal é em viga “T” com duas longarinas. As alturas das vigas de ponte em concreto armado são em geral tomadas da ordem de 10% do vão, sendo que esta relação altura/vão costuma produzir soluções econômicas e de suficiente rigidez. A altura da viga foi pré-dimensionada, então, em 2,00 m. Nas Figuras 1.1 a 1.4 são mostradas as principais dimensões da ponte.

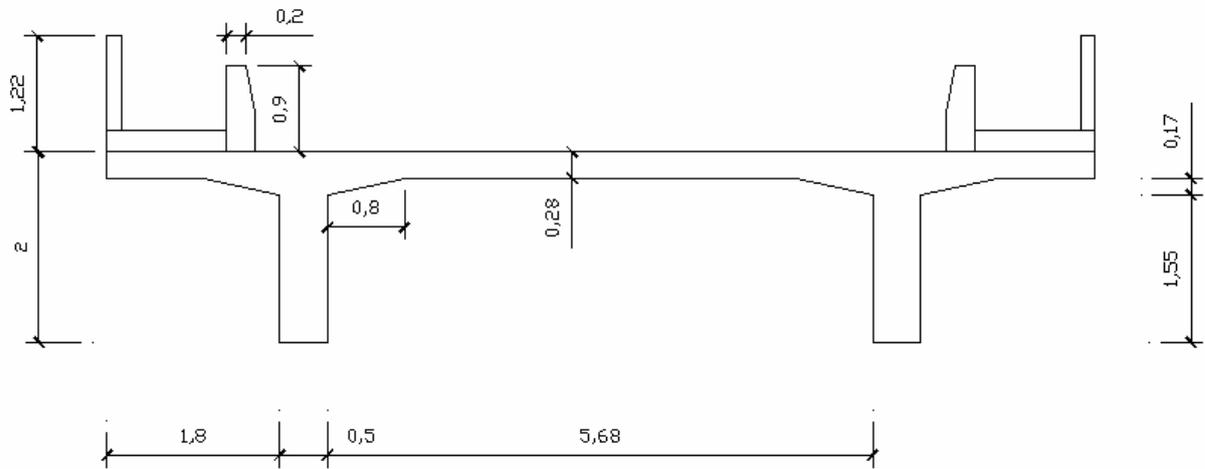


Figura 1.1 - Seção Transversal da ponte no meio do vão (m)

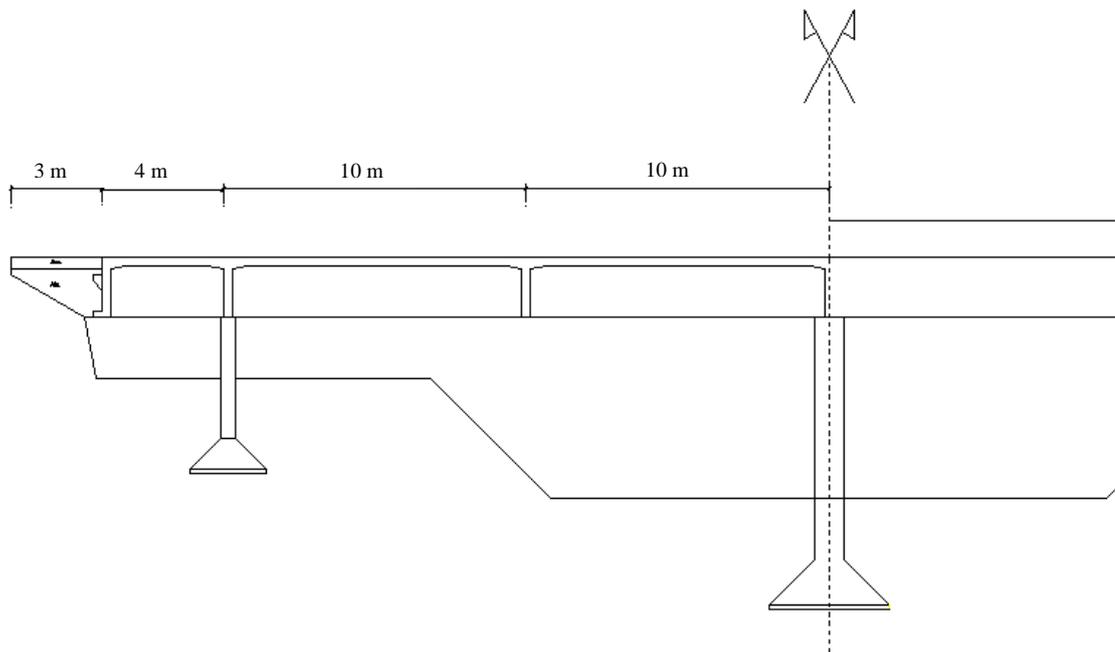


Figura 1.2 - Seção Longitudinal da ponte (m)

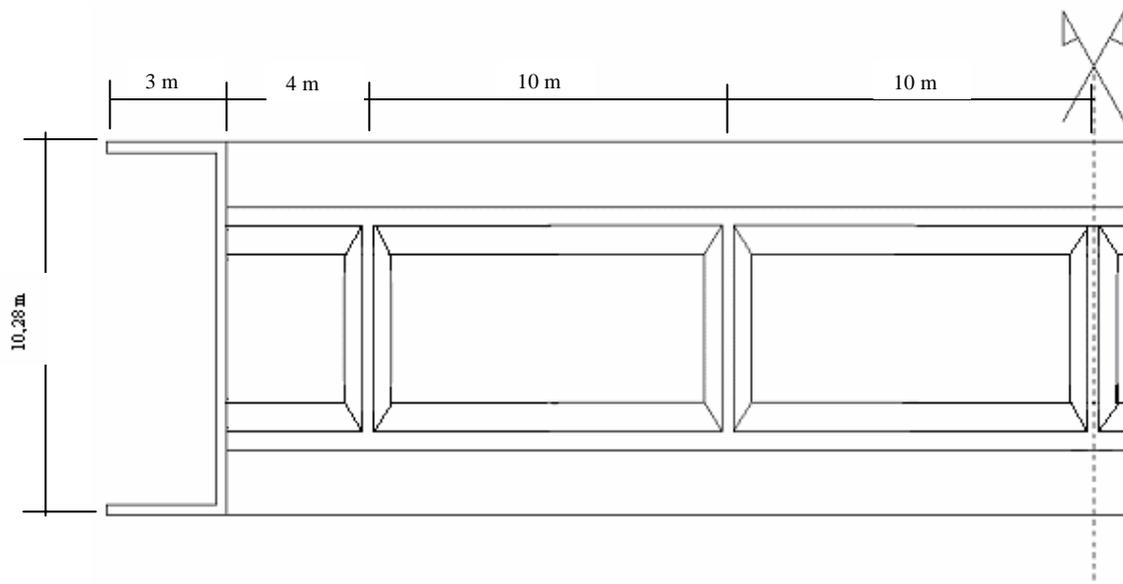


Figura 1.3 Vista Inferior da Ponte (m)

Os três pilares têm seção transversal quadrada. Os pilares extremos possuem alturas de 4m e o pilar central, altura de 8m.

As fundações superficiais do tipo sapata foram projetadas de acordo com parâmetros estipulados para o solo.

Observa-se, também, que tanto as transversinas de apoio quanto as transversinas de vão são separadas da laje. Sua função é promover o travamento das longarinas e impedir a rotação das mesmas em torno de seu eixo longitudinal. Esta solução é adotada para uniformizar a armadura de flexão (longitudinal e transversal) da laje do tabuleiro, a qual passa a comporta-se como apoiada apenas em dois lados, ou seja, apenas sobre as longarinas.

A Figura 1.4 mostra o emprego de alas fechadas, ou seja, orientadas na direção longitudinal. A função das alas é conter o aterro junto às extremidades da superestrutura. As alas fechadas têm a vantagem de diminuir o comprimento da saia do aterro na direção do eixo da ponte, mas possuem a desvantagem de necessitarem ser dimensionadas também ao empuxo de terra provocada pela carga móvel sobre o aterro de acesso.

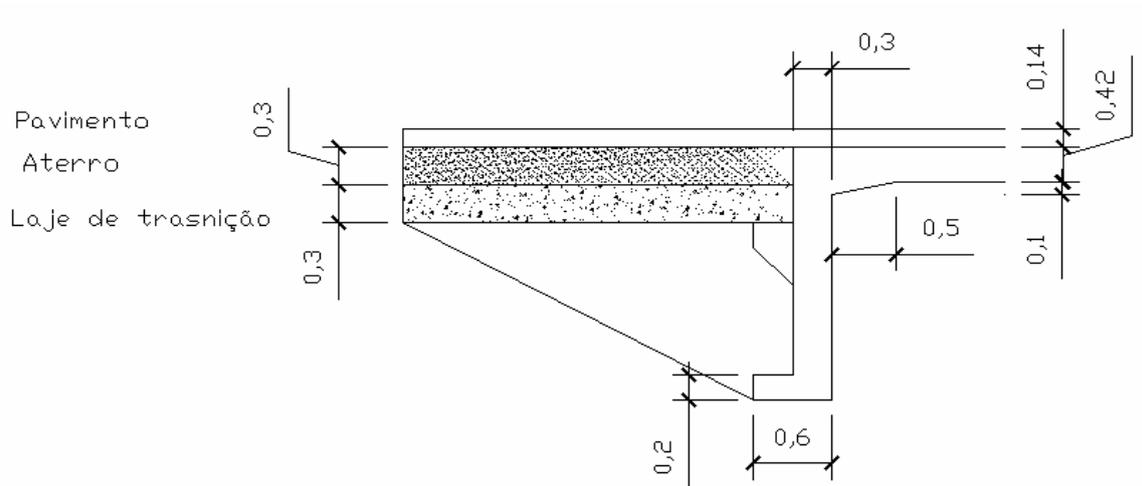


Figura 1.4 – Cortina e ala (m)

1.1.3 – Características dos materiais

Concreto Armado

- Peso específico = 25 kN/m³
- Fck = 25 MPa
- Módulo de elasticidade secante = 1.785 x 10⁷ kN/m²
- Coeficiente de Poisson = 0.2
- Coeficiente de dilatação térmica = 1.0 x 10⁻⁵ /°C

Aço

- Tipo: CA-50A
- Peso específico = 77 kN/m³
- Módulo de elasticidade = 2.1 x 10⁸ kN/m²
- Coeficiente de Poisson = 0.3
- Coeficiente de dilatação térmica = 1.2 x 10⁻⁵ /°C

Pavimentação

- Tipo de pavimentação: asfáltica
- Peso específico = 24 kN/m³

Solo

- Peso específico = 18 kN/m³

CAPÍTULO II – SUPERESTRUTURA

2.1 – Cálculo do vigamento principal

2.1.1 – Cálculo das Cargas

2.1.1.1 – Cálculo das Cargas Permanentes

A seguir são mostrados os cálculos para determinação do carregamento devido ao peso próprio sobre cada viga principal, baseados na divisão de áreas na seção transversal esquematizada na Figura 2.1.

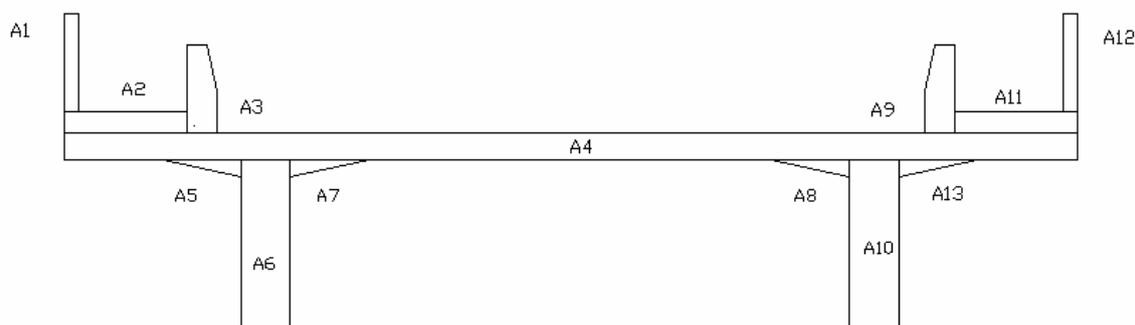


Figura 2.1 – Divisão de áreas da seção transversal

Carregamento uniformemente distribuído devido ao peso próprio.

Figura	Forma	b (m)	h (m)	Área (m ²)	γ (kN/m ³)	Força(kN/m)
A1	Retângulo	0,15	1,1	0,165	25	4,125
A2	Retângulo	1,15	0,22	0,253	25	6,325
A3	Retângulo	0,3	0,42	0,126	25	3,15
A4	Retângulo	10,3	0,28	2,884	25	72,1
A5	Triângulo inv. Xy	0,8	0,17	0,068	25	1,7
A6	Retângulo	0,5	1,72	0,86	25	21,5
A7	Triângulo inv. Y	0,8	0,17	0,068	25	1,7
A8	Triângulo inv. Xy	0,8	0,17	0,068	25	1,7
A9	Retângulo	0,3	0,42	0,126	25	3,15
A10	Retângulo	0,5	1,72	0,86	25	21,5
A11	Retângulo	1,15	0,22	0,253	25	6,325
A12	Retângulo	0,15	1,1	0,165	25	4,125
A13	Triângulo inv. Y	0,8	0,17	0,068	25	1,7
Pavimento	Trapezio	3,8	0,2	0,38	22	8,36
Soma:						157,46
Para cada						78,73

A seguir, calculamos as cargas permanentes, localizadas, formadas por alargamentos das vigas, transversinas e cortinas.

- Cortina

Cortina			
A (m²)	L (m)	Peso específico(kN/m³)	Força(kN)
0,516	10,3	25	132,87
Para cada viga (kN)			66,44

Mísula da cortina			
A (m²)	L (m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,0025	10,3	25	0,64
Cada viga(kN)			0,32

Dente superior			
A (m²)	L (m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,07	9,5	25	16,63
Cada viga(kN)			8,31

Dente inferior			
A (m²)	L (m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,06	10,3	25	15,45
Cada viga(kN)			7,73

Aterro			
A (m²)	L (m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,24	10,3	18	44,49
Cada viga(kN)			22,25

Total de carga da cortina (kN)	144,10
---------------------------------------	--------

- Transversina

Transversina				
b(m)	h(m)	L(m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,3	1,72	6,2	25	79,98
Para cada viga (kN)				39,99

Mísula da transversina				
b(m)	h(m)	L(m)	Peso específico (kN/m³)	Força(kN)
0,1	0,5	6,2	25	15,5
Para cada viga:				7,75

Total para cada viga (kN)	47,74
---------------------------	-------

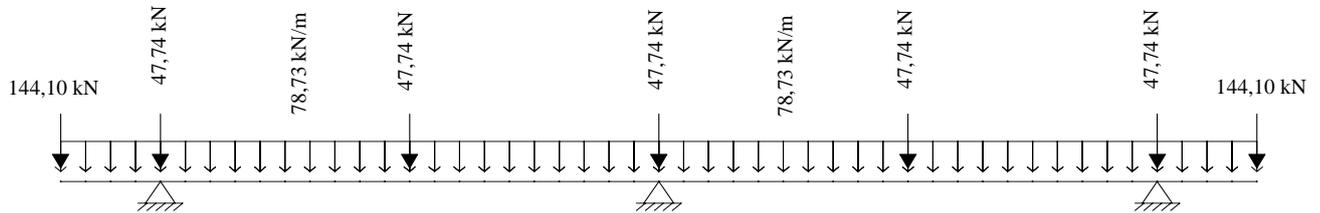


Figura 2.2 – Esquema de cálculo das cargas permanentes.

2.1.1.2 – Cálculo das Cargas Móveis

2.1.1.2.1 – Considerações Iniciais

Carga móvel é um sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço. A carga móvel em ponte rodoviária é também referida pelo termo trem-tipo.

As pontes rodoviárias são divididas em três classes a seguir discriminadas, segundo a norma NBR - 7188 (1982):

- classe 45 – na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450kN de peso total;
- classe 30 – na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300kN de peso total;
- classe 12 – na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120kN de peso total;

O adotado para o presente trabalho foi o trem-tipo para pontes classe 45, ilustrado na Figura 2.3.

As características do trem-tipo são descritas a seguir:

Carga $p' = 0.5 \text{ tf} / \text{m}^2 = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$ (em toda a pista);

Carga $p'' = 0.3 \text{ tf} / \text{m}^2 = 3 \text{ kN} / \text{m}^2$ (nos passeios);

Quantidade de eixos = 3

Peso de cada roda dianteira = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Peso de cada roda traseira = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Peso de cada roda intermediária = $7,5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$

Distância entre os eixos = 1,5 m

Distância entre os centros de cada roda de cada eixo = 2,0 m

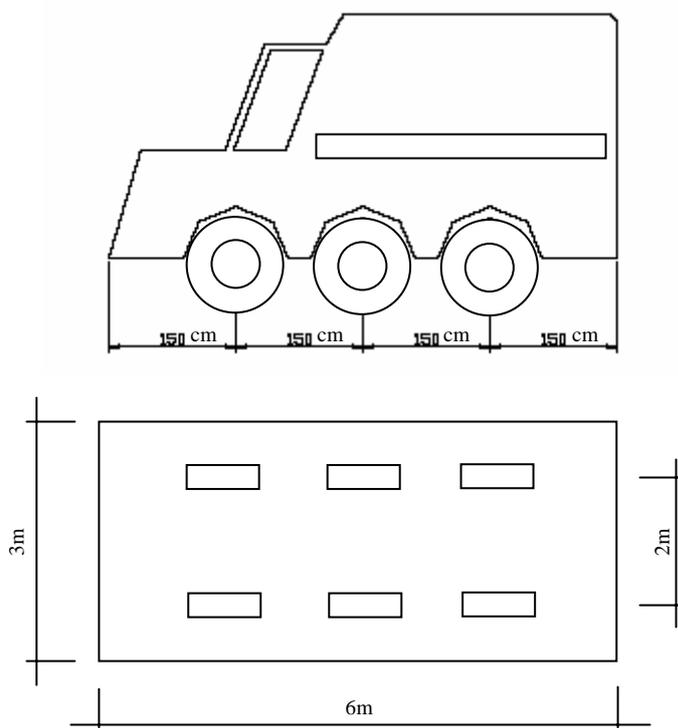


Figura. 2.3 – Trem-tipo Classe 45

2.1.1.2.2 – Coeficiente de Impacto

O efeito dinâmico das cargas móveis deve ser analisado pela teoria da dinâmica das estruturas. É permitido, no entanto, assimilar as cargas móveis e as cargas estáticas, através de sua multiplicação pelo coeficiente de impacto definido a seguir:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times \ell \geq 1$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 8 = 1,344$$

onde ℓ é o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural, em metros.

No caso de vigas em balanço, ℓ é tomado igual a duas vezes o seu comprimento.

2.1.1.2.3 – Cálculo do Trem-Tipo na Viga Principal

As cargas móveis podem ocupar qualquer posição no tabuleiro, com os veículos considerados na direção longitudinal. A faixa principal de tráfego é a mais importante para as solicitações, devendo procurar-se a posição mais desfavorável desta faixa. No caso das duas vigas principais, a faixa principal de tráfego deve ser colocada no bordo da pista, para dar a maior solicitação em uma das vigas. Na Fig. 2.4, mostramos a posição desfavorável das cargas para a viga do lado esquerdo.

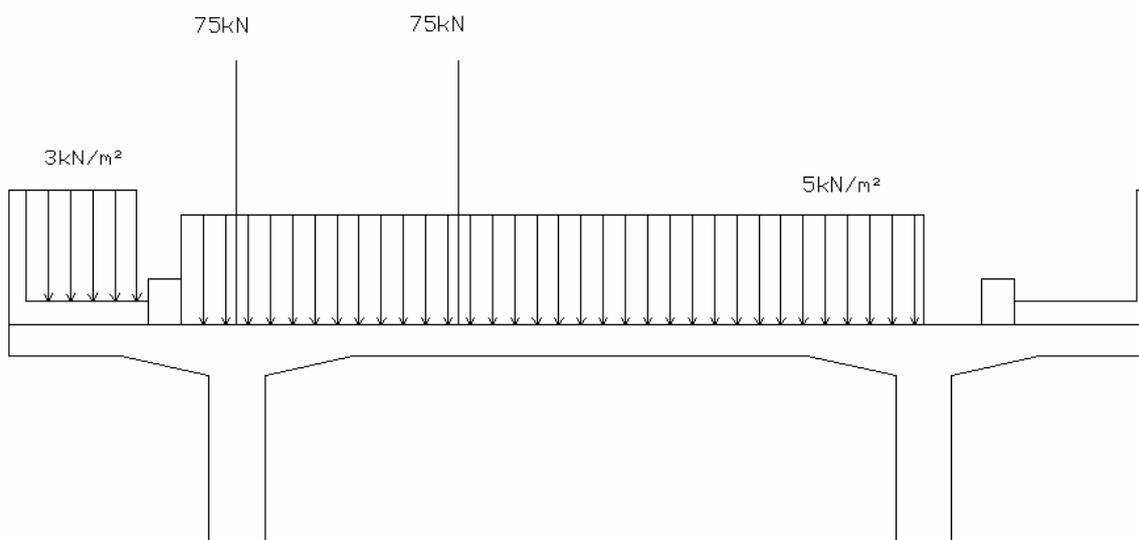


Figura 2.4 – Posição mais desfavorável das cargas móveis para as solicitações para a viga principal do lado esquerdo.

Com a disposição das cargas indicadas, podemos determinar as cargas que atuarão sobre a viga à esquerda, considerando a laje simplesmente apoiada nos eixos das vigas principais.

Nas Figuras 2.5 e 2.6 são mostrados os esquemas transversais que determinarão as cargas sobre a viga mais solicitada.

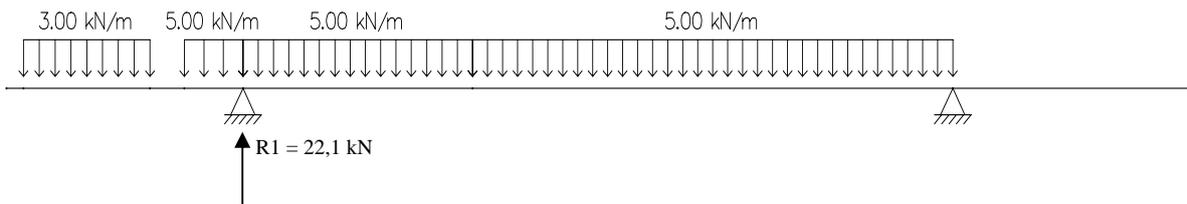


Figura 2.5 – Esquema transversal referente à carga distribuída

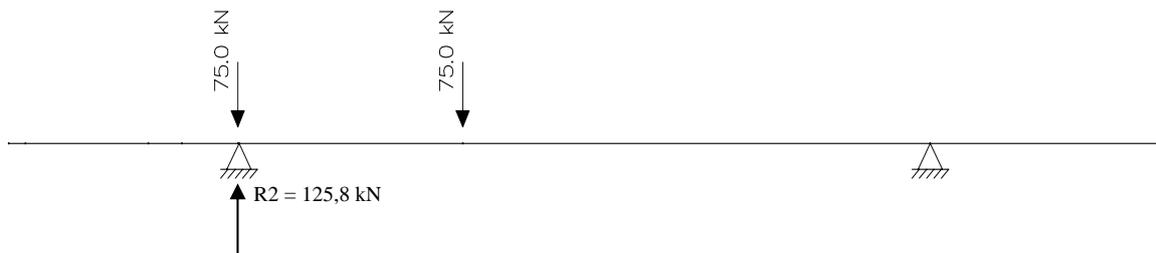


Figura 2.6 – Esquema transversal referente à carga concentrada

Deste modo, as cargas que atuarão sobre a viga mais solicitada serão as reações de apoio mostradas, majoradas do coeficiente de impacto, como mostrada na Figura 2.7.

$$R1 = 22,1 \times 1,344$$

$$R1 = 29,70 \text{ kN/m}$$

$$R2 = 125,8 \times 1,344$$

$$R2 = 169,07 \text{ kN (Carga por eixo do trem-tipo)}$$

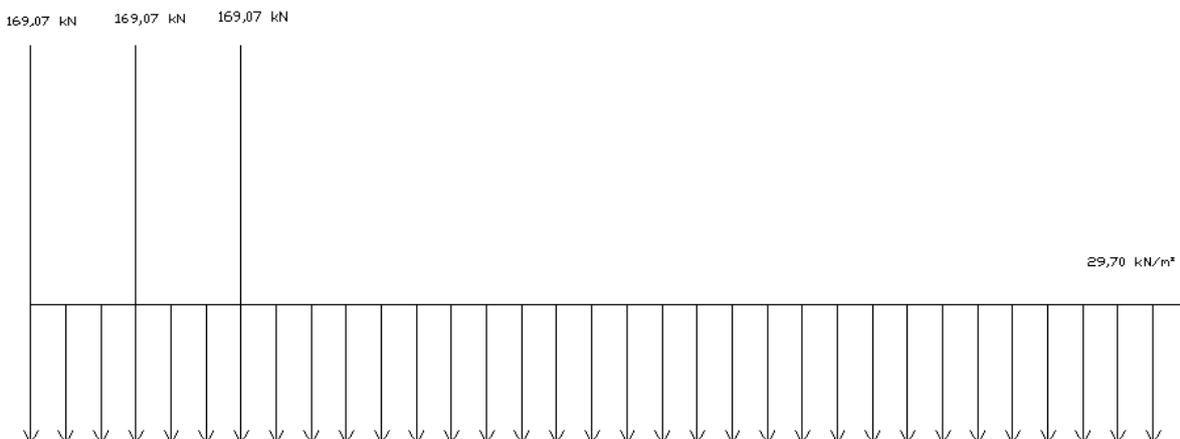


Figura 2.7 – Trem tipo da viga principal

2.1.1.3 – Cálculo das cargas acidentais

As cargas referentes à laje de transição foram consideradas como cargas acidentais.

Cargas acidentais			
Laje de transição			
A(m²)	L(m)	P.especifico(kN/m³)	Força(kN)
1,2	9,5	25	142,5
Cada viga(kN)			71,25

Laje de transição(aterro)			
A(m²)	L(m)	P.especifico(kN/m³)	Força(kN)
1,2	9,5	18	102,6
Cada viga(kN)			51,3

Pavimento			
A(m²)	L(m)	P.especifico(kN/m³)	Força(kN)
0,38	4	24	1,52
Cada viga(kN)			0,76

Total (kN)	123,31
-------------------	--------

Mostra-se na Figura 2.8 o esquema longitudinal devido às cargas acidentais.

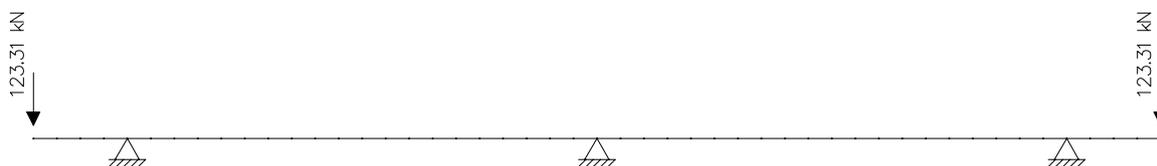


Figura 2.8 – Esquema longitudinal devido às cargas acidentais

2.1.2 – Cálculo dos Esforços Solicitantes

O modelo longitudinal para cálculo dos esforços solicitantes apresenta 49 nós (seções) e 48 elementos. Os apoios foram considerados como os de uma viga com três apoios e dois balanços extremos.

2.1.2.1 – Diagramas de Esforços das Cargas Permanentes

Os diagramas de esforços das cargas permanentes são mostrados nas Figuras 2.9 a 2.12.

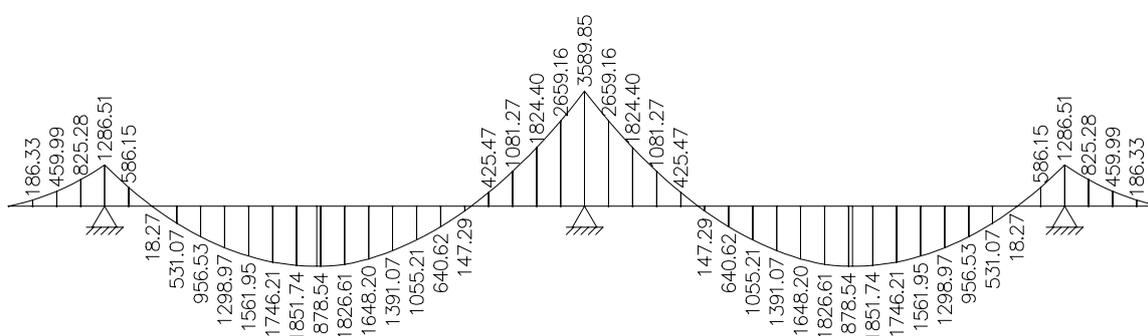


Figura 2.9 – Diagrama de momento fletor referente às cargas permanentes (kNm)

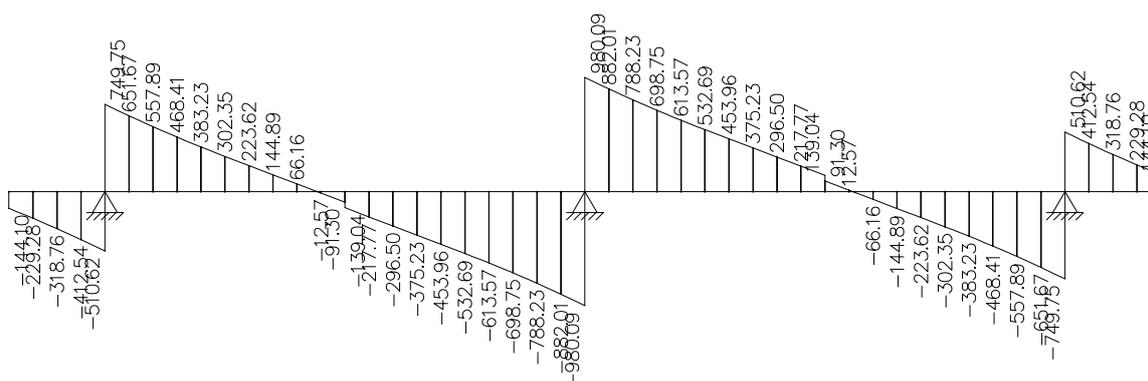


Figura 2.10 – Diagrama de esforço cortante referente às cargas permanentes (kN)

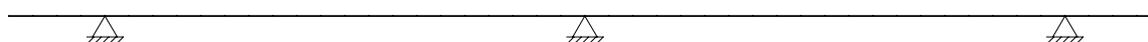


Figura 2.11 – Diagrama de esforço normal referente às cargas permanentes (kN)

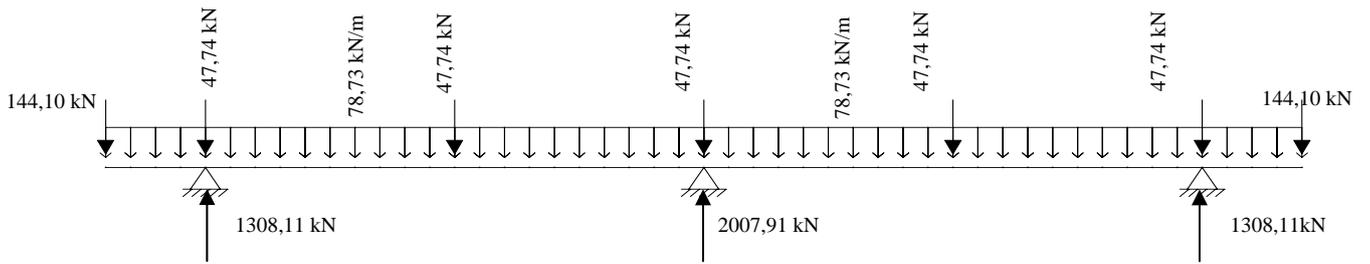


Figura 2.12 – Reações de apoio referente às cargas permanentes

2.1.2.2 – Diagramas de Esforços das Cargas Acidentais

Os diagramas de esforços das cargas acidentais são mostrados nas Figuras 2.13 a 2.16.

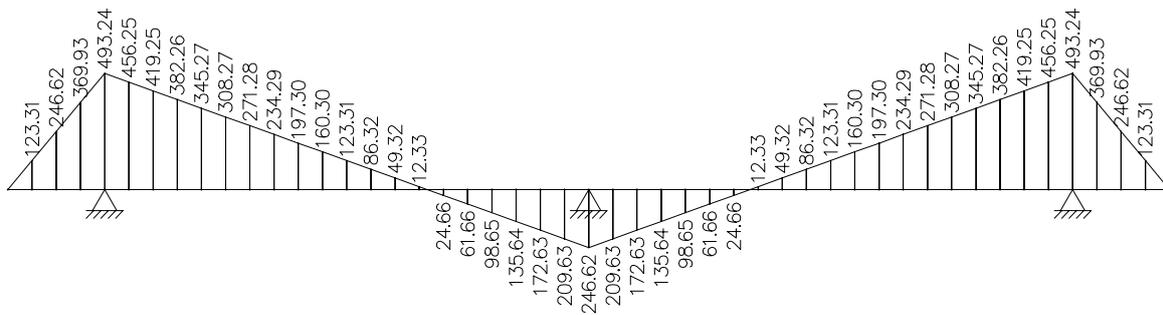


Figura 2.13 – Diagrama de momento fletor referente às cargas acidentais (kNm)

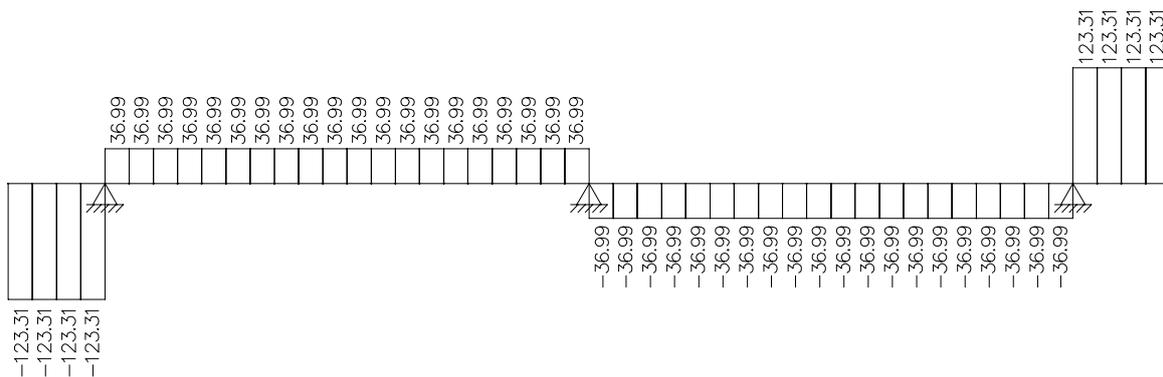


Figura 2.14 – Diagrama de esforço cortante referente às cargas acidentais (kN)

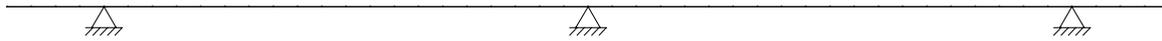


Figura 2.15 – Diagrama de esforço normal referente às cargas acidentais (kN)

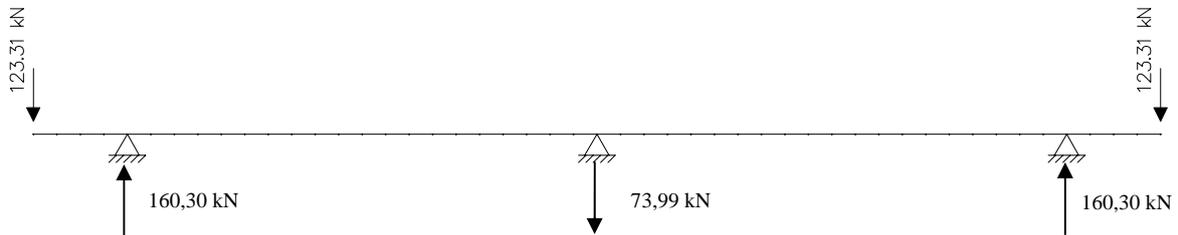


Figura 2.16 – Reações de apoio referente às cargas acidentais

2.1.2.3 – Esforços das Cargas Móveis

Para cada secção da viga principal, posiciona-se o trem-tipo nas posições mais desfavoráveis, obtendo-se as envoltórias de momentos fletores, esforços cortantes e reações de apoio. Sendo a viga dimensionada para os valores dessas envoltórias, a resistência estará assegurada para uma posição qualquer da carga móvel, uma vez que as solicitações correspondentes a esta posição particular estarão compreendidas entre as que foram determinadas para as posições mais desfavoráveis das cargas. A tabela 2.1 mostra os valores de esforços máximos e mínimos em cada secção da viga principal em função da carga móvel. Para a determinação desses esforços, foi utilizado o programa computacional SALT (2000).

29	MZ	F	0.00	-456.49	0.00	0.00	0.00	
1074.75								
			0.00	-252.68	0.00	0.00	0.00	-
686.49								
30	MZ	F	0.00	-405.17	0.00	0.00	0.00	
1480.94								
			0.00	-222.98	0.00	0.00	0.00	-
448.66								
31	MZ	F	0.00	-352.52	0.00	0.00	0.00	
1831.49								
			0.00	-193.28	0.00	0.00	0.00	-
240.54								
32	MZ	F	0.00	-298.63	0.00	0.00	0.00	
2121.27								
			0.00	-163.58	0.00	0.00	0.00	-
62.11								
33	MZ	F	0.00	-243.60	0.00	0.00	0.00	
2345.53								
			0.00	-133.88	0.00	0.00	0.00	
86.62								
34	MZ	F	0.00	-187.53	0.00	0.00	0.00	
2499.89								
			0.00	-104.18	0.00	0.00	0.00	
205.64								
35	MZ	F	0.00	38.57	0.00	0.00	0.00	
2580.37								
			0.00	52.71	0.00	0.00	0.00	
171.60								
36	MZ	F	0.00	96.45	0.00	0.00	0.00	
2583.33								
			0.00	82.41	0.00	0.00	0.00	
104.04								
37	MZ	F	0.00	155.09	0.00	0.00	0.00	
2505.56								
			0.00	112.11	0.00	0.00	0.00	
6.78								
38	MZ	F	0.00	214.40	0.00	0.00	0.00	
2344.20								
			0.00	141.81	0.00	0.00	0.00	-
120.18								
39	MZ	F	0.00	398.26	0.00	0.00	0.00	
2124.95								
			0.00	171.51	0.00	0.00	0.00	-
276.84								
40	MZ	F	0.00	457.87	0.00	0.00	0.00	
1831.48								
			0.00	201.21	0.00	0.00	0.00	-
463.19								
41	MZ	F	0.00	518.00	0.00	0.00	0.00	
1450.06								
			0.00	230.91	0.00	0.00	0.00	-
679.25								
42	MZ	F	0.00	578.56	0.00	0.00	0.00	
978.92								
			0.00	260.61	0.00	0.00	0.00	-
925.01								
43	MZ	F	0.00	639.46	0.00	0.00	0.00	
416.71								
			0.00	290.31	0.00	0.00	0.00	-
1200.47								

44	MZ	F	0.00	-33.08	0.00	0.00	0.00	-
237.60			0.00	94.10	0.00	0.00	0.00	-
1505.62								
45	MZ	F	0.00	-89.10	0.00	0.00	0.00	-
133.65			0.00	-427.24	0.00	0.00	0.00	-
894.46								
46	MZ	F	0.00	-59.40	0.00	0.00	0.00	-
59.40			0.00	-397.54	0.00	0.00	0.00	-
482.07								
47	MZ	F	0.00	-14.85	0.00	0.00	0.00	-
14.85			0.00	-183.92	0.00	0.00	0.00	-
183.92								
48	MZ	F	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00								

A tabela 2.2 mostra as reações máximas e mínimas nos apoios da viga principal em função da carga móvel.

Tabela 2.2 – Valores extremos de reações de apoio devido às cargas móveis

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e r e a ç ã o
(no sistema global)

nó	reação	força x	força y	força z	momento x	momento y	momento z
5	FY	0.00	946.02	0.00	0.00	0.00	-0.00
		0.00	311.62	0.00	0.00	0.00	0.00
25	FY	0.00	1210.61	0.00	0.00	0.00	0.00
		0.00	611.39	0.00	0.00	0.00	-0.00
45	FY	0.00	946.02	0.00	0.00	0.00	0.00
		0.00	311.62	0.00	0.00	0.00	-0.00

2.1.2 – Combinação dos Esforços Solicitantes

O carregamento a ser considerado é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Segundo a Norma NBR-6118 (2003), o cálculo da combinação última das ações para o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto armado deve obedecer à seguinte equação:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

sendo:

F_d = Valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ = ações indiretas permanentes (retração e temperatura);

F_{qk} = ações variáveis diretas, na qual F_{q1k} é escolhida como principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ = coeficientes de ponderação de combinação das ações

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ = coeficientes de ponderação das ações.

Deste modo, serão consideradas duas combinações:

Combinação 1: Para as envoltórias máximas e mínimas em todas as seções em que não ocorra a inversão de momentos.

$$F_d = 1,4 \times F_{gk} + 1,4 \times F_{qk^1} + 1,4 \times F_{qk^2}$$

Combinação 2: Para as envoltórias máximas e mínimas nos casos em que a carga permanente venha a reduzir os momentos negativos, como em seções próximas dos apoios

$$F_d = 0,9 \times F_{gk} + 1,4 \times F_{qk^1} + 1,4 \times F_{qk^2}$$

A tabela 2.3 mostra os valores da envoltória de momento fletor devido às combinações acima e considerando as cargas acidentais.

Tabela 2.3 – Valores da envoltória de momento fletor devido às combinações e considerando as cargas acidentais

Seção	Momento Fletor (kNm)					
	Carga Permanente	Carga Móvel		Carga Acidental	Envoltória	
		Positiva	Negativa		Max	Min
1	0	0	0	0	0	0
2	-186,33	-14,85	-183,92	-123,31	-454,29	-690,98
3	-459,99	-59,40	-482,08	-246,62	-1072,41	-1664,17
4	-825,28	-133,65	-894,47	-369,93	-1860,40	-2925,55
5	-1286,51	-237,60	-1505,63	-393,24	-2684,29	-4459,53
6	-586,15	416,71	-1200,47	-456,25	-582,89	-2846,94
7	18,27	978,92	-925,01	-419,25	809,12	-1856,39
8	531,07	1450,06	-679,25	-382,26	2238,42	-742,62
9	956,53	1831,48	-463,19	-345,27	3419,84	207,30
10	1298,97	2124,95	-276,84	-308,27	4361,91	999,40
11	1561,95	2344,20	-120,18	-271,28	5088,82	1638,69
12	1746,21	2505,56	6,78	-234,29	5624,47	2126,18
13	1851,74	2583,33	104,04	-197,30	5932,88	2461,87
14	1878,54	2580,37	171,60	-160,30	6018,05	2645,78
15	1826,61	2499,89	205,64	-123,31	5884,47	2672,52
16	1648,20	2345,53	86,62	-86,32	5470,37	2307,90
17	1391,07	2121,27	-62,11	-49,32	4848,23	1791,50
18	1055,21	1831,49	-240,54	-12,33	4024,12	1123,28
19	640,62	1480,94	-448,66	24,66	3004,71	303,27
20	147,29	1074,75	-686,49	61,66	1797,18	-668,56
21	-425,47	618,45	-954,01	98,65	621,02	-1580,43
22	-1081,27	117,93	-1251,24	135,64	-618,15	-2534,98
23	-1824,40	-420,54	-1578,16	172,63	-2901,23	-4521,90
24	-2659,16	-722,92	-1934,79	209,63	-4441,43	-6138,05
25	-3589,85	-1045,47	-2321,12	246,62	-6144,18	-7930,09
26	-2659,16	-722,92	-1934,79	209,63	-4441,43	-6138,05
27	-1824,40	-420,54	-1578,16	172,63	-2901,23	-4521,90
28	-1081,27	117,93	-1251,24	139,64	-612,55	-2529,38
29	-425,47	618,45	-954,01	98,65	621,02	-1580,43
30	147,29	1074,75	-686,49	61,66	1797,18	-668,56
31	640,62	1480,94	-448,66	24,66	3004,71	303,27
32	1055,21	1831,49	-240,54	-12,33	4024,12	1123,28
33	1391,07	2121,27	-62,11	-49,32	4848,23	1791,50
34	1648,20	2345,53	86,62	-86,32	5470,37	2307,90
35	1826,61	2499,89	205,64	-123,31	5884,47	2672,52
36	1878,54	2580,37	171,60	-160,30	6018,05	2645,78
37	1851,74	2583,33	104,04	-197,30	5932,88	2461,87
38	1746,21	2505,56	6,78	-234,29	5624,47	2126,18
39	1561,95	2344,20	-120,18	-271,28	5088,82	1638,69
40	1298,97	2124,95	-276,84	-308,27	4361,91	999,40
41	956,53	1831,48	-463,19	-345,27	3419,84	207,30
42	531,07	1450,06	-679,25	-382,26	2238,42	-742,62
43	18,27	978,92	-925,01	-419,25	809,12	-1856,39
44	-586,15	416,71	-1200,47	-456,25	-582,89	-2846,94
45	-1286,51	-237,60	-1505,63	-493,24	-2824,29	-4599,53
46	-825,28	-133,65	-894,47	-369,93	-1860,40	-2925,55
47	-459,99	-59,40	-482,08	-246,62	-1072,41	-1664,17

48	-186,33	-14,85	-183,92	-123,31	-454,29	-690,98
49	0	0	0	0	0	0

A Figura 2.17 mostra o gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e considerando as cargas acidentais.

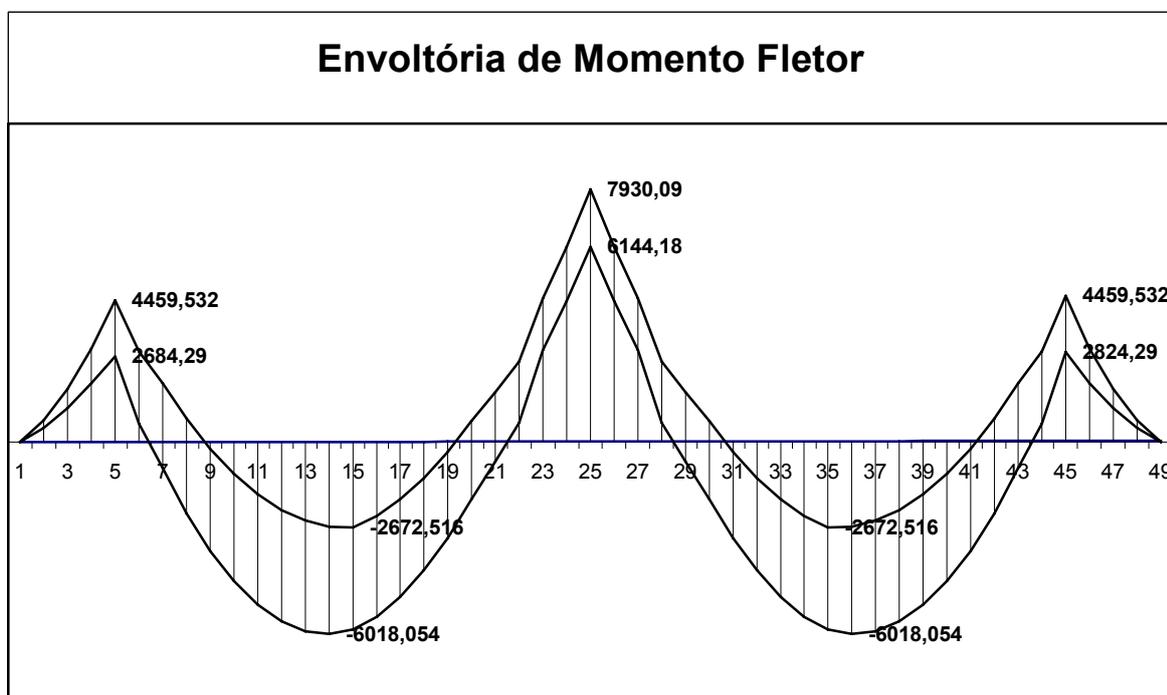


Figura 2.17 - Gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e considerando as cargas acidentais (kNm)

A tabela 2.4 mostra os valores da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais.

Tabela 2.4 – Valores da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais

Seção	Momento Fletor (kNm)				
	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltória	
		Max	Min	Max	Min
1	0	0	0	0,00	0,00
2	-186,33	-14,85	-183,92	-281,65	-518,35
3	-459,99	-59,40	-482,08	-727,15	-1318,90
4	-825,28	-133,65	-894,47	-1342,50	-2407,65
5	-1286,51	-237,60	-1505,63	-2133,75	-3909,00
6	-586,15	416,71	-1200,47	55,86	-2208,19
7	18,27	978,92	-925,01	1396,07	-1269,44
8	531,07	1450,06	-679,25	2773,58	-207,45

9	956,53	1831,48	-463,19	3903,21	690,68
10	1298,97	2124,95	-276,84	4793,49	1430,98
11	1561,95	2344,20	-120,18	5468,61	2018,48
12	1746,21	2505,56	6,78	5952,48	2454,19
13	1851,74	2583,33	104,04	6209,10	2738,09
14	1878,54	2580,37	171,60	6242,47	2870,20
15	1826,61	2499,89	205,64	6057,10	2845,15
16	1648,20	2345,53	86,62	5591,22	2428,75
17	1391,07	2121,27	-62,11	4917,28	1860,54
18	1055,21	1831,49	-240,54	4041,38	1140,54
19	640,62	1480,94	-448,66	2970,18	268,74
20	147,29	1074,75	-686,49	1710,86	-754,88
21	-425,47	618,45	-954,01	482,91	-1718,54
22	-1081,27	117,93	-1251,24	-808,04	-2724,88
23	-1824,40	-420,54	-1578,16	-3142,92	-4763,58
24	-2659,16	-722,92	-1934,79	-4734,91	-6431,53
25	-3589,85	-1045,47	-2321,12	-6489,45	-8275,36
26	-2659,16	-722,92	-1934,79	-4734,91	-6431,53
27	-1824,40	-420,54	-1578,16	-3142,92	-4763,58
28	-1081,27	117,93	-1251,24	-808,04	-2724,88
29	-425,47	618,45	-954,01	482,91	-1718,54
30	147,29	1074,75	-686,49	1710,86	-754,88
31	640,62	1480,94	-448,66	2970,18	268,74
32	1055,21	1831,49	-240,54	4041,38	1140,54
33	1391,07	2121,27	-62,11	4917,28	1860,54
34	1648,20	2345,53	86,62	5591,22	2428,75
35	1826,61	2499,89	205,64	6057,10	2845,15
36	1878,54	2580,37	171,60	6242,47	2870,20
37	1851,74	2583,33	104,04	6209,10	2738,09
38	1746,21	2505,56	6,78	5952,48	2454,19
39	1561,95	2344,20	-120,18	5468,61	2018,48
40	1298,97	2124,95	-276,84	4793,49	1430,98
41	956,53	1831,48	-463,19	3903,21	690,68
42	531,07	1450,06	-679,25	2773,58	-207,45
43	18,27	978,92	-925,01	1396,07	-1269,44
44	-586,15	416,71	-1200,47	55,86	-2208,19
45	-1286,51	-237,60	-1505,63	-2133,75	-3909,00
46	-825,28	-133,65	-894,47	-1342,50	-2407,65
47	-459,99	-59,40	-482,08	-727,15	-1318,90
48	-186,33	-14,85	-183,92	-281,65	-518,35
49	0	0	0	0,00	0,00

A Figura 2.18 mostra o gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais.

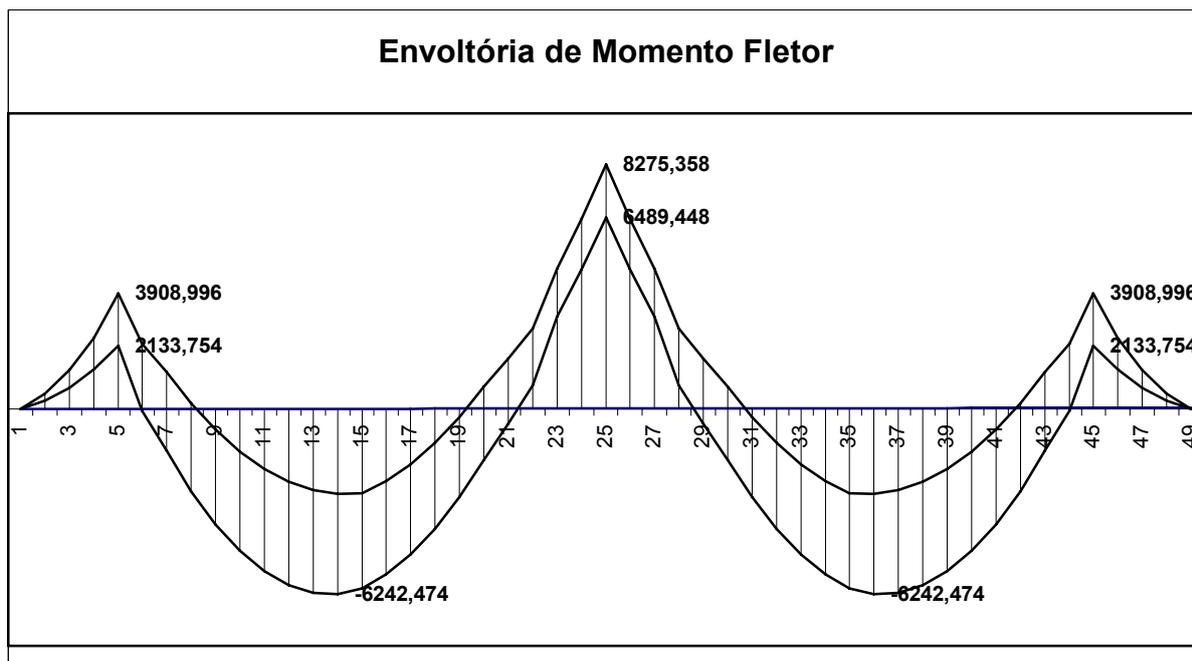


Figura 2.18 - Gráfico da envoltória de momento fletor devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais (kNm)

A tabela 2.5 mostra os valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e considerando as cargas acidentais.

Tabela 2.5 – Valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e considerando as cargas acidentais

Seção	Esforço Cortante (kN)					
	Carga Permanente	Carga Móvel		Carga Acidental	Envoltoria	
		Positivo	Negativo		Max	Min
1	-144,10	198,77	0,00	-123,31	-24,05	145,23
2	-229,28	397,54	0,00	-123,31	177,57	606,38
3	-318,76	596,31	0,00	-123,31	375,32	1062,12
4	-412,54	626,01	0,00	-123,31	332,49	1028,90
5e	-510,62	0,00	-470,39	-123,31	-632,19	-1543,61
5d	749,75	0,00	-470,39	36,99	726,56	358,64
6	651,67	-260,61	-409,49	36,99	273,44	-555,33
7	557,89	0,00	-348,93	36,99	553,89	286,94
8	468,41	0,00	-288,80	36,99	473,36	258,38
9	383,23	0,00	-229,19	36,99	396,69	234,50
10	302,35	0,00	-141,81	36,99	323,90	254,93
11	223,62	13,98	-112,11	36,99	384,43	393,82
12	144,89	72,62	-82,41	36,99	356,30	448,80
13	66,16	130,50	-152,71	36,99	327,11	361,61
14	-12,57	187,53	0,00	36,99	303,02	593,00
15e	-91,30	243,60	0,00	36,99	310,66	654,16
15d	-139,04	243,60	0,00	36,99	267,69	594,01
16	-217,77	298,63	0,00	36,99	273,88	652,19
17	-296,50	352,52	0,00	36,99	278,46	707,12
18	-375,23	405,17	0,00	36,99	281,32	758,50
19	-453,96	456,49	0,00	36,99	282,31	806,07

20	-532,69	506,39	0,00	36,99	281,31	849,59
21	-613,57	554,76	0,00	36,99	276,24	886,02
22	-698,75	601,51	0,00	36,99	265,03	912,39
23	-788,23	371,48	0,00	36,99	-137,55	141,76
24	-882,01	401,18	0,00	36,99	-180,37	108,54
25e	-980,09	0,00	-371,48	36,99	-830,30	-1682,49
25d	980,09	0,00	-371,48	-36,99	830,30	642,34
26	882,01	0,00	-601,51	-36,99	742,02	196,72
27	788,23	0,00	-554,76	-36,99	657,62	144,01
28	698,75	0,00	-506,39	-36,99	577,09	98,98
29	613,57	0,00	-456,49	-36,99	500,43	61,51
30	532,69	0,00	-405,17	-36,99	427,64	31,45
31	453,96	0,00	-352,52	-36,99	356,78	5,96
32	375,23	0,00	-298,63	-36,99	285,92	-17,79
33	296,50	0,00	-253,60	-36,99	215,06	-53,95
34	217,77	0,00	-187,53	-36,99	144,21	-60,65
35e	139,04	52,71	0,00	-36,99	216,66	350,77
35d	91,30	52,71	0,00	-36,99	149,83	257,20
36	12,57	96,45	0,00	-36,99	100,84	227,98
37	-66,16	155,09	0,00	-36,99	105,80	287,70
38	-144,89	214,40	0,00	-36,99	117,97	358,12
39	-223,62	398,26	0,00	-36,99	304,52	784,76
40	-302,35	457,87	0,00	-36,99	317,12	856,05
41	-383,23	518,00	0,00	-36,99	328,51	926,11
42	-468,41	578,56	0,00	-36,99	336,63	991,98
43	-557,89	639,46	0,00	-36,99	341,36	1053,41
44	-651,67	94,10	-333,08	-36,99	-506,55	-1090,79
45e	-749,75	0,00	-427,24	-36,99	-726,56	-1615,32
45d	510,60	0,00	-427,24	123,31	632,17	286,91
46	412,54	0,00	-397,54	123,31	543,92	204,93
47	318,76	0,00	-183,92	123,31	459,52	385,84
48	229,28	0,00	0,00	123,31	378,99	530,58
49	144,10	0	0	123,31	302,32	423,25

A tabela 2.6 mostra os valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais.

Tabela 2.6 – Valores da envoltória de esforço cortante devido às combinações e desconsiderando as cargas acidentais

Esforço Cortante (kN)					
Seção	Carga Permanente	Carga Móvel		Envoltoria	
		Positivo	Negativo	Max	Min
1	-144,10	198,77	0,00	148,59	-129,69
2	-229,28	397,54	0,00	350,20	-206,35
3	-318,76	596,31	0,00	547,95	-286,88
4	-412,54	626,01	0,00	505,13	-371,29
5e	-510,62	0,00	-470,39	-459,56	-1118,10
5d	749,75	0,00	-470,39	674,78	16,23
6	651,67	-260,61	-409,49	221,65	13,22
7	557,89	0,00	-348,93	502,10	13,60

8	468,41	0,00	-288,80	421,57	17,25
9	383,23	0,00	-229,19	344,91	24,04
10	302,35	0,00	-141,81	272,12	73,58
11	223,62	13,98	-112,11	332,64	156,11
12	144,89	72,62	-82,41	304,51	87,47
13	66,16	130,50	-152,71	275,32	-121,17
14	-12,57	187,53	0,00	251,23	-11,31
15e	-91,30	243,60	0,00	258,87	-82,17
15d	-139,04	243,60	0,00	215,90	-125,14
16	-217,77	298,63	0,00	222,09	-195,99
17	-296,50	352,52	0,00	226,68	-266,85
18	-375,23	405,17	0,00	229,53	-337,71
19	-453,96	456,49	0,00	230,52	-408,56
20	-532,69	506,39	0,00	229,53	-479,42
21	-613,57	554,76	0,00	224,45	-552,21
22	-698,75	601,51	0,00	213,24	-628,88
23	-788,23	371,48	0,00	-189,34	-709,41
24	-882,01	401,18	0,00	-232,16	-793,81
25e	-980,09	0,00	-371,48	-882,08	-1402,15
25d	980,09	0,00	-371,48	882,08	362,01
26	882,01	0,00	-601,51	793,81	-48,30
27	788,23	0,00	-554,76	709,41	-67,26
28	698,75	0,00	-506,39	628,88	-80,07
29	613,57	0,00	-456,49	552,21	-86,87
30	532,69	0,00	-405,17	479,42	-87,82
31	453,96	0,00	-352,52	408,56	-84,96
32	375,23	0,00	-298,63	337,71	-80,37
33	296,50	0,00	-253,60	266,85	-88,19
34	217,77	0,00	-187,53	195,99	-66,55
35e	139,04	52,71	0,00	268,45	194,66
35d	91,30	52,71	0,00	201,61	127,82
36	12,57	96,45	0,00	152,63	17,60
37	-66,16	155,09	0,00	157,58	-59,54
38	-144,89	214,40	0,00	169,76	-130,40
39	-223,62	398,26	0,00	356,31	-201,26
40	-302,35	457,87	0,00	368,90	-272,12
41	-383,23	518,00	0,00	380,29	-344,91
42	-468,41	578,56	0,00	388,42	-421,57
43	-557,89	639,46	0,00	393,14	-502,10
44	-651,67	94,10	-333,08	-454,76	-1052,82
45e	-749,75	0,00	-427,24	-674,78	-1272,91
45d	510,60	0,00	-427,24	459,54	-138,60
46	412,54	0,00	-397,54	371,29	-185,27
47	318,76	0,00	-183,92	286,88	29,40
48	229,28	0,00	0,00	206,35	206,35
49	144,10	0	0	129,69	129,69

A tabela 2.7 mostra os valores da envoltória de reações de apoio devido às combinações e considerando as reações das cargas acidentais.

Tabela 2.7 – Valores da envoltória de reações de apoio devido às combinações e considerando as reações das cargas acidentais

Combinação das reações de apoio (kN)				
Apoio	Permanente	Móvel	Acidental	Envoltória
5	1408,11	946,02	160,3	3520,202
25	2295,91	1210,61	0	4909,128
45	1408,11	946,02	160,3	3520,202

2.2 – Dimensionamento das Vigas Principais

2.2.1 – Dimensionamento à flexão, sem efeito de fadiga

As seções sujeitas a momento positivo funcionam como vigas “T”, uma vez que a laje do tabuleiro também contribui para a resistência à flexão.

Na Figura 2.19, acha-se desenhada a seção transversal da viga “T” na parte central dos tramos, onde a largura da alma é de 50 cm. Geralmente, nas vigas “T” de pontes em concreto, a largura total da mesa de compressão é superabundante, em decorrência do seu dimensionamento como laje do tabuleiro.

O dimensionamento da viga “T” é, entretanto, feita com a largura efetiva b_f .

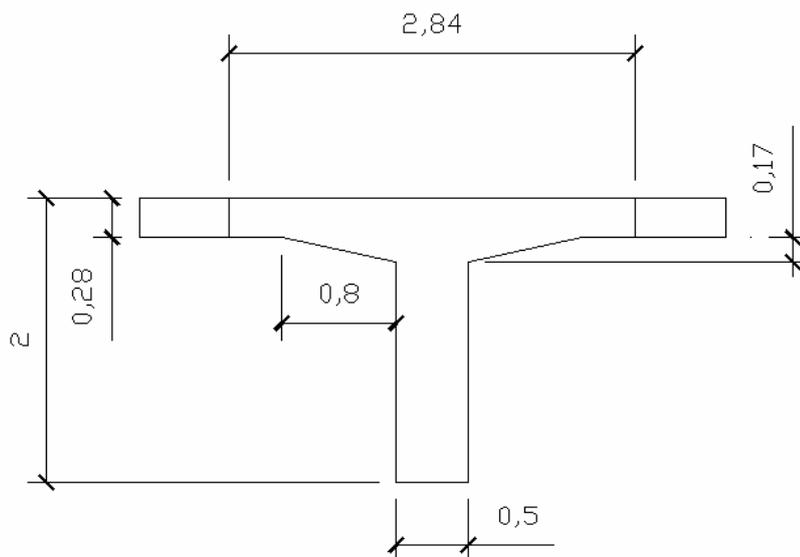


Figura 2.19 – Viga “T”

2.2.1.1 – Determinação da largura efetiva da mesa

Para o cálculo de b_f , de acordo com a norma NBR-6118, são definidas as seguintes variáveis:

b_w = largura real da nervura;

b_a = largura da nervura fictícia, obtida aumentando-se a largura real para cada lado de valor igual ao menor cateto da mística correspondente;

b_2 = distância entre as faces das nervuras fictícias sucessivas.

Estas variáveis são indicadas na Figura 2.20.

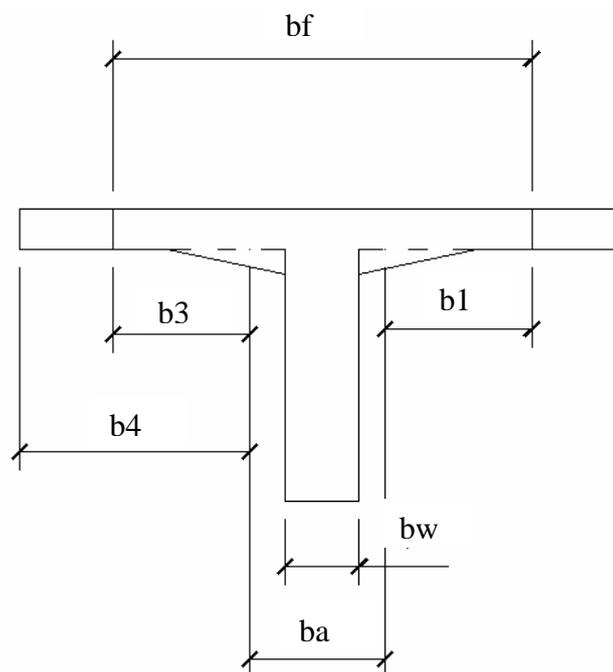


Figura 2.20 – Largura efetiva da mesa segundo a NBR – 6118

Os trechos b_1 e b_3 indicados na figura 2.20, medidos a partir da face da nervura fictícia, são dados por

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1a \\ 0,5b_2 \end{cases} \quad b_3 \leq \begin{cases} 0,1a \\ b_4 \end{cases}$$

em que a representa a distância entre os pontos de momento fletor nulo.

A distância a pode ser estimada em função do comprimento l do tramo considerado, como:

- tramo com momento fletor nas duas extremidades = $a = 0,60l$

Portanto, a largura efetiva da mesa é dada por:

$$b_f = b_3 + b_a + b_1$$

A tabela 2.8 mostra o valor da largura efetiva da mesa na parte central do tramo da ponte.

Tabela 2.8 – Largura efetiva da mesa na parte central do tramo da ponte

Largura Efetiva da Mesa	
a (m)	12
b2 (m)	5,34
b1 (m)	1,2
b4 (m)	1
b3 (m)	1
b _a (m)	0,84

b _f (m)	2,84
--------------------	------

2.2.1.2 – Dimensionamento da viga “T”

O dimensionamento de seções “T” pode ser feito de acordo com a seguinte seqüência de cálculos:

a) Calcula-se $\mu = \frac{Md}{b_f d^2 \sigma_{cd}}$ (momento reduzido solicitante)

e também:

$$\beta_f = \frac{hf}{d}; \quad \beta_w = \frac{bw}{b_f} \quad (\text{relação geométrica})$$

a) Entrando nas tabelas 4.2.1 e 4.2.2 com β_f e β_w , obtém-se μ_{lim} . (Araújo, 2003)

b) Dimensionando com armadura simples ($\mu \leq \mu_{lim}$)

Calcula-se $\mu_f = \beta_f \left(1 - \frac{\beta_f}{2}\right)$;

Caso1) $\mu \leq \mu_f \Rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$

Caso2) $\mu > \mu_f \Rightarrow \mu^* = \frac{\mu - \mu_f}{\beta_w} + \mu_f$

$$\omega = \beta_f(1 - \beta_w) + \beta_w(1 - \sqrt{1 - 2\mu^*})$$

A área da armadura da tração é calculada por: $A_s = \omega b_f d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$

c) Armadura mínima:

$$A_{s, \min} = \rho \min A_c,$$

Nestas expressões, tem-se:

A_c = a área da seção transversal, considerando-se a mesa e a nervura.

b_f = largura da mesa

h = altura total da seção

h_f = espessura da mesa

d = altura útil da mesa

A_s = área da armadura tracionada

O momento fletor de cálculo (M_d) é o máximo esforço da envoltória de momentos fletores no trecho considerado.

A tabela 2.9 mostra os dados utilizados para o dimensionamento à flexão e o cálculo da armadura longitudinal devido ao momento positivo.

Tabela 2.9 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento positivo

Dimensionamento da Viga Principal (Momento Positivo "Seção T")					
Dados da Viga		Largura Efetiva da Mesa		Dimensionamento	
bw (m)	0,50	a (m)	12	Md (kNm)	6242,474
h (m)	2,00	b2 (m)	5,34		
hf (m)	0,28	b1 (m)	1,2	μ	0,038173623
d (m)	1,95	b4 (m)	1	β_f	0,143759306
ϕ (mm) flex.	32	b3 (m)	1	β_w	0,176056338
ϕ (mm) cort.	6,30	ba (m)	0,84	μ_{lim}	0,175389596
A ϕ flexao	8,0425				Armadura Simples
A ϕ cortante	0,3117			μ_f	0,133425937
l (m)	20,00			ω	0,038931451
misula1 (m)	0,17				
misula 2 (m)	0,17			As (m ²)	0,007517955
Fck (MPa)	25				
Fcd (MPa)	17,86			ρ_{min} (%)	0,15
σ_{cd} (MPa)	15,18			Ac	1,85
aço	CA-50			As,min (m ²)	0,002775
ξ_{lim}	0,617				
fyk (MPa)	500				
Fyd (MPa)	434,78	bf (m)	2,84	As (cm²)	75,18

nº de barras	10
--------------	-----------

Nos trechos onde o momento fletor é negativo, a viga funcionará como uma viga de seção retangular com largura bw e altura h. A tabela 2.10 mostra os dados utilizados para o dimensionamento à flexão e o cálculo da armadura longitudinal devido ao momento negativo nos apoios extremos.

Tabela 2.10 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento negativo

Viga Principal (Momento Negativo "Seção Retangular") Apoios extremos			
Dados da Viga		Dimensionamento	
bw (m)	0,50	Md (kNm)	4599,532
h (m)	2,00		
d (m)	1,95	μ	0,159760206
ϕ (mm) fl	32	μ_{lim}	0,37177952
ϕ (mm) co	6,30		Armadura Simples
A ϕ flexao	8,0425		
A ϕ cort.	0,3117	ξ	0,218860167
l (m)	20,00		

misula1 (m)	0,17		
misula 2 (m)	0,17		
Fck (MPa)	25	As (m ²)	0,005952611
Fcd (MPa)	17,86		
σ_{cd} (MPa)	15,18	ρ_{min} (%)	0,15
Aço	CA-50	Ac	1
ξ_{lim}	0,617	As,min (m ²)	0,0015
fyk (MPa)	500		
Fyd (MPa)	434,78		
		As (cm²)	59,53

nº de barras	8
---------------------	----------

A tabela 2.11 mostra os dados utilizados para o dimensionamento à flexão e o cálculo da armadura longitudinal devido ao momento negativo no apoio central.

Tabela 2.11 – Dimensionamento à flexão da viga "T" devido ao momento negativo no apoio central

Dimensionamento da Viga Principal (Momento Negativo "Seção Retangular") Apoio Central			
Dados da Viga		Dimensionamento	
Bw	1,00	Md	8275,358
H	2,00		
D	1,94	μ	0,144637565
ϕ (mm) fl	32	μ_{lim}	0,37177952
ϕ (mm) co	12,50	\square	Armadura Simples
A ϕ flexao	8,0425		
A ϕ cort.	1,2272	ξ	0,196193752
L	20,00	\square	
misula1	0,17	\square	
misula 2	0,17		
Fck	25	As (m ²)	0,010638277
Fcd	17,86		
σ_{cd}	15,18	ρ_{min} (%)	0,15
aço	CA-50	Ac	1
ξ_{lim}	0,617	As,min (m ²)	0,0015
fyk	500		
Fyd	434,78		
		As (cm²)	106,38

nº de barras

14

2.2.2 – Dimensionamento ao Esforço Cortante

A seguir são apresentadas as considerações da NBR-6118 sobre o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto armado. São aplicáveis às peças lineares com armaduras de cisalhamento e nas quais $b_w \leq 5d$, sendo b_w e d a largura e a altura útil da seção transversal, respectivamente.

A tensão convencional de cisalhamento, τ_{wd} , é dada por

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{b_w d}$$

onde Vd é o esforço cortante de cálculo.

A dimensão b_w é igual à largura das seções retangulares ou à largura da nervura das seções “T”. Se a largura da nervura for variável, deve-se adotar a menor largura ao longo da altura útil.

Para evitar o esmagamento da biela de compressão, deve-se impor a seguinte condição:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

A tensão limite τ_{wu} é dada por:

$$\tau_{wu} = 0,27\alpha_v fcd$$

sendo fcd a resistência de cálculo à compressão do concreto e

$$\alpha_v = 1 - \frac{fck}{250}$$

onde fck é considerado MPa.

Se a desigualdade dada não for atendida, deve-se alterar as dimensões da seção transversal da peça.

A tensão τ_d , para o cálculo da armadura transversal, é dada por:

$$\tau_d = 1,11(\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0$$

onde τ_c é dado na NBR-6118 em função da resistência à tração de cálculo do concreto, como:

$$\tau_c = \psi_3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}}, \text{ em MPa}$$

sendo:

$$\psi_3 = 0,09 \text{ (flexão simples)}$$

As armaduras necessárias são obtidas com a equação:

-Estribos verticais:

$$A_{sw} = 100bw \frac{\tau_d}{f_{yd}}, \text{ em cm}^2/\text{m}$$

com $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$.

$$A_{sw, \min} = \rho_{w, \min} 100bw, \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\rho_{w, \min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

A viga principal foi dividida em seis trechos com seus respectivos valores máximos de esforços cortantes. (Figura 2.20)

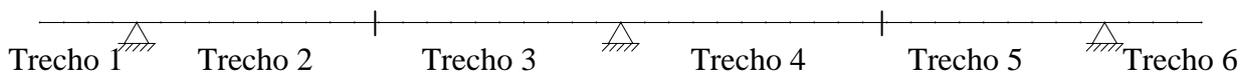


Figura 2.21 – Divisão de trechos para dimensionamento à cortante

O dimensionamento ao esforço cortante é mostrado na tabela 2.12 e a definição dos estribos, na tabela 2.13.

Tabela 2.12 - Dimensionamento ao esforço cortante.

Dimensionamento a Cortante da Viga Principal					
	bw (m)	d (m)	Vd (kN)	τ_{wd} (MPa)	τ_{wu} (MPa)
Trecho 1	0,50	1,95	1543,61	1,59	4,34
Trecho 2	0,50	1,95	726,56	0,75	4,34
Trecho 3	0,50	1,95	1682,49	1,73	4,34
Trecho 4	0,50	1,95	830,30	0,85	4,34
Trecho 5	0,50	1,95	1615,32	1,66	4,34
Trecho 6	0,50	1,95	632,17	0,65	4,34

Condição	τ_c (MPa)	τ_d	Asw	ρ_{wmin}	Asw, min (cm²)	Asw (cm²)
OK	0,77	0,91	10,41	0,10	7,00	10,41
OK	0,77	-0,03	-0,30	0,10	7,00	7,00
OK	0,77	1,06	12,23	0,10	7,00	12,23
OK	0,77	0,09	1,06	0,10	7,00	7,00
OK	0,77	0,99	11,35	0,10	7,00	11,35
OK	0,77	-0,13	-1,54	0,10	7,00	7,00

ϕ (mm)	10
A ϕ	0,785

Tabela 2.13 – Espaçamento dos estribos.

Espaçamento (cm)	Espaçamento Max (cm)	nº estribos	Solução
15	30	27	27ϕ10c.15cm
22	30	46	46ϕ10c.22cm
12	30	84	84ϕ10c.12cm
22	30	46	46ϕ10c.22cm
13	30	77	77ϕ10c.13cm
22	30	19	19ϕ10c.22cm

2.2.3 – Armadura de Costura

Para haver o funcionamento de trabalho da viga "T", a parte da laje colaborante deve ser ligada à nervura da viga através de uma armadura, denominada armadura de costura.

Adotou-se armadura mínima devido à baixa área de armadura transversal dimensionada para o esforço cortante.

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução
5Ø10c.20cm

Na Figura 2.22 é mostrado o detalhamento da armação.

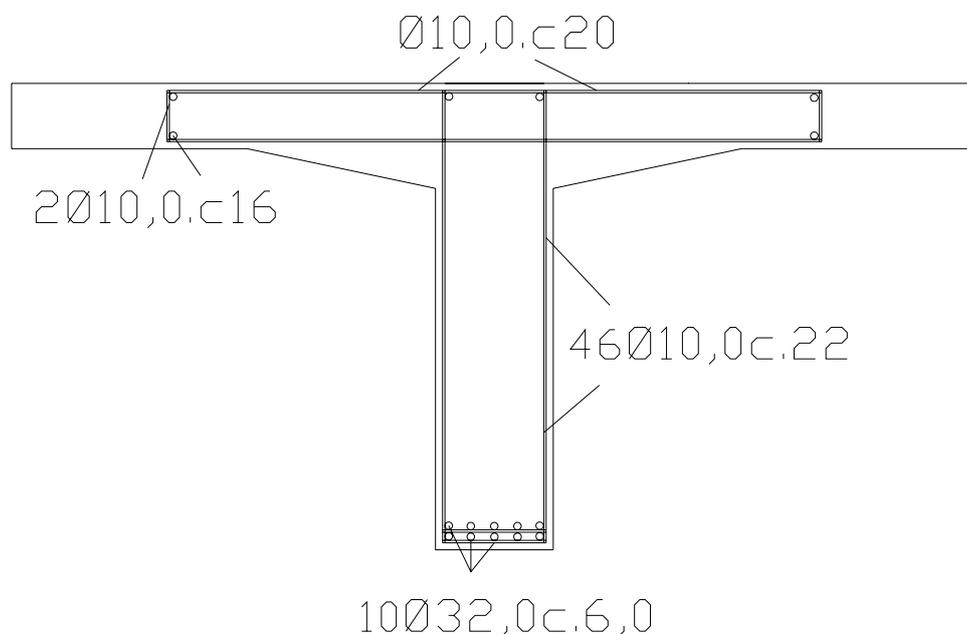


Figura 2.22 – Seção transversal da viga principal no centro do tramo

2.2.4 Laje do tabuleiro

2.2.4.1 Introdução

O tabuleiro das pontes em concreto é constituído por lajes ligadas de diversas maneiras aos demais elementos da superestrutura. Esses elementos, que servem de apoio para as lajes, são as longarinas, as transversinas e as vigas de fechamento. As dimensões e as condições de apoio das lajes são função da distribuição dos demais elementos da superestrutura. A forma mais comum para as lajes de ponte são aquelas em que uma dimensão é muito maior que a outra. Quanto às condições de apoio das lajes podem ser apoiadas, em balanço ou com engastamento parcial. Na Figura 2.23 é ilustrada uma seção típica de pontes com duas vigas retas e laje em balanço, como utilizada neste trabalho.

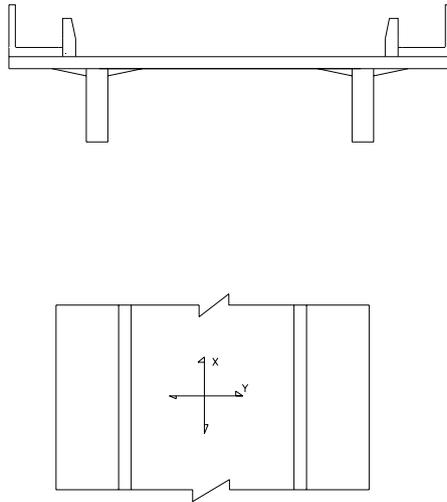


Figura 2.23 - Seção típica de ponte com duas vigas retas e laje em balanço.

2.2.4.2. Cálculo das Cargas

a) Cargas Permanentes

- Estrutura de concreto

$$\text{Carga Total} = 0.28 \times 25 = 7 \text{ kN/m}^2$$

- Pavimentação

$$\text{Altura média de pavimentação} = (0.14 + 0.06) / 2 = 0.10\text{m}$$

$$\text{Carga Total} = 0.10 \times 22 = 2,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Total Permanente} = 9,2\text{kN/m}^2$$

b) Cargas Móveis

$$P = 7.5 \text{ tf} = 75 \text{ kN}$$

$$p' = 0.5 \text{ tf} / \text{m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$p'' = 0.3 \text{ tf} / \text{m}^2 = 3 \text{ kN/m}^2$$

2.2.4.3 Esquema de estudo

O esquema de referência para as lajes encontram-se na Figura 2.24 e a nomenclatura utilizada para as mesmas e sua localização são indicadas na Figura 2.25.

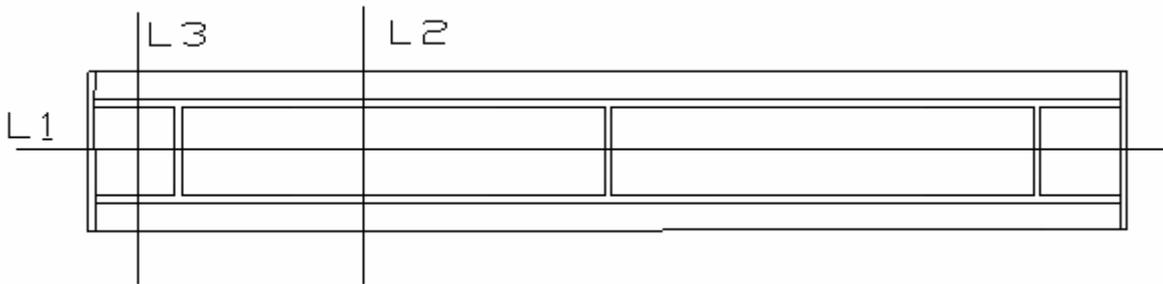


Figura 2.24- Esquema de referência para o estudo da laje

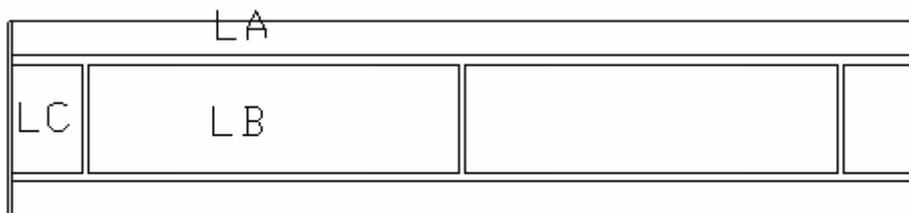


Figura 2.25 – Definição da nomenclatura das lajes

2.2.4.4 Cálculo dos esforços na LA

a) Carga permanente

As dimensões da seção transversal, na laje em balanço, consideradas para o cálculo da carga permanente encontram-se na Figura 2.26 e o esquema desta carga é ilustrada na Figura 2.27.

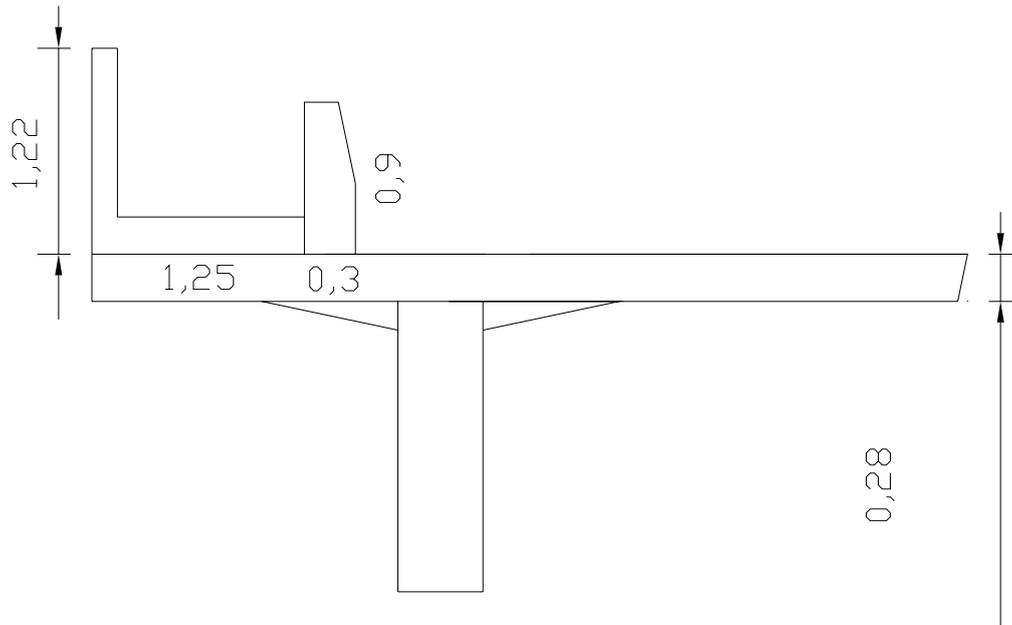


Figura 2.26 – Corte da laje em balanço (m)

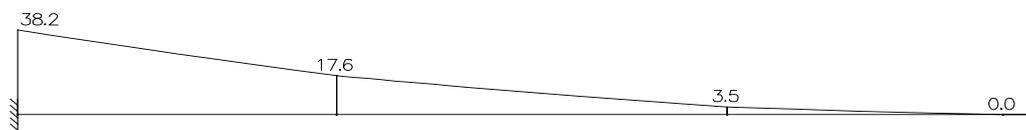


Figura 2.27– Gráfico da carga permanente (kNm/m)

b) Cálculo dos dados de entrada na tabela 38 de Rürch

$$t = [\text{largura da roda}] + 2 \times [\text{espessura do pavimento} + (1/2 \times \text{espessura da laje})]$$

$$t = 0.5 + 2 \times \{[(0.14+0.06)/2] + [(1/2) \times 0.28]\} = 0.98 \text{ m}$$

$$L_y = \text{comprimento da laje total} = 49 \text{ m}$$

$$L_x = \text{largura da laje} = 2,06 \text{ m}$$

$$L_y / L_x = \text{infinito}$$

$$a = 2.0\text{m}$$

$$t / a = 0.49$$

$$L_x / a = 1,03$$

c) Cálculo do coeficiente de impacto

$$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 2,06) = 1,38$$

d) Cálculo devido à carga móvel

$$M = 0,3 \times 2,06 \times 1,03 \times 1,38 = 8,8 \text{ kNm/m}$$

e) Momentos totais

$$M_{(\text{total})} = M_{(\text{permanete})} + M_{(\text{móvel})}$$

$$M_{(\text{total})} = 38,2 + 8,8 = 46,4 \text{ kNm/m}$$

2.2.4.5 Cálculo dos esforços na LB

a) Cálculo dos dados de entrada na tabela 38 de Rürch

$$t = [\text{largura da roda}] + 2 \times [\text{espessura do pavimento} + (1/2 \times \text{espessura da laje})]$$

$$t = 0.5 + 2 \times \{[(0.14+0.06)/2] + [(1/2) \times 0.28]\} = 0.98 \text{ m}$$

$$L_y = \text{comprimento da laje total} = 20 \text{ m}$$

$L_x = \text{largura da laje} = 6,18 \text{ m}$

$L_y / L_x = 3,24$

$a = 2.0\text{m}$

$t / a = 0.49$

$L_x / a = 3,09$

b) Cálculo dos momentos devido à carga permanente

$M = K q L_x$

$M_{xm} \quad K = 0,021$

$M_{ym} \quad K = 0,021$

$M_{xe} \quad K = -0,053$

$M_{ye} \quad K = -0,053$

$M_{xm} = 0,021 \times 0,92 \times 6,18^2 = 7,4 \text{ kNm/m}$

$M_{ym} = 0,021 \times 0,92 \times 6,18^2 = 7,4 \text{ kNm/m}$

$M_{xe} = -0,053 \times 0,92 \times 6,18^2 = -18,6 \text{ kNm/m}$

$M_{ye} = -0,053 \times 0,92 \times 6,18^2 = -18,6 \text{ kNm/m}$

c) Cálculo dos momentos devido à carga móvel

$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 20) = 1,26$

$$M = f (P ML + p' Mp' + p'' Mp'')$$

$$M_{xm} = 1.26 \times [(7.5 \times 0,270) + (0.5 \times 0,02) + (0.3 \times 0,14)] = 26,2 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = 1.26 \times [(7.5 \times 0,258) + (0.5 \times 0) + (0.3 \times 0,14)] = 24,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = 1.26 \times [(7.5 \times 0,63) + (0.5 \times 0,1) + (0.3 \times 0,61)] = -62,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ye} = 1.26 \times [(7.5 \times 0,61) + (0.5 \times 0,05) + (0.3 \times 0,8)] = -61,0 \text{ kNm/m}$$

d) Momentos totais

$$M_{xm} = 7,4 + 26,2 = 33,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = 7,4 + 24,9 = 32,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = -18,6 - 62,5 = -81,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ye} = -18,6 - 61,0 = -79,6 \text{ kNm/m}$$

2.2.4.6 Cálculo dos esforços na LC

a) Cálculo dos dados de entrada na tabela 38 de Rürch

$$t = [\text{largura da roda}] + 2 \times [\text{espessura do pavimento} + (1/2 \times \text{espessura da laje})]$$

$$t = 0.5 + 2 \times \{[(0.14+0.06)/2] + [(1/2) \times 0.28]\} = 0.98 \text{ m}$$

$$L_y = \text{comprimento da laje total} = 6,18 \text{ m}$$

$$L_x = \text{largura da laje} = 4,0 \text{ m}$$

$$L_y / L_x = 1,54$$

$$a = 2.0\text{m}$$

$$t / a = 0.42$$

$$Lx / a = 2,0$$

b) Cálculo dos momentos devido à carga permanente

$$M = K q Lx$$

$$M_{xm} \quad K = 0,0417$$

$$M_{ym} \quad K = 0,0059$$

$$M_{xe} \quad K = -0,0833$$

$$M_{ye} \quad K = -0,0433$$

$$M_{xm} = 0,0417 \times 0,92 \times 4^2 = 6,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = 0,0059 \times 0,92 \times 4^2 = 0,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = -0,0833 \times 0,92 \times 4^2 = -12,2 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ye} = -0,0433 \times 0,92 \times 4^2 = -6,0 \text{ kNm/m}$$

c) Cálculo dos momentos devido à carga móvel

$$\varphi = 1.4 - (0.007 \times 4,0) = 1,27$$

$$M = f (P ML + p' Mp' + p'' Mp'')$$

$$M_{xm} = 1.27 \times [(7.5 \times 0,265) + (0.5 \times 0,0) + (0.3 \times 0,8)] = 30,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = 1.27 \times [(7.5 \times 0,119) + (0.5 \times 0,0) + (0.3 \times 0,6)] = 14,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = 1.27 \times [(7.5 \times 0,45) + (0.5 \times 0,0) + (0.3 \times 0,15)] = -46,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ye} = 1.27 \times [(7.5 \times 0,44) + (0.5 \times 0,0) + (0.3 \times 0,1)] = -45,6 \text{ kNm/m}$$

d) Momentos totais

$$M_{xm} = 46,8 + 12,2 = 57,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = 6,0 + 45,6 = 51,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = -6,0 - 30,5 = -36,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ye} = -0,8 - 14,5 = -15,3 \text{ kNm/m}$$

2.2.4.7 Referência para dimensionamento

As referências para cálculo das armaduras nos sentidos L1, L2 e L3 estão esquematizados nas Figuras 2.28 a 2.30 respectivamente.

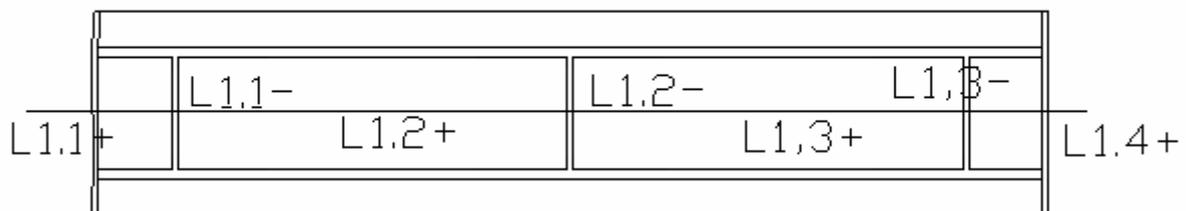


Figura 2.28 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L1

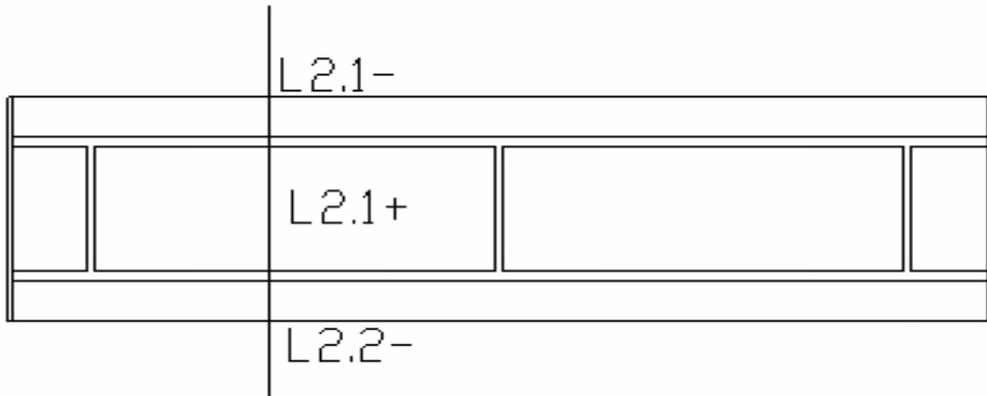


Figura 2.29 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L2

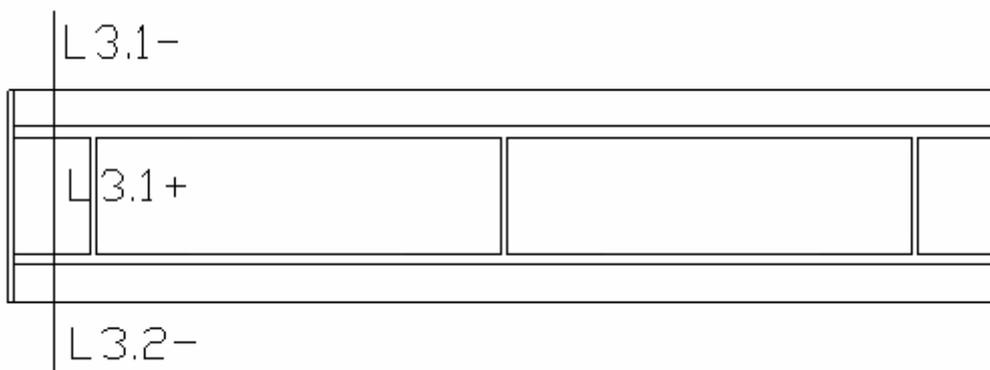


Figura 2.30 – Referência para o cálculo da armadura no sentido L3

2.2.4.8 Dimensionamento das lajes

As lajes foram dimensionadas de acordo com a referência L1, L2 e L3 assim mostrando sua posição de trabalho positivo ou negativo. Já tendo feito a correção dos momentos foram obtidos os resultados mostrados na tabela 2.14 a 2.25.

Fórmulas utilizadas:

$$x = 1,25 \times d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b_w \times f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4x)}$$

Tabela 2.14 – Aço positivo no sentido L1

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L1.1+	11,62	0,0001054	1,05
L1.2+	55,02	0,0005107	5,11
L1.3+	55,02	0,0005107	5,11
L1.4+	11,62	0,0001054	1,05

Tabela 2.15 – Aço positivo no sentido L1, número de barras e espaçamento

	Bitola do As	Numero de barras	ρs
L1A+	10	5	20,00
L1B+	10	7	14,29
L1C+	10	7	14,29
L1D+	10	5	20,00

Tabela 2.16 – Aço negativo no sentido L1

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L1.1-	91,84	0,0008705	8,71
L1.2-	111,44	0,0010688	10,69
L1.3-	9,184	8,318E-05	0,83

Tabela 2.17 – Aço negativo no sentido número de barras e espaçamento L1

	Bitola do As	Numero de barras	ρs
L1A-	10	10	10,00
L1B-	10	14	7,14
L1B-	10	5	20,00

Tabela 2.18 – Aço positivo no sentido L2

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L2.1+	58,38	0,0005429	5,43

Tabela 2.19 – Aço positivo no sentido L2, número de barras e espaçamento

	Bitola do As	Numero de barras	ps
L2.1+	10	7	14,29

Tabela 2.20 – Aço negativo no sentido L2

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L2.1-	151,2	0,0014874	14,87
L2.2-	151,2	0,0014874	14,87

Tabela 2.21 – Aço negativo no sentido L2, número de barras e espaçamento

	Bitola do As	Numero de barras	ps
L2A-	16	8	12,5
L2B-	16	8	12,5

Tabela 2.22 – Aço positivo no sentido L3

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L3..1+	54,81	0,0005087	5,09

Tabela 2.23 – Aço positivo no sentido L3, número de barras e espaçamento

	Bitola do As	Numero de barras	ps
L3.1+	10	7	14,29

Tabela 2.24 – Aço negativo no sentido L3

	Msd	As(m²)	As(cm²)
L3.1-	124,32	0,0012019	12,02
L3,2-	124,32	0,0012019	12,02

Tabela 2.25 – Aço negativo no sentido número de barras e espaçamento L3

	Bitola do As	Numero de barras	ρs
L3.1-	16	6	16,67
L3.2-	16	6	16,67

2.2.4.9 Cálculo da DRT das lajes em balanço

Na Figura 2.31 é mostrado a localização das DRTs das lajes em balanço. As áreas de aço correspondentes estão na Tabela 2.26 e o detalhamento na Tabela 2.27.

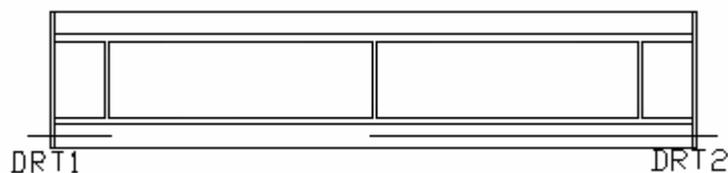


Figura 2.31 – Localização das DRTs

Fórmulas utilizadas:

$$DRT = 0,2A_{\text{sprincipal}}$$

Tabela 2.26 – Área de aço da DRT

	CR	As(cm²)	As DRT(cm²)
DRT1	0,2	12,02	2,404
DRT2	0,2	14,87	2,974

Tabela 2.27 – Bitola ,numero de barra e espaçamento da DRT

	Bitola	Numero de barras	ps
DRT1	8	5	20
DRT2	8	6	16,7

2.2.4.10 Detalhamento da laje

O detalhamento da Armação da laje é mostrado na Figura 2.32.

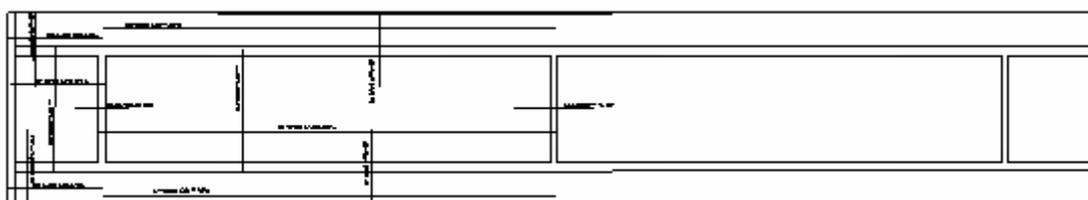


Figura 2.32- Detalhamento do aço da laje

2.2.5 – Tansversinas

2.2.5.1 – Considerações Iniciais

As transversinas sobre os apoios têm a função de impedir o tombamento lateral das vigas principais, e absorver excentricidades dos apoios, em relação aos eixos das vigas.

Pode-se projetar a superestrutura da ponte com as transversinas ligadas ou desligadas da laje. Neste projeto adotou-se transversinas desligadas da laje.

Além das transversinas de apoio, são colocadas transversinas intermediárias, com espaçamento de 10m entre os apoios.

2.2.5.2 – Esquema de cálculo

a) Cargas permanentes

Peso próprio = 14,5 kN/m

b) Carga móvel

Considerada com 2m metros de distância entre si com valores pontuais de (3 X 75 X coeficiente de impacto)

Carga móvel = 306,0kN

Temos assim o esquema de entrada para o programa computacional Ftool (2001), como mostrado na Figura 2.33.

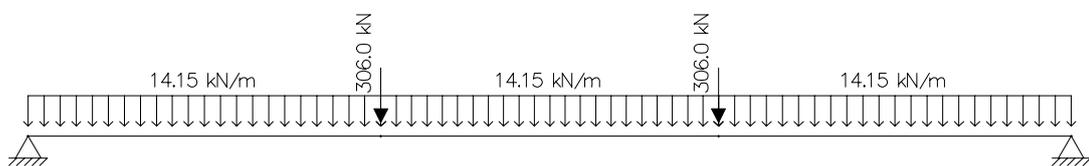


Figura 2.33– Cargas sobre a transversina

São três tipos de transversinas diferentes a central, pilar lateral e pilar central:

c) Gráficos de momento analisados

Os resultados obtidos pela análise encontram-se nos gráficos das Figuras 2.34 a 2.39.



Figura 2.34 – Esforço de momento sobre a transversina central (kNm)

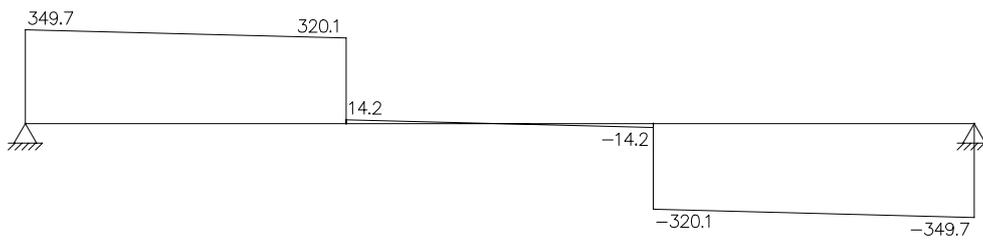


Figura 2.35 – Esforço cortante sobre a transversina central (kN)

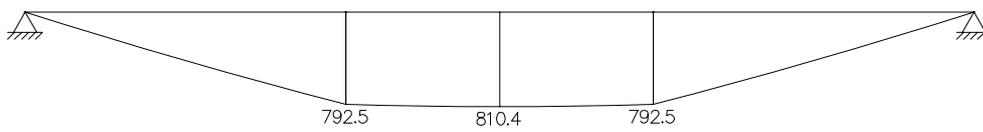


Figura 2.36 - Esforço de momento sobre a transversina do pilar central (kNm)

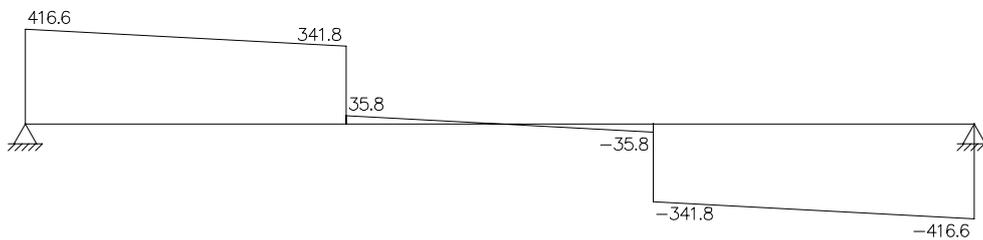


Figura 2.37 - Esforço cortante sobre a transversina do pilar central (kN)

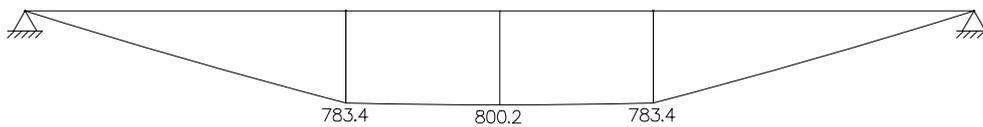


Figura 2.38 -Esforço de momento sobre a transversina do pilar lateral (kNm)

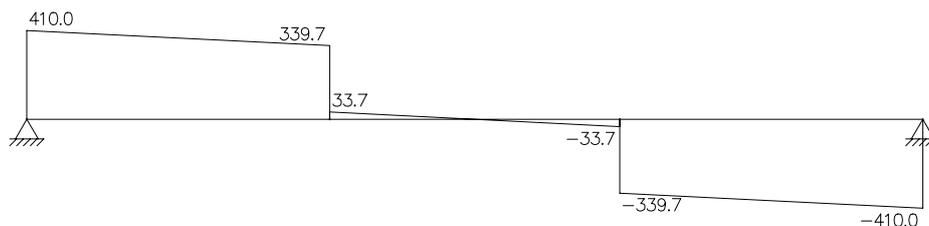


Figura 2.39 -Esforço cortante sobre a transversina do pilar lateral (kN)

2.2.5.3 – Dimensionamento à flexão

As Tabelas 2.28 a 2.30 mostram os cálculos referentes ao dimensionamento à flexão das transversinas.

Tabela 2.28 - Dimensionamento da Transversina Central

Dimensionamento da transversina central			
Dados da viga		Dimensionamento	
bw	0,30	Md	707,1
h	1,72		
d	1,66	μ	0,056352412
ϕ (mm) fl	20	μ_{lim}	0,37177952
ϕ (mm) co	0,00		Armadura simples
A ϕ flexao	3,1416		
A ϕ cort.	0,0000	ξ	0,072545664
l	6,18		
misula1	0,00		
misula 2	0,00		
Fck	25	As (m ²)	0,001008996
Fcd	17,86		
σ_{cd}	15,18	ρ_{min} (%)	0,15
aço	CA-50	Ac	1
ξ_{lim}	0,617	As,min (m ²)	0,0015
fyk	500		
Fyd	434,78		
		As (cm²)	15,00

nº de barras	5
--------------	---

Tabela 2.29- Dimensionamento da Transversina do Pilar Central

Dimensionamento da Transversina do Pilar Central			
Dados da viga		Dimensionamento	
bw	0,30	Md	810,4
h	1,72		
d	1,66	μ	0,064584917
ϕ (mm) fl	20	μ_{lim}	0,37177952
ϕ (mm) co	0,00		Armadura simples
A ϕ flexao	3,1416		
A ϕ cort.	0,0000	ξ	0,083521481
l	6,18		
misula1	0,00		
misula 2	0,00		
Fck	25	As (m ²)	0,001161653
Fcd	17,86		
σ_{cd}	15,18	ρ_{min} (%)	0,15
aço	CA-50	Ac	1
ξ_{lim}	0,617	As,min (m ²)	0,0015
fyk	500		
Fyd	434,78		
		As (cm²)	15,00

nº de barras	5
--------------	---

Tabela 2.30 - Dimensionamento da Transversina do Pilar Lateral

Dimensionamento da Transversina do pilar lateral			
Dados da viga		Dimensionamento	
bw	0,30	Md	800,2
h	1,72		
d	1,66	μ	0,063772026
ϕ (mm) fl	20	μ_{lim}	0,37177952
ϕ (mm) co	0,00		Armadura simples
A ϕ flexao	3,1416		
A ϕ cort.	0,0000	ξ	0,082433121
l	6,18		
misula1	0,00		
misula 2	0,00		
Fck	25	As (m ²)	0,001146515
Fcd	17,86		

σ_{cd}	15,18	ρ_{min} (%)	0,15
aço	CA-50	Ac	1
ξ_{lim}	0,617	As,min (m ²)	0,0015
fyk	500		
Fyd	434,78		
		As (cm²)	15,00

n° de barras	5
---------------------	----------

2.2.5.4 – Dimensionamento ao esforço cortante

A tabela 2.31 mostra os cálculos referentes ao dimensionamento das transversinas ao esforço cortante.

Tabela 2.31 - Dimensionamento das transversinas ao esforço cortante

	bw (m)	d (m)	Vd (kN)	τ_{wd} (MPa)	τ_{wu} (MPa)	Condição
Pilar Central Trecho 1	0,30	1,66	435,40	0,87	4,34	OK
Pilar Central Trecho 2	0,30	1,66	284,20	0,57	4,34	OK
Pilar Lateral Trecho1	0,30	1,66	444,50	0,89	4,34	OK
Pilar Lateral Trecho2	0,30	1,66	293,44	0,59	4,34	OK
Centro Trecho 1	0,30	1,66	350,98	0,70	4,34	OK
Centro Trecho 2	0,30	1,66	199,92	0,40	4,34	OK

τ_c (MPa)	τ_d	Asw	$\rho_{\omega min}$	Asw, min (cm ²)	Asw (cm²)
0,77	0,1163	1,34	0,10	7,00	7,00
0,77	-0,2207	-2,54	0,10	7,00	7,00
0,77	0,1366	1,57	0,10	7,00	7,00
0,77	-0,2001	-2,30	0,10	7,00	7,00
0,77	-0,0718	-0,83	0,10	7,00	7,00
0,77	-0,4085	-4,70	0,10	7,00	7,00

Espaçamento (cm)	Espaçamento Max (cm)	n° estribos	Solução
14,00	30	15	15ø8c.14cm
14,00	30	30	30ø8c.14cm
14,00	30	15	15ø8c.14cm

14,00	30	30	30ø8c.14cm
14,00	30	15	15ø8c.14cm
14,00	30	30	30ø8c.14cm

ϕ (mm) co	8,00
A ϕ cort.	0,5027

CAPÍTULO III – MESO-ESTRUTURA

3.1 Introdução

A mesoestrutura das pontes é constituída pelos pilares, que têm a função de transmitir os esforços da superestrutura para a infra-estrutura (fundações).

3.1.1 Características Geométricas

A forma do pilar utilizada neste projeto é quadrada, sendo de dois tipos:

Pilar central

$$A = 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$i = 0,3464 \text{ m}$$

$$I = 0,083333 \text{ m}^4$$

Pilar Lateral

$$A = 1 \times 1 = 1 \text{ m}^2$$

$$i = 0,2887 \text{ m}$$

$$I = 0,172800 \text{ m}^4$$

3.1.2 Esforços atuantes nos pilares

Os pilares estão submetidos a esforços verticais e horizontais. Os esforços verticais são produzidos por:

- Reação do carregamento permanente sobre a superestrutura
- Reação da carga móvel sobre a superestrutura . Como a carga móvel assume várias posições, determina-se uma reação máxima e uma reação mínima, a qual pode ser negativa.

- Peso próprio do pilar e das vigas de travamento.

Os esforços horizontais que atuam nos pilares são:

a) Esforços longitudinais

- Frenagem ou aceleração da carga móvel sobre o tabuleiro.
- Empuxo de terra e sobrecarga nas cortinas.

b) Esforços transversais

- Vento incidindo na superestrutura.
- Componente transversal de empuxo nas cortinas (pontes esconsas)

3.2. Cálculo dos esforços atuantes nos pilares

3.2.1. Verticais

a) Carregamento permanente sobre a superestrutura

A carga permanente em cada pilar consiste da reação de cada apoio, que leva em conta a ação de todo o peso próprio da superestrutura calculada na seção 2.2.1 dividida por dois, visto que cada um dos apoios do modelo numérico representa dois pilares.

Carga permanente destinada ao pilar central = 2007,91 kN

Carga permanente destinada ao pilar lateral = 1308,11 kN

b) Reação da carga móvel sobre a superestrutura

Como a carga móvel assume várias posições, determina-se uma reação máxima e uma reação mínima, a qual pode ser negativa. A carga móvel foi analisada no programa SALT, obtendo-se os seguintes resultados:

Carga móvel destinada ao pilar central = 946,02 kN

Carga móvel destinada ao pilar lateral = 1210,61 kN

c) Peso próprio do pilar

Carga do pilar central = $1,2 \times 1,2 \times 8 \times 25 = 288,0$ kN

Carga do pilar lateral = $1,0 \times 1,0 \times 4 \times 25 = 100,0$ kN

d) Carga acidental

A carga acidental permanente é proveniente dos esforços causados nas cortinas pelo peso da laje de transição, pavimento, aterro e trafego.

Carga no pilar central = 0,0 kN

Carga no pilar lateral = 160,3kN

O esforço causado pela carga acidental no pilar central foi negativo. Então a favor da segurança, esta carga foi desconsiderada.

e) Envoltória

Na Tabela 3.1, encontra-se a envoltória obtida pela combinação das reações de apoio de cada uma das cargas consideradas.

Tabela 3.1 – Resultado da envoltória pela combinação das solicitações verticais

Combinação das reações de apoio				
Apoio	Permanente	Móvel	Acidental	Envoltória
Pilar lateral	1408,11	946,02	160,3	3520,202
Pilar central	2295,91	1210,61	0	4909,128
Pilar lateral	1408,11	946,02	160,3	3520,202

3.2.2 Horizontais

3.2.2.1 Longitudinais

a) Frenagem ou aceleração da carga móvel sobre o tabuleiro deve ser adotado o maior dos seguintes valores (NBR-7187):

5% do valor do carregamento na pista de rolamento com as cargas distribuídas.

$$5\% \cdot A \cdot q = 5\% \times (7,2 \times 49) \times 5 = 88,2 \text{ kN}$$

30% do peso do veículo tipo

$$30\% \times 450 = 135 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento dos pilares, será adotado o segundo valor, por ser o mais desfavorável.

b) Empuxo de terra nas cortinas

Nesta ponte, as vigas de fechamento na extremidades dos balanços têm 4,0 m de largura e 2,0 m de altura. O empuxo de terra sobre as mesmas, de acordo com a teoria de Rankine, será:

$$E = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot b \cdot h^2$$

sendo:

$$K_a = 1/3$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$b = 4 \text{ m}$$

$$h = 2 \text{ m}$$

$$E = 48 \text{ kN}$$

O empuxo devido à carga móvel sobre o aterro de acesso pode ser calculado considerando-o como um carregamento uniformemente distribuído e cujo valor pode ser estimado transformando o peso do veículo-tipo em um carregamento equivalente uniformemente distribuído, o qual deve ser composto com a carga de multidão q . Como a ponte não apresenta juntas de dilatação no tabuleiro, é usual considerar que os empuxos devidos ao aterro se equilibram, adotando para cálculo dos pilares apenas o empuxo diferencial devido à carga móvel sobre o aterro de acesso em apenas uma das extremidades da ponte. Contudo, a obra deve ser estável sob a ação de um empuxo unilateral E na viga de fechamento, podendo, neste caso, omitir os efeitos da carga móvel (caso de ponte sem tráfego com aterro encostado apenas em um lado). Esta carga é calculada a seguir:

$$q_v = \frac{\text{Peso do veiculo}}{3 \times 6}$$

$$q_v = 450/(3 \times 6) = 25 \text{ kn/m}^2$$

$$\bar{q} = \frac{q_v \times 3 + q \times (b - 3)}{b}$$

$$q = 20 \text{ kN}$$

$$E_q = K_a \cdot \bar{q} \cdot b \cdot h$$

$$E_q = 53,33 \text{ kN}$$

3.2.2.2 Transversais

a) Vento na superestrutura

Nesta ponte, o único esforço transversal atuando no tabuleiro é o vento incidindo nessa direção. Há duas situações a considerar:

Ponte descarregada

$$1,5 \times (2,0 + 1,0) \times 49 = 220,5 \text{ kN}$$

Ponte carregada

$$1,0 \times (2,0 + 0,08 + 2,0) \times 64 = 199,92 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento dos pilares será adotado o primeiro valor, por ser mais desfavorável.

b) Carga hidráulica

A carga hidráulica é colocada como:

$$V = 2,0 \text{ m/s}$$

$$N = 0,02$$

$$A = 69,0 \text{ m}^2$$

$$Q = 138 \text{ m}^3/\text{s}$$

Assim, obtém-se o valor de 8,4 kN para esta carga.

3.3 Dimensionamento dos pilares

3.3.1 Introdução

O dimensionamento dos pilares consiste, geralmente, em:

- a) Verificar se as dimensões admitidas para a seção de concreto são satisfeitas.
- b) Determinar a área e a distribuição das armaduras longitudinais, transversais e de introdução dos esforços (armaduras locais nos pontos de aplicação de forças concentradas).
- c) Desenhar detalhadamente a armação, atendendo aos objetivos funcionais e de simplicidade construtiva.

Os pilares de pontes acham-se solicitados por esforços verticais e por importantes esforços horizontais, que se decompõem em esforços longitudinais e transversais.

3.3.2 Considerações iniciais

Os pilares das pontes são dimensionados à flexão composta oblíqua, levando-se em conta os esforços de primeira ordem (esforços iniciais), as excentricidades acidentais e os esforços de segunda ordem devido ao efeito de flambagem nos casos de índice de esbeltez $l > 40$.

São considerados:

h (m) = Altura do pilar

I (m⁴) = Momento de inércia

A_c (m²) = Área da seção

i (m) = Raio de giração

λ = Coeficiente de esbeltez

F_h long. (kN) = Força horizontal longitudinal

M_0 long. (kNm) = Momento longitudinal

N (kN) = Força vertical

e_0 long. (m) = excentricidade de primeira ordem

V_0 = Esforço normal reduzido

l_e (m) = Comprimento de flambagem

e_2 = excentricidade de segunda ordem

M_d (kNm) = Momento de cálculo

F_{ck} = 25 MPa

γ_c = 1,4

F_{cd} = 17,86 MPa

$\gamma_{aço}$ = 1,15

σ_{cd} = 15,18 MPa

F_{yk} = 500 MPa

F_{yd} = 434,78 MPa

ϕ (mm) = Bitola do aço

3.3.3 Cálculo da armadura

Solicitação vertical

Pilar central = 4909,128 kN

Pilar lateral = 3520,202 kN

Solicitação horizontal (não majorada)

Esta solicitação é indicada na Tabela 3.2

Tabela 3.2 – Cargas horizontais

Transversal		Longitudinal	
Vento	220,5	Frenagem	135
Carga hidráulica. Central	8,4	Empuxo de Terra	53,33

3.3.3.1 Pilar lateral

a) Características geométricas

Estão indicadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Características geométricas dos pilares

Pilar	h (m)	I (m ⁴)	Ac (m ²)	i (m)	λ
Lateral	4	0,083333	1	0,2887	29,10
Central	8	0,172800	1,44	0,3464	48,50

b) Cálculo da excentricidade de primeira ordem

Fórmulas utilizadas:

$$M_0 = Fh \times h$$

$$e_0 = M_0 / N$$

As excentricidades de primeira ordem longitudinais e transversais são indicadas nas Tabelas 3.4 e 3.5 respectivamente.

Tabela 3.4 – Forças horizontais longitudinais majoradas e excentricidade de primeira ordem

Pilar	Fh long. (kN)	M₀ Long. (kNm)	N (kN)	e₀ Long. (m)
Lateral	188,33	1054,65	3520,20	0,30
Central	188,33	2109,30	4909,13	0,43

Tabela 3.5- Forças horizontais transversais majoradas e excentricidade de primeira ordem

Pilar	Fh Trans. (kN)	M₀ Transv. (kNm)	N (kN)	e₀ Transv. (m)
Lateral	220,50	1234,80	3520,20	0,35
Central	220,50	2469,60	4909,13	0,50

c) Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momentos de cálculo:

Fórmulas utilizadas:

$$v_0 = \frac{N}{A_c \times f_{cd}}$$

$$e_2 = \frac{l_e^2 \times 0,005}{10(v_0 + 0,5)h_s}$$

As excentricidades de segunda ordem longitudinais e transversais, bem como os momentos de cálculo correspondentes, são indicados nas Tabelas 3.6 e 3.7, respectivamente.

Tabela 3.6 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento de cálculo no sentido longitudinal

Pilar	b seção (m)	h seção (m)	V₀	l_e (m)	e₂	e₀ + e₂	Md (kNm)
Lateral	1	1	0,20	8,4	0,051	0,350	1232,80
Central	1,2	1,2	0,19	16,8	0,170	0,600	2944,88

Tabela 3.7 – Cálculo da excentricidade de segunda ordem e momento de cálculo no sentido Transversal

Pilar	b seção (m)	h seção (m)	V₀	le (m)	e₂	e₀ + e₂	Md (kNm)
Lateral	1	1	0,20	8,4	0,051	0,401	1412,95
Central	1,2	1,2	0,19	16,8	0,170	0,673	3334,58

d) Cálculo dos dados de entrada para o ábaco de flexão oblíqua:

Fórmulas utilizadas:

$$v = \frac{N_d}{bh^2\sigma_{cd}}$$

$$\mu_{dy} = \frac{M_d}{bh^2\sigma_{cd}}$$

Os dados de entrada para o ábaco, nos sentidos longitudinal e transversal, são mostrados nas Tabelas 3.8 e 3.9, respectivamente.

Tabela 3.8 – Dados de entrada para o ábaco no sentido longitudinal

Pilar	v	μ_{dy}
Lateral	0,20	0,07
Central	0,19	0,10

Tabela 3.9 – Dados de entrada para o ábaco no sentido longitudinal

Pilar	v	μ_{dx}
Lateral	0,20	0,08
Centar	0,19	0,11

e) Área de aço com os dados de saída do ábaco:

Fórmulas utilizadas:

$$A_s = \frac{\omega \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\phi(\text{mm}) = 32$$

$$d' (\text{m}) = 0.05 \cdot h$$

A Tabela 3.10 mostra a área de aço e o nº de barras para cada tipo de pilar.

Tabela 3.10 – Área de aço e número de barra calculadas dos pilares

Pilar	ω	As (cm²)	nº de barras	nº de barras /4
lateral	0,2	69,82	12	3
central	0,3	150,81	20	5

f) Cálculo do estribo:

A verificação do esforço cortante para dimensionamento dos estribos é indicada na Tabela 3.11 e a bitola e o espaçamento dos estribos encontram-se na Tabela 3.12.

Tabela 3.11 – Verificação para aço mínimo dos estribos dos pilares

Verificação do Cortante		
vc (MPa)	τ_c (MPa)	
1,4620294	0,18833	OK
2,1053224	0,130785	OK

Tabela 3.12 – Bitola e espaçamento dos estribos dos pilares

Estribo	
ϕ_t (mm)	esp. (cm)
8	20,00
8	20,00

f) Detalhamento:

O detalhamento da armadura longitudinal para cada tipo de pilar, encontra-se esquematizado na Figura 3.1.

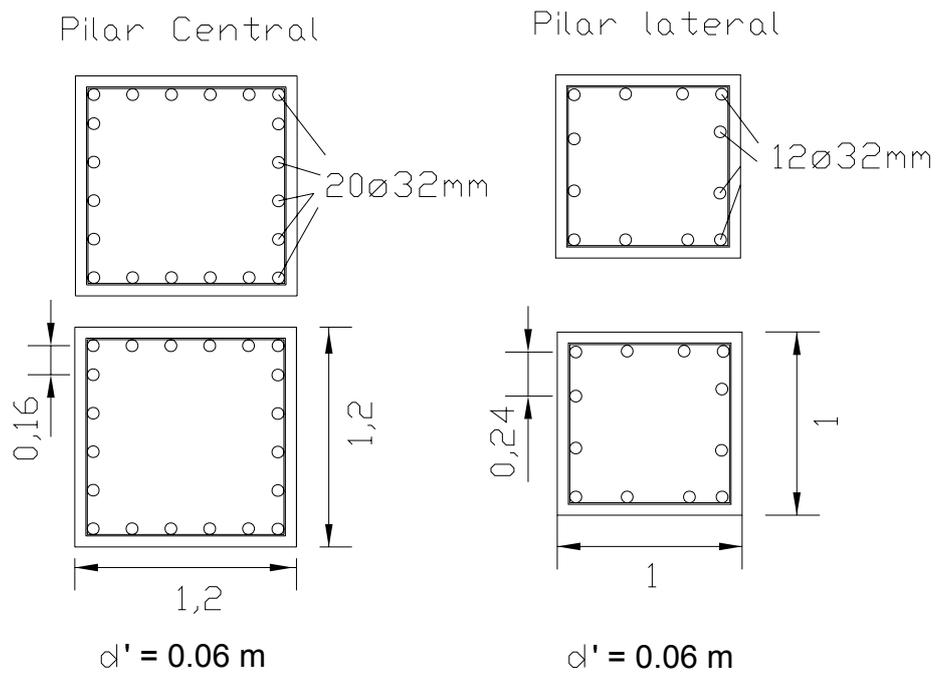


Figura 3.1 – Detalhamento da armadura longitudinal dos pilares

CAPÍTULO IV – INFRA-ESTRUTURA

4.1 Introdução

Para que seja escolhido o tipo de fundação a ser utilizada numa ponte, é necessário analisar os seguintes elementos:

- Sondagens;
- Posição do nível do lençol freático;
- Características do solo
- Variação do nível da água (máximo e mínimo).

Outro elemento importantíssimo para a escolha do tipo de fundação é a cota de assentamento e o processo de erosão dos rios. A erosão se processa por três principais motivos:

- 1) Erosão das margens;
- 2) Erosão provocada por cheias;
- 3) Erosão provocada por pilares e fundações de pontes.

Para o cálculo das fundações, os parâmetros foram estipulados levando em consideração a execução de uma fundação superficial ou rasa, admitindo-se que o solo das camadas mais superficiais possui boa capacidade de carga.

Para isso, a tensão admissível do solo foi considerada como sendo de $45 \text{ tf} / \text{m}^2$; esta camada de solo foi considerada como encontrada a 4 metros de profundidade na região onde foram colocados os pilares.

O tipo de fundação direta a ser escolhido é a sapata, que por sua pequena altura em relação às dimensões da base são flexíveis e trabalham à flexão.

4.2 Dimensionamento da sapata

4.2.1 Dimensão da sapata

$$S = N_{\text{máx}} / \sigma_{\text{adm}}$$

Considerando uma sapata retangular, tem-se que:

$$A = L_1 \times L_2$$

Sendo L_1 e L_2 os lados da base da sapata.

Para considerar a sapata como sendo flexível, deve-se ter:

$$h < C / 2$$

onde:

h = altura da sapata;

C = parte livre (entre a face externa do pilar e a borda da sapata)

A geometria das sapatas, para cada tipo de pilar, é indicada na Tabela 4.1 e as vistas das sapatas nas Figuras 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 – Características geométricas das sapatas

Sapata	N (kN)	A(m ²) sapata	L ₁ (m)	L ₂ (m)	h (m)
Lateral	3520,20	9	3	3	0,49
Central	4909,13	16	4	4	0,69

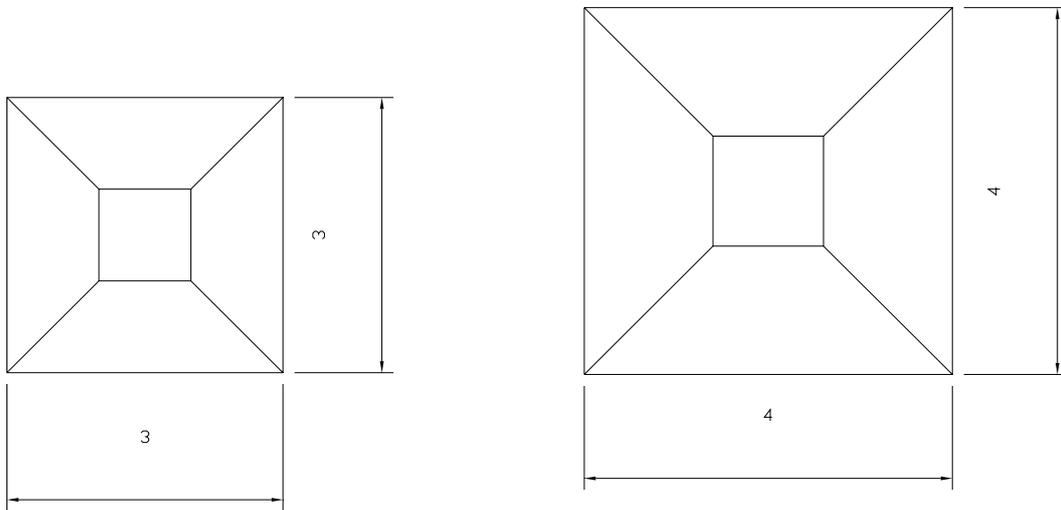


Figura 4.1 – Vista superior das sapatas

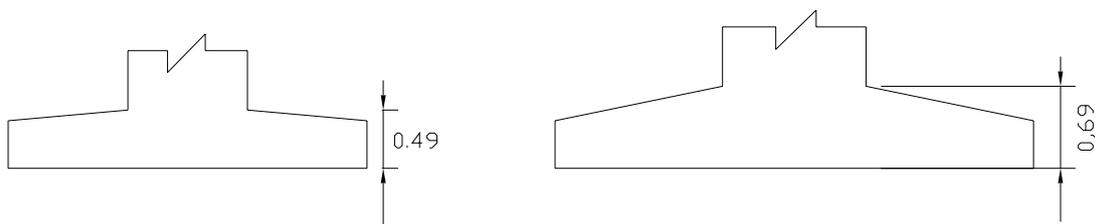


Figura 4.2 – Vista da sapata em corte

4.2.2 Cálculo dos esforços

4.2.2.1 Reações primárias na sapata

Fórmulas utilizadas

$$e_x = \frac{M_x}{N}$$

$$e_x < \frac{L}{6} \text{ (condição a ser considerada)}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{L} \right)$$

As reações na sapata são indicadas esquematicamente na Figura 4.3 e o cálculo das reações nos sentidos longitudinal e transversal é mostrado nas Tabelas 4.2 e 4.3, sendo:

MLTS = Momento longitudinal no topo da sapata

MLB = Momento longitudinal na base da sapata

MtTS = Momento transversal no topo da sapata

MtB = Momento transversal na base da sapata

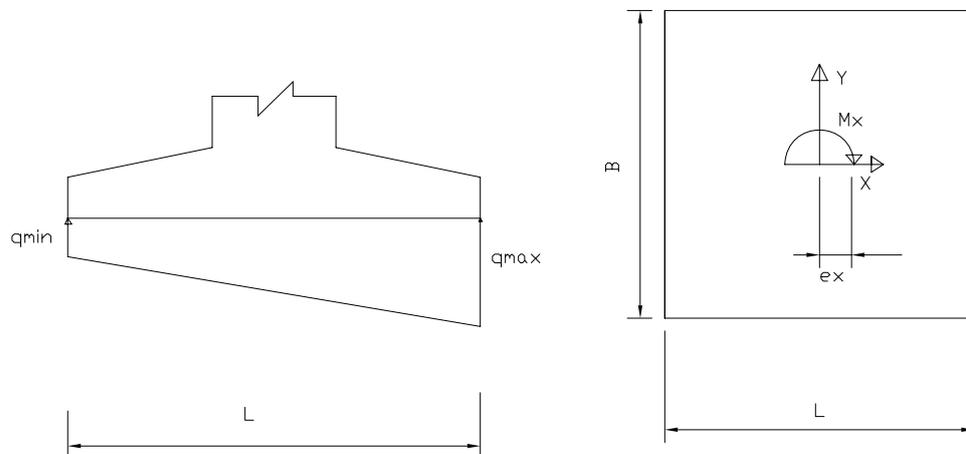


Figura 4.3 – Reações na sapata

Tabela 4.2 – Cálculo das reações na sapata no sentido longitudinal

P.P Sapata (kN)	V (kN)	MLTS (kNm)	FHL (kN)	MLB (kNm)	e (m)	condição	q min	q max
100,125	3620,33	1232,80	188,33	1361,99	0,38	OK	99,59	704,92
218	5127,13	2944,88	188,33	3126,81	0,61	OK	27,31	613,58

Tabela 4.3 – Cálculo das reações na sapata no sentido transversal

P.P Sapata (kN)	V (kN)	MtTS (kNm)	FHt (kN)	MLB (kNm)	e (m)	condição	q min	q max	q medio
100,125	3620,33	1412,95	220,50	1564,21	0,43	OK	54,66	749,86	402,2586
218	5127,13	3334,58	220,50	3547,59	0,69	OK	12,14	653,03	320,4455

4.2.2.2 Resultante das reações primárias

A Figura 4.4 apresenta um esquema da resultante das reações na laje.

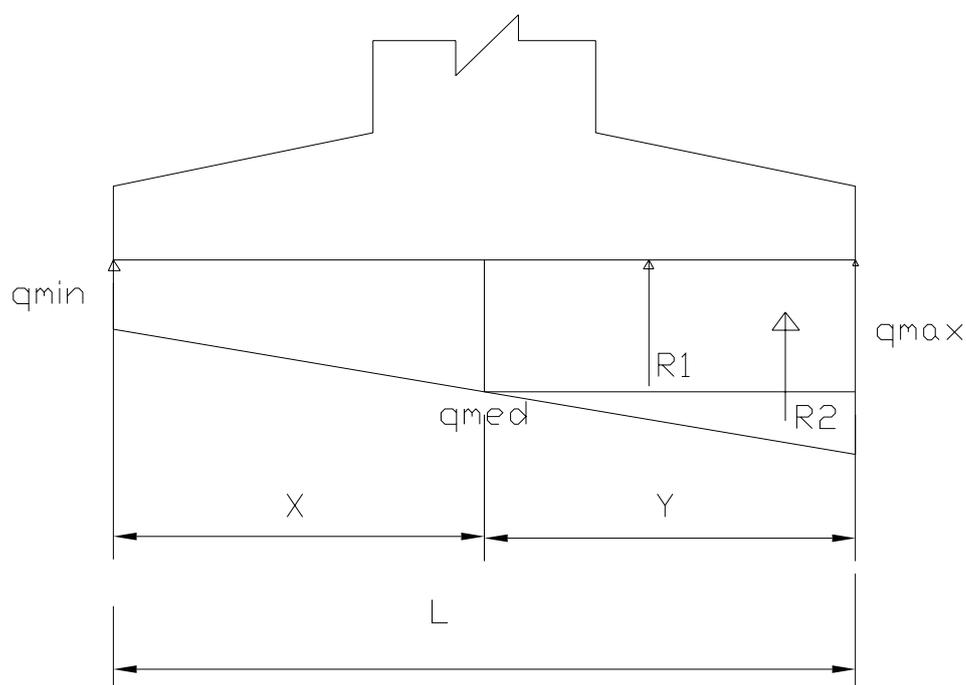


Figura 4.4 – Resultante das reações na laje

Os momentos de cálculo para os sentidos longitudinal e transversal são calculados nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4 – Momento de cálculo obtido através das resultante das reações no sentido longitudinal

Pilar	x (m)	Y (m)	q exc.	R1	R2	Md (kNm)
Lateral	1,88	1,12	478,2	537,36	127,41	397,40
Central	2,61	1,39	409,8	569,72	141,62	527,25

Tabela 4.4.1 – Momento de cálculo obtido através das resultante das reações no sentido transversal

Pilar	x (m)	Y (m)	q exc.	R1	R2	Md (kNm)
Lateral	1,93	1,07	502,4	536,51	132,15	380,56
Central	2,69	1,31	435,5	569,68	142,27	496,66

4.2.2.3 Cálculo da armadura

Fórmulas utilizadas:

$$R_{sd} = \frac{M_d}{Z} = A_s \times f_{yd}$$

sendo:

M_d = Momento fletor resultante

Z = Braço da alavanca

A_s = Área de aço

R_{sd} = Tensão resistente

F_{yd} = Resistência do aço

Os dados iniciais para o cálculo da área A_s nos sentidos longitudinal e transversal são mostrados nas Tabelas 4.5 e 4.7, respectivamente, e as áreas de aço e o espaçamento para os sentidos longitudinal e transversal estão indicados nas Tabelas 4.6 e 4.8.

Tabela 4.5 – Dados iniciais para o cálculo de A_s no sentido longitudinal

Φ (mm)	16
$A \Phi$ (cm²)	2,01
d' (cm)	5
x (cm)	0,15d

Tabela 4.6 – Área de aço e espaçamento calculados para sapatas no sentido longitudinal

Pilar	As (cm²)	nº de barras	espac. (cm)
Lateral	24,89	13	23
Central	22,57	14	30

Tabela 4.7 – Dados iniciais para o calculo de A_s no sentido transversal

Φ (mm)	16
$A \Phi$ (cm ²)	2,01
d' (cm)	5
X (cm)	0,15d

Tabela 4.8 – Área de aço e espaçamento calculados para sapatas no sentido transversal

Pilar	As (cm²)	nº de barras	espac. (cm)
Lateral	23,84	12	25
Central	21,26	14	30

4.2.2.4 Detalhamento

a) Sapata do pilar lateral

O detalhamento, neste caso, encontra-se na Figura 4.5.

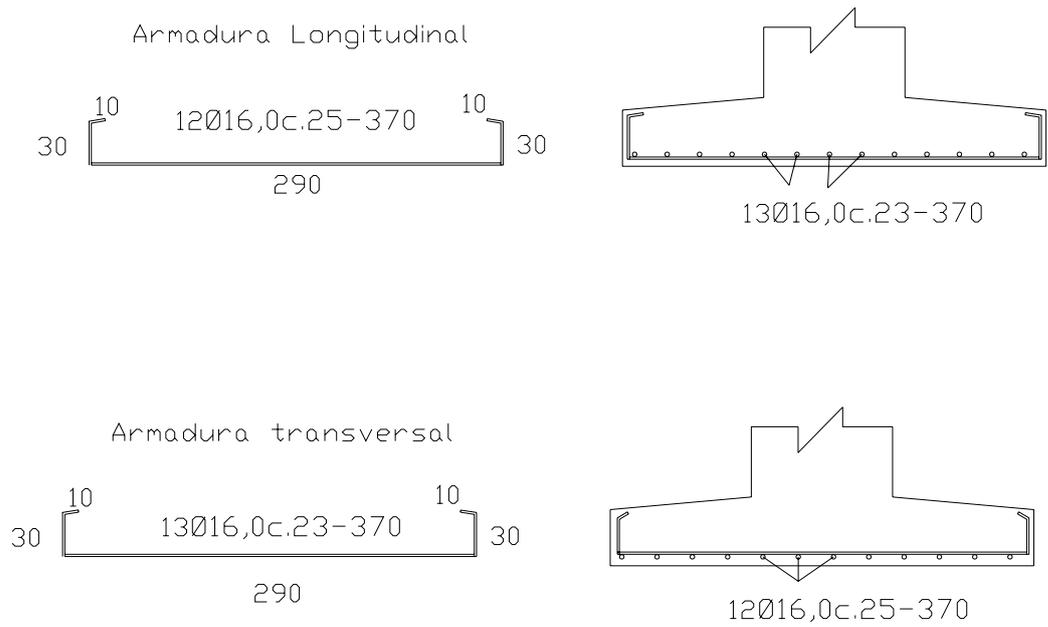


Figura 4.5 – Detalhamento da sapata lateral

b) Sapata do pilar central

O detalhamento, neste caso, é feito na Figura 4.6.

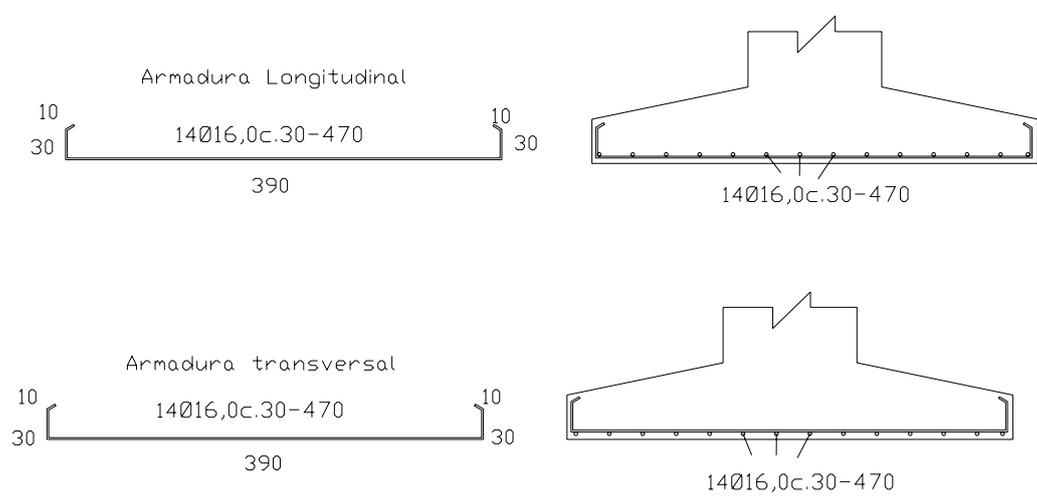


Figura 4.6 – Detalhamento da sapata central

4.2.2.5 Verificação à Punção

Considera-se:

$$\tau_{adm} = 2 \times (f_{ck})^{1/2} / 1.4$$

$$\tau_{atuante} = P / \text{área de corte}$$

$$\tau_{atuante} < \tau_{adm} \text{ OK}$$

A verificação é detalhada na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Verificação da condição de punção

Pilar	Trd1 (MPa)	u (cm)	Tsd (MPa)	Condição
Lateral	3,76	1091,2	0,8048	OK
Central	2,80	1491,2	0,8030	OK

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES

Em geral, o pré-dimensionamento é tomado de forma a se obter dimensões próximas a situações reais já definidas. Neste trabalho, adotou-se dimensões superiores aos recomendados em função da segurança e do tempo limitado para correção. Deste modo, a superestrutura apresentou, em alguns casos, indicações de superdimensionamento do concreto devido ao pré-dimensionamento.

Os dimensionamentos aqui feitos não são suficientes para a verificação completa e perfeita da estrutura, sendo que os cálculos basearam-se somente nas verificações segundo o estado limite último. Para resultados aplicáveis, ainda se faz necessária a verificação da estrutura segundo o estado limite de serviço ou utilização, que abrange os cálculos para contenção das fissuras e deformações máximas da estrutura.

O *software* SALT para o cálculo dos esforços devidos às cargas permanentes e móveis teve uma grande importância para a qualidade e velocidade de obtenção de resultados.

O *software* Ftool também foi de grande importância para determinação dos gráfico de esforços de momento e cortante.

Dificuldades para aquisição de material necessário para a obtenção de resultados, como tabelas adequadas para situações previstas.

BIBLIOGRAFIA

6.1. Normas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, **Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**, NBR – 6118 / 2003
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR – 7187 / 2003 – **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento**
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, **Projeto e execução de fundações** NBR – 6122 / 1996
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, **Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de pedestres – procedimento**, NBR – 7188 / 1982

6.2. Livros e Manuais

- PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**, V1 e V2, LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983
- SORIANO, H., L., LIMA, S., De S., **SALT – Sistema de Análise de Estruturas – Manual do usuário**
- HIBBELER, R. C., **Mecânica Estática**, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1999
- SÜSSEKIND, J. C., **Curso de concreto – Volume II**

- ARAUJO, J. M. , **Curso em concreto armado – Vol 1, Vol 2, Vol3, Vol4**, Ed. DUNAS, Rio Grande, 2003 (2ª edição).
- MARTHA, L. F. – **FTOOL – Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**, versão educacional, 2001.
- VELLOSO, D. A., **Fundações - Vol 1**, Ed. Signer Ltda

6.3. Projetos

- Souza, A. N., Mota, M. G., **Dimensionamento estrutural de uma ponte em concreto armado**, Projeto Final e Graduação, UENF, 2004.