METRÔ - DF	ENGEVIX	CODIFICAÇÃO ENGEVIX P00160/00-NF-MC-1014

SETOR	SAMAMBAIA – RA XII
ENDEREÇO	EST.3019+5,74 e EST.3021+1,137 - VIADUTO METROVIÁRIO AVENIDA CENTRAL
PROPRIETÁRIO	METRÔ - DF
AUTOR DO PROJETO	RICARDO LIMA DE MELLO
RESPONSÁVEL TÉCNICO	

METRÔ - DF

RICARDO LIMA DE MELLO CREA N° 0601856341/SP

METRÔ - DF		UNIDADE DE CONSTRUÇÃO VIADUTO METROVIÁRIO AVENIDA CENTRAL	
		LOCAL SAMAMBAIA	
VISTO	DATA 17/07/2013	ESPECIALIDADE / SUBESPECIALIDADE ESTRUTURA/ ESTRUTURA CONCRETO	
APROVADO	DATA 13/08/2013	TIPO/ ESPECIFICAÇÃO DO DOCUMENTO MEMORIAL DE CÁLCULO	AREA DE CONST.
ESCALA	ETAPA DO PROJ. BÁSICO		
N MICROFILME	FOLHA 01/42	CODIFICAÇÃO MC.4/72.7I/H1.003	REVISÃO 0

0	APROVADO CONFORME PARECER Nº0166/13-TEN	13/08/13	FDV	WTR	RLM		
0	EMISSÃO INICIAL	17/07/13	FDV	WTR	RLM		
N°	MODIFICAÇÃO	DATA	FEITO	VISTO	APROVO	DATA	APROVO
		CONTRATADA				**METRÔ - DF**	
R E V I S Õ E S							

METRÔ DF

DIMENSIONAMENTO DO VIADUTO METROVIÁRIO AVENIDA CENTRAL SAMAMBAIA

PROJETO DE ESTRUTURAS
PROJETO BÁSICO

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 5
2 MATERIAIS E CARGAS RECOMENDADAS 5
2.1 MATERIAIS 5
2.2 CARGAS 5
3 NORMAS, BIBLIOGRAFIAS E SOFTWARES 5
3.1 NORMAS 6
3.2 BIBLIOGRAFIAS 6
3.3 SOFTWARES 6
4 DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM INFERIOR EST.3019+5,74 7
4.1 CARREGAMENTOS 9
4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES 10
4.3 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO 18
5 DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM INFERIOR EST.3021+1,137 25
5.1 CARREGAMENTOS 27
5.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES 28
5.3 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO 36

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem por finalidade apresentar o dimensionamento das passagens inferiores em concreto armado de Samambaia do MDF.

2 MATERIAIS E CARGAS RECOMENDADAS

2.1 MATERIAIS

Concreto estrutural: fck ≥ 25 Mpa;

Fator água cimento: a/c ≤ 0,60 (para fck ≥ 25 MPa);

Aço CA-50: fyk > 500 MPa;

γf = 1,35 (para ações permanentes);

γf = 1,50 (para ações variáveis);

γ_{conc} = 25,0 kN/m³;

$\gamma_{aço}$ = 78,5 kN/m³;

γ_{pav} = 24,0 kN/m³;

γ_{solo} = 18,0 kN/m³;

2.2 CARGAS

As ações consideradas estão de acordo com NBR 8681 – 2003 – Ações e segurança nas estruturas

3 NORMAS, BIBLIOGRAFIAS E SOFTWARES

O projeto do viaduto deverá atender às seguintes normas e bibliografias:

3.1 NORMAS

NBR 6118 – 2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

NBR 7187 – 2003 – Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido – Procedimento

NBR 7188 – 1982 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento

NBR 8681 – 2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 6122 – 2010 – Projeto de Execução de Fundações – Procedimento.

NBR 7480. Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado –

3.2 BIBLIOGRAFIAS

PFEIL, W. Pontes em concreto armado. Vol. 1 e 2. 2ª Edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.

MASSON, J. Pontes em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1977.

SUSSEKIND, J.C. Curso de concreto. Vol. 1 e 2. 3ª Edição. Porto Alegre: Globo, 1983.

MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G.; MORÁN CABRÉ F. Hormigón armado. Vol. 1 e 2. 4a Edição. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A., 1969.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. Construções de concreto. Vol. 1 a 6. 1a Edição. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP model code 1990. Londres: Thomas Telford, 1990.

3.3 SOFTWARES

STRAP – Structural Analysis Programs – Versão 10

FTOOL – Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool - Versão 2.12

4 DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM INFERIOR EST.3019+5,74

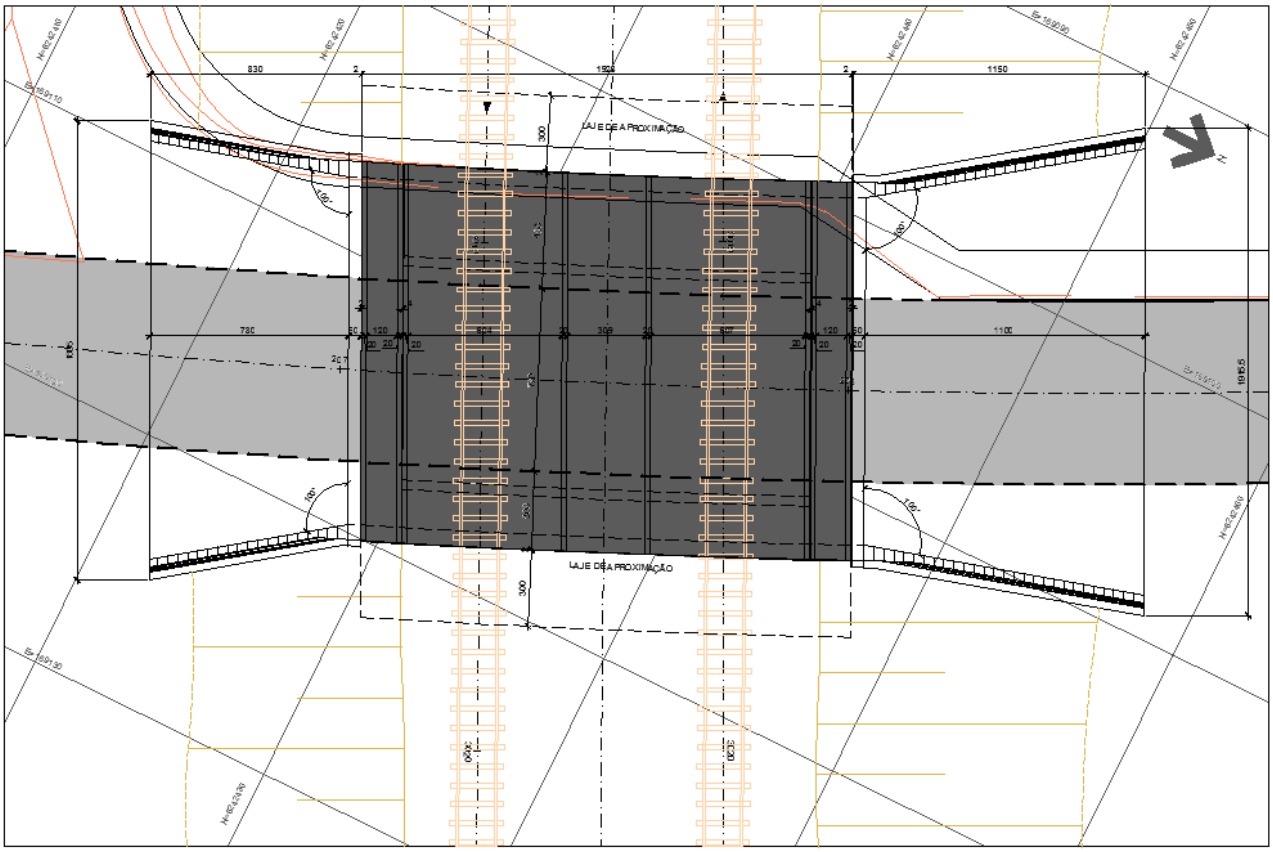


Figura 4.1 - Implantação

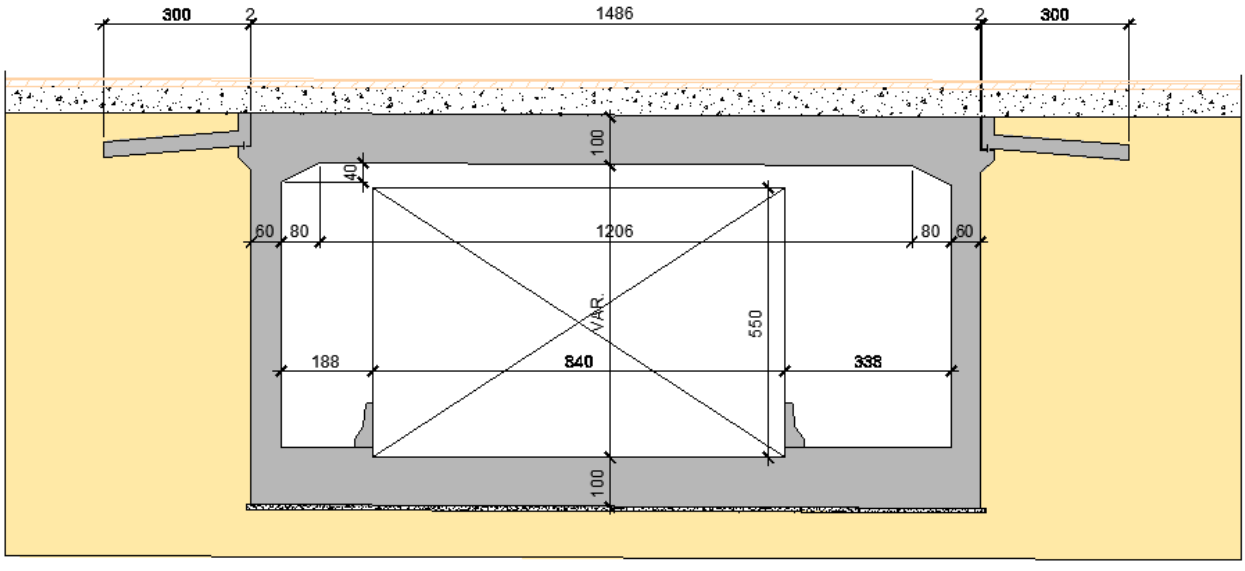


Figura 4.2 – Corte Transversal

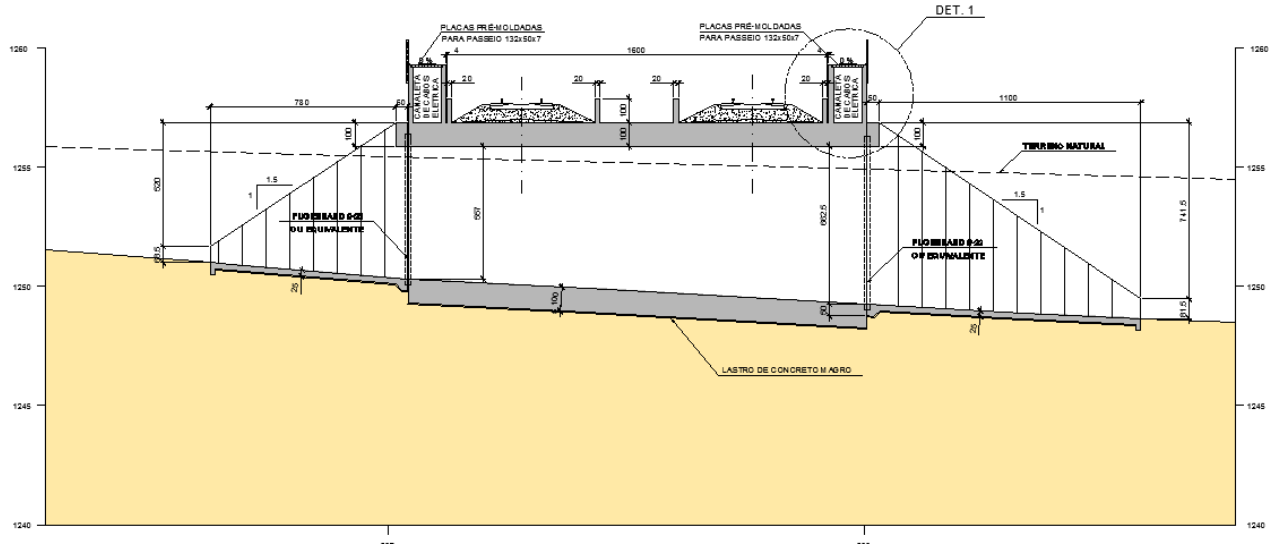


Figura 4.3 – Corte Longitudinal

4.1 Carregamentos

Verificação da Passagem Inferior

1. Dados Geotécnicos:

(De acordo o Memorial de Geotecnia - MC.4/00.7G/G2.001)

γ_s =	1,80	tf/m³ - Peso específico do solo
φ' =	20	graus - Ângulo de Atrito
K_o =	0,49	Coeficiênte de empuxo ativo
Kv =	1000,00	tf/m³ - Coeficiente de Reação Vertical - Valor considerado

2. Dados da Passagem:

$e._{LS}$ =	1,00	m - Espessura da laje superior
$e._{LI}$ =	1,00	m - Espessura da laje inferior
$e._{PAR}$ =	0,60	m - Espessura da parede
$h_{max.PAR}$ =	6,63	m - Altura máxima da parede
L =	14,86	m - Vão da laje

2. Carregamentos atuantes:

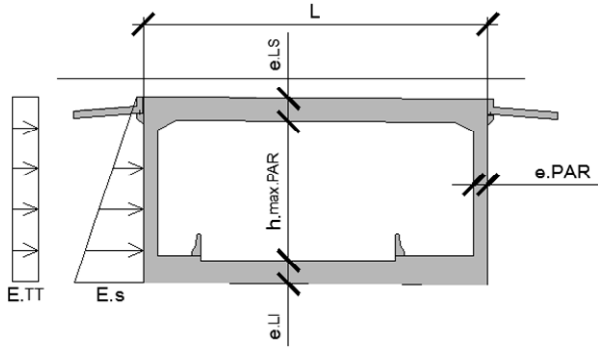
(Todos os carregamentos serão definidos para uma seção com 1m de largura)

$PP._{LS}$ =	2,50	tf/m - Peso próprio da laje superior
$PP._{LI}$ =	2,50	tf/m - Peso próprio da laje inferior
$PP._{PAR}$ =	1,50	tf/m - Peso próprio da parede
$p._{TT}$ =	2,67	tf/m - Carga distribuida equivalente do Trem-Tipo do Metro
φ =	1,40	Coeficiente de Impacto (Carregamento Metroviário)

3. Carregamentos Laterais:

E.s =	7,61	tf/m - Empuxo devido o solo
$E._{TT}$ =	1,31	tf/m - Empuxo devido ao trem tipo

Corte Esquemático



4.2 Determinação dos esforços solicitantes

Esquema Estrutural

A estrutura apresentada a seguir foi modelada no programa ftool.

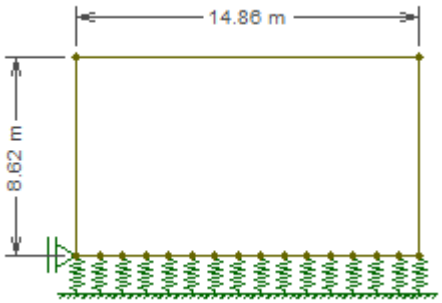


Figura 4.4 – Esquema Estrutural

Dados de entrada:

Ec = 23.800 MPa (Módulo de elasticidade longitudinal do concreto)

Kv = 1000tf/m³ (Coeficiente de reações verticais)

Carregamento Permanente

Os carregamentos permanentes são devidos ao peso próprio da estrutura de concreto e empuxos do solo (carga lateral)

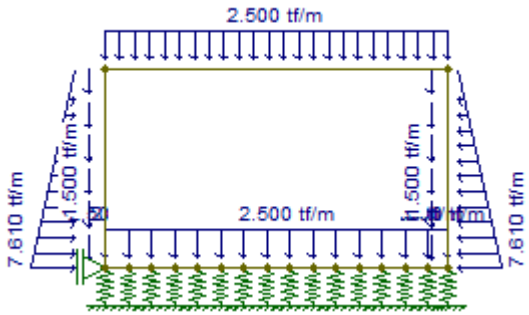


Figura 4.5 – Carregamento Permanente

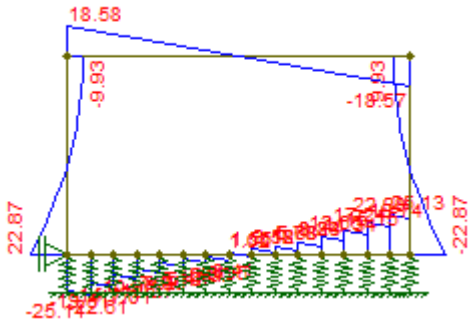


Figura 4.6 – Diagrama de força cortante

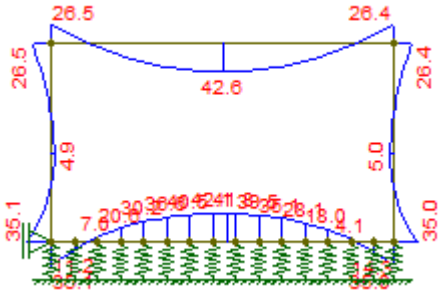


Figura 4.7 – Diagrama de momento fletor

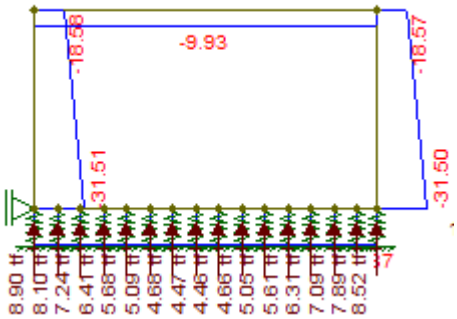


Figura 4.8 – Diagrama de força normal e reação do solo

Sobrecarga lateral

A sobrecarga lateral é devida a ação do trem-tipo do metro (carga por eixo de 14tf) Considerou-se a situação em que a sobrecarga ocorre de um lado da galeria e em ambos os lados.

Sobrecarga lateral atuando em apenas uma parede

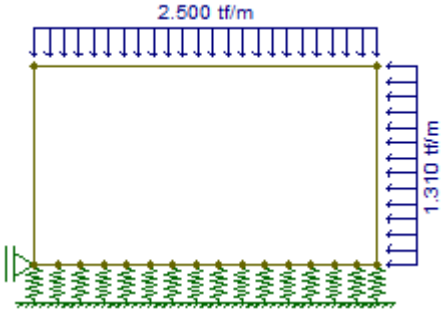


Figura 4.9 – Carregamento Sobrecarga – Apenas um lado

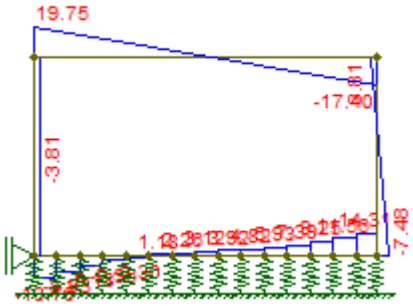


Figura 4.10 – Diagrama de força cortante

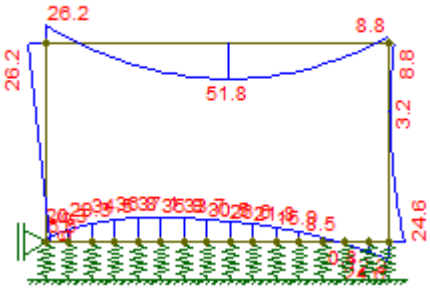


Figura 4.11 – Diagrama de momento fletor

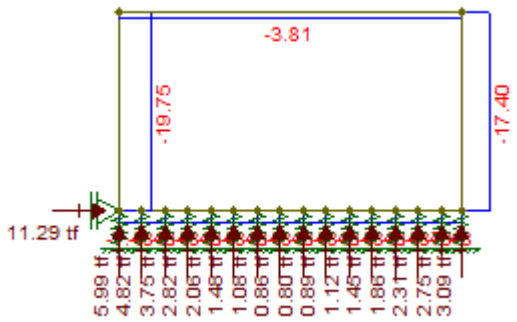


Figura 4.12 – Diagrama de força normal e reação do solo

Sobrecarga lateral atuando em ambas paredes

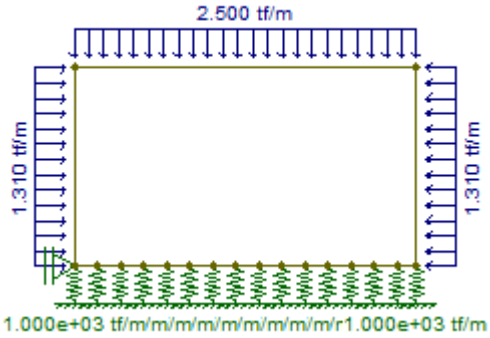


Figura 4.13 – Carregamento Sobrecarga – Ambos os lados

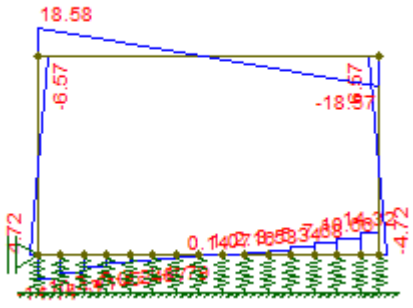


Figura 4.14 – Diagrama de força cortante

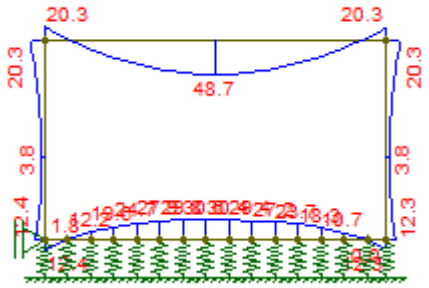


Figura 4.15 – Diagrama de momento fletor

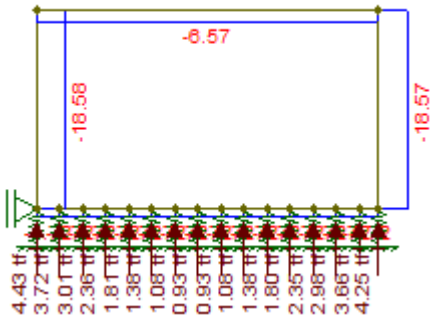


Figura 4.16 – Diagrama de força normal e reação do solo

Aceleração e Frenagem

Aceleração e Frenagem:
Os valores das forças longitudinais a serem consideradas, por eixo, são:

Fa =	2,15	tf - Força devido a aceleração
Ff =	1,95	tf - Força devido a frenagem

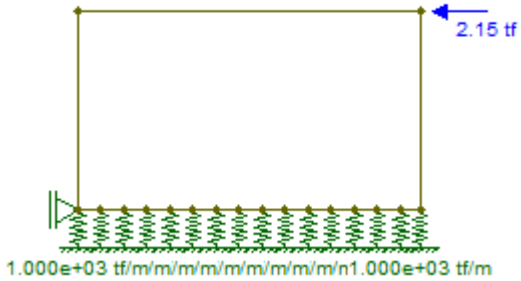


Figura 4.17 – Carregamento – Aceleração

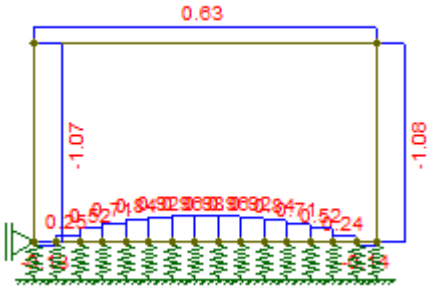


Figura 4.18 – Diagrama de força cortante

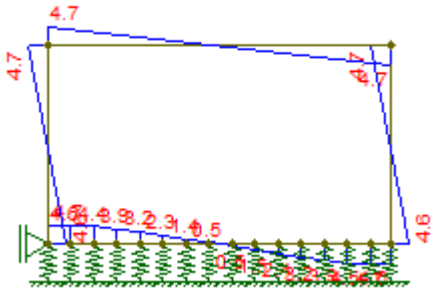


Figura 4.19 – Diagrama de momento fletor

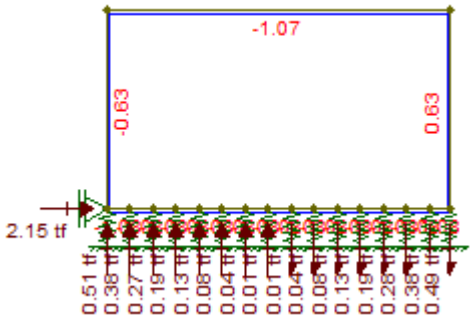


Figura 4.20 – Diagrama de força normal e reação do solo

Carga móvel

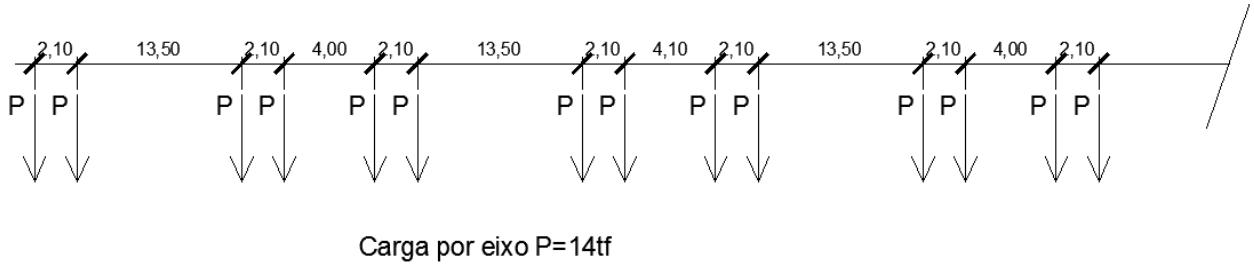


Figura 4.21 – Trem-tipo do Metro

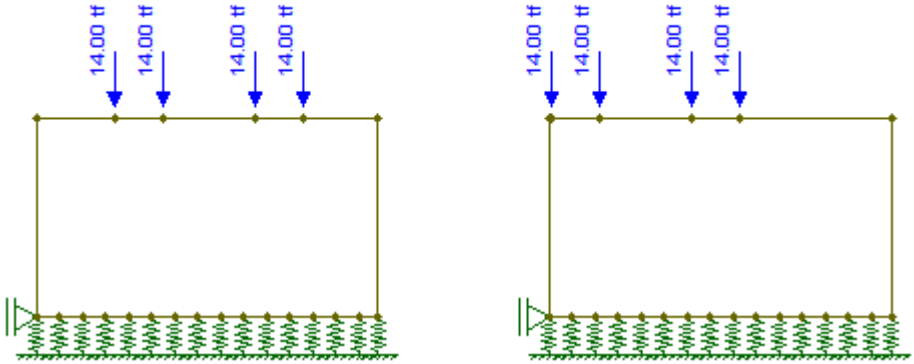


Figura 4.22 – Carregamentos – Carga móvel

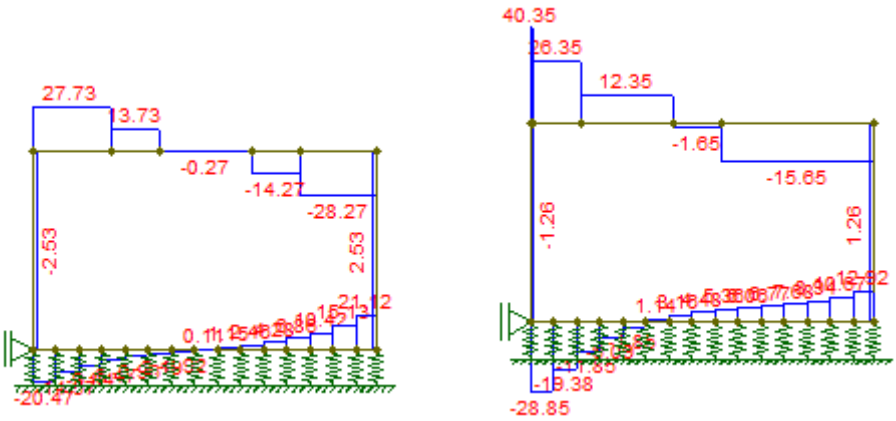


Figura 4.23 – Diagrama de força cortante

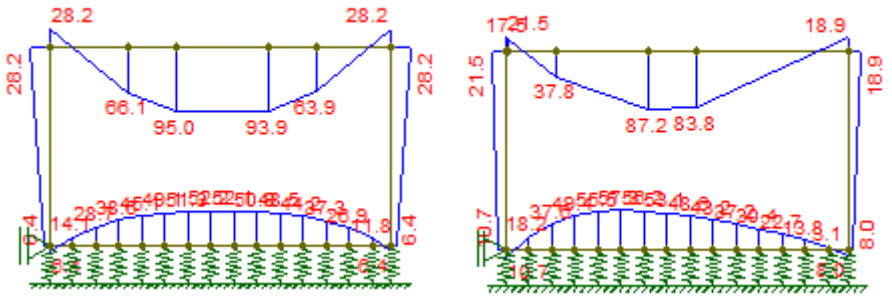


Figura 4.24 – Diagrama de momento fletor

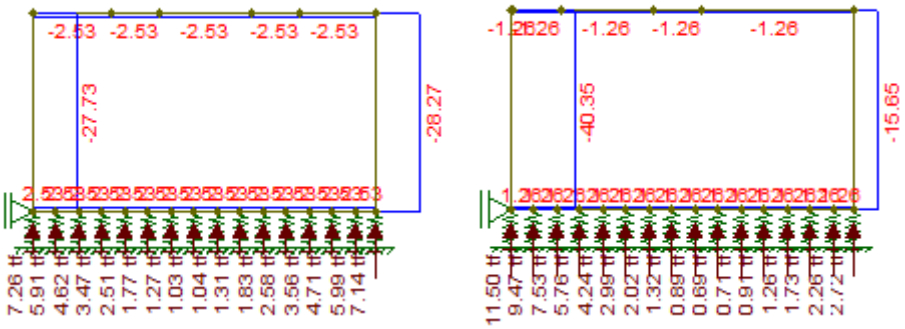


Figura 4.25 – Diagrama de força normal e reação do solo

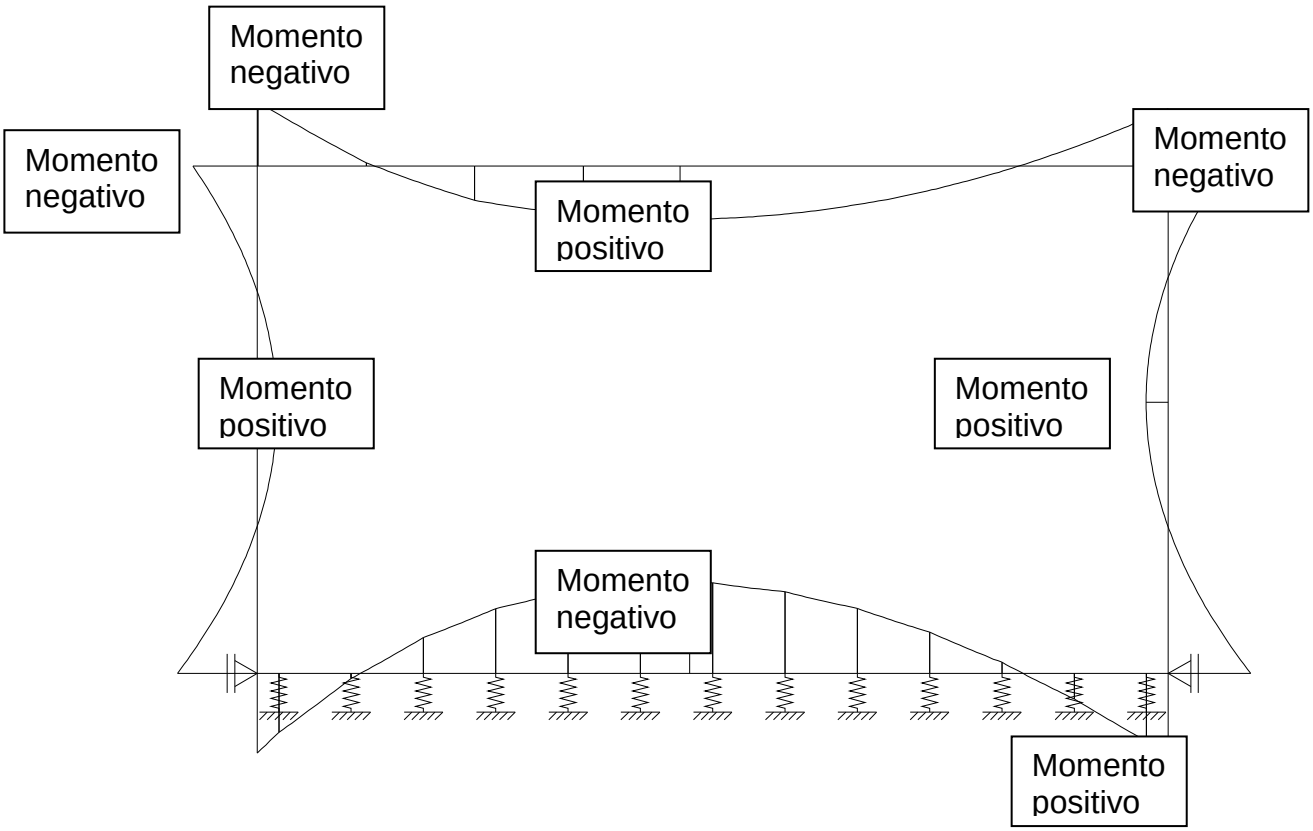
Máxima Reação no Solo

Considerando a combinação de Sobrecargas Permanentes (Peso Próprio+Empuxo), Aceleração, Sobrecarga lateral em 1 lado + Carga Móvel localizada na extremidade da estrutura, a máxima tensão no solo é de (8,90+5,99+0,51+11,50)/1x1 = 26,90tf/m² = 2,69kgf/cm² < 3,00kgf/cm².

4.3 Cálculo e dimensionamento

A seguir será apresentado o dimensionamento apenas para as principais partes da estrutura. (Lajes e Paredes).

No dimensionamento a seguir, os momentos serão denominados de positivo e negativo de acordo com a figura abaixo:



Dimensionamento da Laje:

O dimensionamento será efetuado apenas a laje mais solicitada, neste caso a Laje Superior.

h =	100	cm - Altura
d =	96	cm - Altura útil
bw =	100	cm - Largura
fck =	25	MPa - Resistência característica do concreto

Máximo Momento:

Md =	365,79	tfm - Momento - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
As =	103,67	cm² - Armadura necessária
As,min =	15,00	cm² - Armadura mínima
Adotado =	**ϕ 25 c/10**	em Duas Camadas - Configuração de armadura adotada

d) Resultados:

			Domínio 3	Região de Apoio: N	--> Ver NB6118 - Item: 14.6.4.3
x =	37,12	cm	**Armadura Simples**		
x/d =	0,387		**Armar como viga retangular**		

Determinação $A_{s,min}$

$$M_{d,\min} = 0{,}8 \cdot \sigma_{ct,\sup} \cdot W$$

$Md_{,min,inf}$ =	444,59	kNm	Asmin =	**14,70**	cm²				
$Md_{,min,sup}$ =	444,59	kNm	Asmin =	**14,70**	cm²	Asmin =	**14,70**	cm²	
ρmin =	0,150		Asmin =	**15,00**	cm²	As'min =	**14,70**	cm²	

ARMAÇÃO LONGITUDINAL - Momento Fletor

AsSup =	**0,00**	cm²							
Armadura Sup:	**0**	ϕ	**0,0**	mm	→	AsSup=	**0,00**	cm²	→ **OK !!!**
AsInf =	**103,67**	cm²							
Armadura Inf:	**21**	ϕ	**25,0**	mm	→	AsInf=	**105,00**	cm²	→ **OK !!!**

Fissuração:

Mk =	248,12	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
wk =	0,192	mm - Abertura de fissuras

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

b) Dados da Seção e Carregamento:

bw =	100,00	cm
h =	100,00	cm
d =	96,00	cm
bf =	100,00	cm
hf =	0,00	cm
d =	96,00	cm
d' =	4,00	cm
Mk =	2.481,20	kNm
ϕ =	25	mm
w <	0,30	mm

c) Resultados:

Ac =	10.000,00	cm²
yt =	50,00	cm
Io =	8.333.333,33	cm^4
αe =	11,85	
fctm =	2,56	MPa
Mr =	641,24	kN.m
Ie =	6.055.917,04	cm^4
x_{II} =	38,00	cm
I_{II} =	6.015.914,92	cm^4
σsi =	28,36	kN / cm^2
Acri =	3023,84	cm²
ρri =	0,0347	
g =	17,17	%
Es=	210,00	GPa
Ecs=	23,80	GPa

w1 =	**0,398**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,192**	**mm**	

e =	**2,00**	cm	
h_{fic} =	**33,63**	cm	
Amáx =	**3.363,00**	cm²	
eh1 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev1 =	**8,13**	cm	**OK!!!**
A1 =	**813,00**	*cm²*	
eh2 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev2 =	**4,50**	cm	**OK!!!**
A2 =	**1.693,61**	*cm²*	
eh3 =	**24,63**	cm	**OK!!!**
ev3 =	**21,00**	cm	**OK!!!**
A3 =	**517,23**	*cm²*	
eh4 =	**0,00**	cm	
ev4 =	**0,00**	cm	
A4 =	**0,00**	*cm²*	
eh5 =	**0,00**	cm	
ev5 =	**0,00**	cm	
A5 =	**0,00**	*cm²*	
Atotal =	**3.023,84**	cm²	
As_{exist} =	**105,00**	cm^2	
	OK		

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

Fadiga:

Mk,máx =	248,12	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
σ.máx =	283,6	MPa - tensão máxima na armadura
Mk,min=	42,60	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)-1.φ.(Variável)
σ.min =	51,2	MPa - Tensão mínima na armadura
Δ.fsd =	232,4	MPa - Variação da tensão na armadura
Δ.fsd,min =	175,0	MPa - Variação da tensão na armadura mínima

Δ.fsd ≅ Δ.fsd,min .·. OK!!!

Verificação da Cortante:

Vsd =	152,62	tf - Cortante - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
Nsd =	28,97	tf - Normal - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)

Verificação de lajes a Cortante (bw ≥ 5d)

De acordo com a NBR 6118/2003 (item 19.4.1), as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$Vsd \leq Vrd1$

$$Vrd1 = [\tau rd \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho 1) + 0{,}15 \cdot \sigma cp] \cdot bw \cdot d$$

Vsd =	1.526,20	kN	$fctk,\inf = 0{,}21 \cdot fck^{2/3} =$	0,180	kN/cm²
Nsd =	289,70	kN			
bw =	125,00	cm	$\tau rd = 0{,}25 \cdot \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$	0,032	kN/cm²
h =	100,00	cm			
d =	96,00	cm	$\rho 1 = \frac{As1}{bw \cdot d} =$	0,009	
fck =	25,00	MPa			
As =	105,00	cm²/m	$k = 1{,}6 - d =$	1,00	
			$\sigma cp = \frac{Nsd}{Ac} =$	0,000	kN/cm²

∴ $Vrd1 =$ 596,35 kN < Vsd → **É preciso armar a laje a cortante !!!**

Dimensionamento da Parede:

Máximo Momento:

Md =	159,89	tfm - Momento - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
As =	89,20	cm² - Armadura necessária
As,min =	9,00	cm² - Armadura mínima
Adotado =	ϕ 25 c/10	em Duas Camadas - Configuração de armadura adotada

d) Resultados:

x = 31,94 cm
x/d = 0,591

Domínio 3 Região de Apoio: N --> Ver NB6118 - Item: 14.6.4.3
Armadura Simples
Armar como viga retangular

Determinação $A_{s,min}$

$$M_{d,min} = 0{,}8 \cdot \sigma_{ct,sup} \cdot W$$

$Md_{,min,inf}$ =	160,05	kNm	Asmin =	**9,44**	cm²				
$Md_{,min,sup}$ =	160,05	kNm	Asmin =	**9,44**	cm²	Asmin =	**9,00**	cm²	
ρmin =	0,150		Asmin =	**9,00**	cm²	As'min =	**9,00**	cm²	

ARMAÇÃO LONGITUDINAL - Momento Fletor

AsSup =	**0,00**	cm²								
Armadura Sup:	**0**	ϕ	**0,0**	mm	→	AsSup=	**0,00**	cm²	→	**OK !!!**
AsInf =	**89,20**	cm²								
Armadura Inf:	**20**	ϕ	**25,0**	mm	→	AsInf=	**100,00**	cm²	→	**OK !!!**

Fissuração:

Mk =	109,24	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
wk =	0,166	mm - Abertura de fissuras

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

b) Dados da Seção e Carregamento:

bw =	100,00	cm
h =	60,00	cm
d =	54,00	cm
bf =	100,00	cm
hf =	0,00	cm
d =	54,00	cm
d' =	6,00	cm
Mk =	1.092,40	kNm
ϕ =	25	mm
w <	0,30	mm

c) Resultados:

Ac =	6.000,00	cm²
yt =	30,00	cm
Io =	1.800.000,00	cm^4
αe =	13,10	
fctm =	2,56	MPa
Mr =	230,85	kN.m
Ie =	1.612.911,23	cm^4
x_{II} =	26,73	cm
I_{II} =	1.611.128,89	cm^4
σsi =	24,23	kN / cm^2
Acri =	2913,00	cm²
ρri =	0,0343	
g =	24,26	%
Es=	210,00	GPa
Ecs=	23,80	GPa

w1 =	**0,291**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,166**	**mm**	

e =	**2,00**	cm	
h_{fic} =	**29,13**	cm	
Amáx =	**2.913,00**	cm²	
eh1 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev1 =	**8,13**	cm	**OK!!!**
A1 =	**813,00**	*cm²*	
eh2 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev2 =	**21,00**	cm	**OK!!!**
A2 =	**2.100,00**	*cm²*	
eh3 =	**0,00**	cm	
ev3 =	**0,00**	cm	
A3 =	**0,00**	*cm²*	
eh4 =	**0,00**	cm	
ev4 =	**0,00**	cm	
A4 =	**0,00**	*cm²*	
eh5 =	**0,00**	cm	
ev5 =	**0,00**	cm	
A5 =	**0,00**	*cm²*	
Atotal =	**2.913,00**	cm²	
As_{exist} =	**100,00**	cm^2	
	OK		

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

Fadiga:

Mk,máx =	109,24	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
σ.máx =	242,3	MPa - tensão máxima na armadura
Mk,min=	26,50	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)-1.φ.(Variável)
σ.min =	61,7	MPa - Tensão mínima na armadura
Δ.fsd =	180,6	MPa - Variação da tensão na armadura
Δ.fsd,min =	175,0	MPa - Variação da tensão na armadura mínima

Δ.fsd ≅ Δ.fsd,min ∴ OK!!!

Verificação da Cortante:

Vsd =	54,16	tf - Cortante - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
Nsd =	139,77	tf - Normal - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)

Verificação de lajes a Cortante (bw ≥ 5d)

De acordo com a NBR 6118/2003 (item 19.4.1), as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

Vsd ≤ Vrd1

$$Vrd1 = [\tau rd \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho 1) + 0{,}15 \cdot \sigma cp] \cdot bw \cdot d$$

Vsd =	541,60	kN	$fctk,\inf = 0{,}21 \cdot fck^{2/3} =$	0,180	kN/cm²
Nsd =	1.397,70	kN			
bw =	100,00	cm	$\tau rd = 0{,}25 \cdot \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$	0,032	kN/cm²
h =	60,00	cm			
d =	56,00	cm	$\rho 1 = \frac{As1}{bw \cdot d} =$	0,018	
fck =	25,00	MPa			
As =	100,00	cm²/m	$k = 1{,}6 - d =$	1,04	
			$\sigma cp = \frac{Nsd}{Ac} =$	0,000	kN/cm²

∴ $Vrd1 =$ 357,45 kN < Vsd → **É preciso armar a laje a cortante !!!**

5 DIMENSIONAMENTO DA PASSAGEM INFERIOR EST.3021+1,137

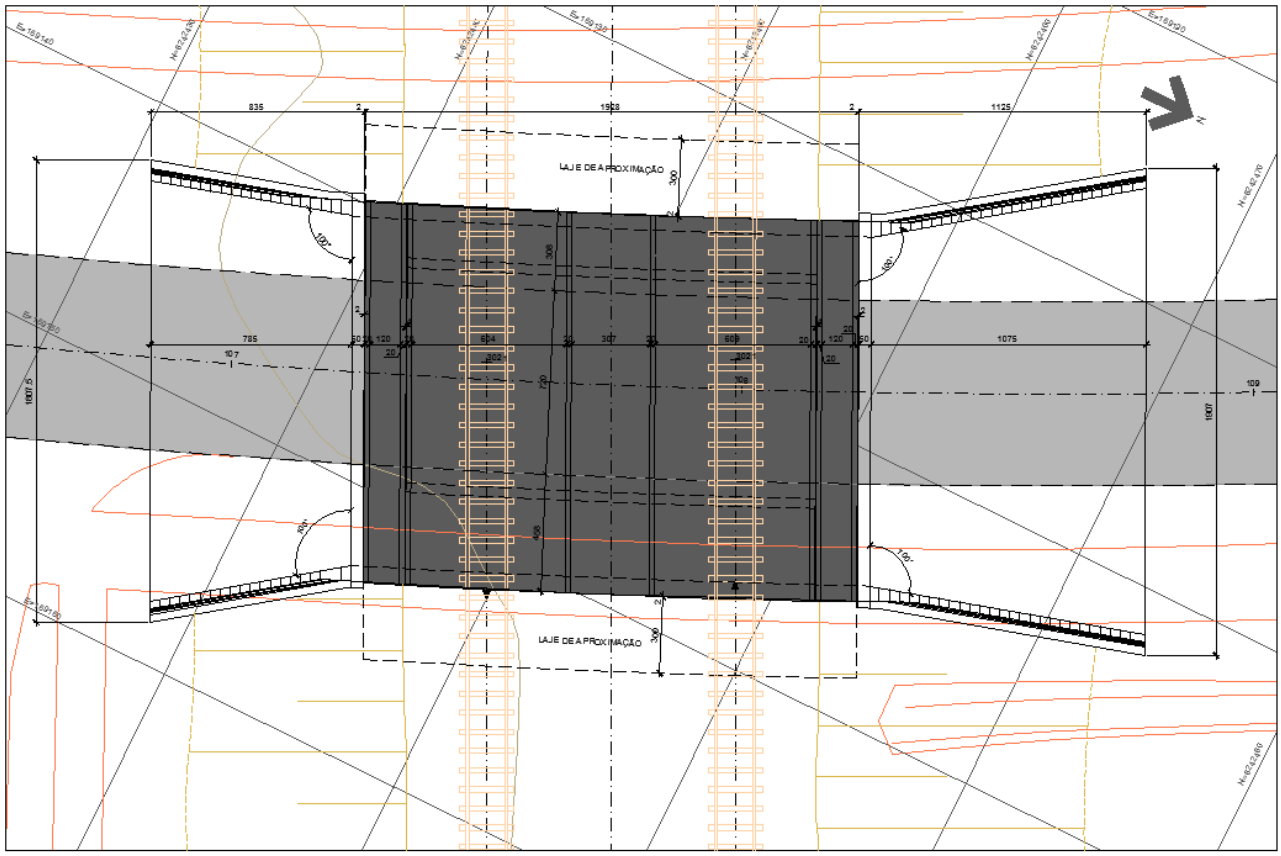


Figura 5.1 - Implantação

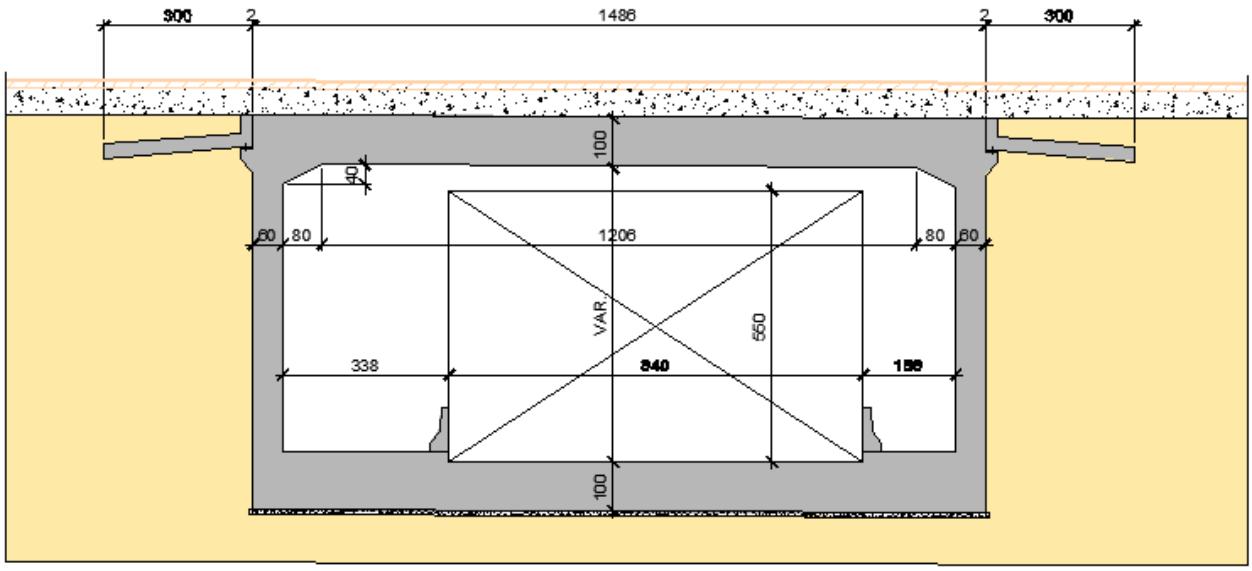


Figura 5.2 – Corte Transversal

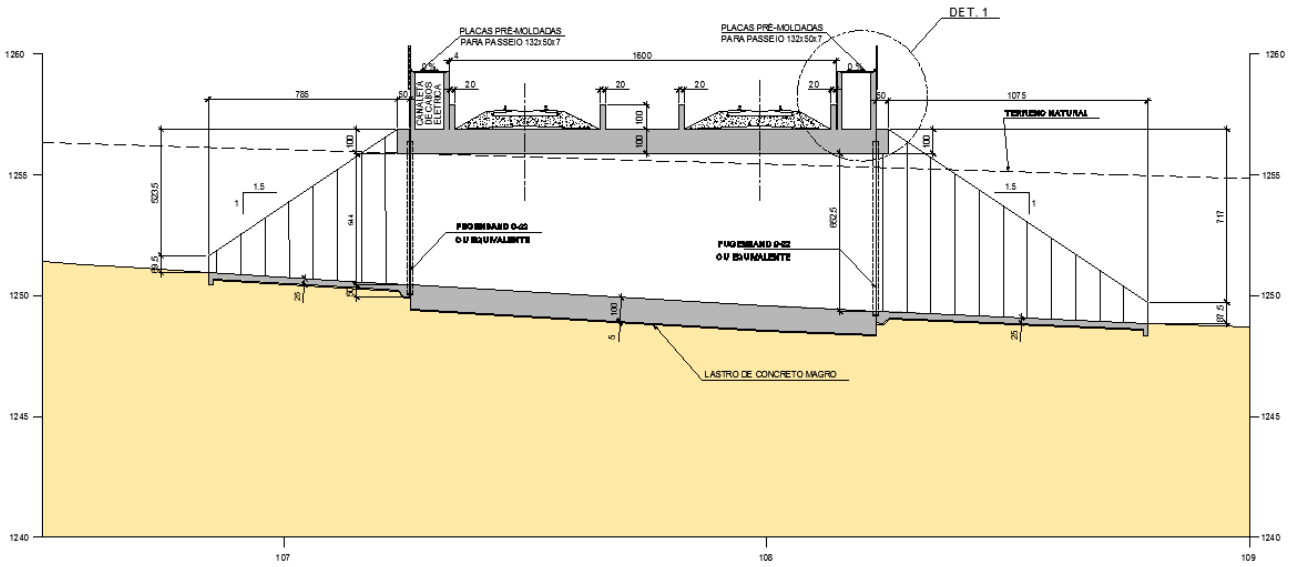


Figura 5.3 – Corte Longitudinal

5.1 Carregamentos

Verificação da Passagem Inferior

1. Dados Geotécnicos:

(De acordo o Memorial de Geotecnia - MC.4/00.7G/G2.001)

γ_s =	1,80	tf/m³ - Peso específico do solo
φ' =	20	graus - Ângulo de Atrito
K_o =	0,49	Coeficiênte de empuxo ativo
Kv =	1000,00	tf/m³ - Coeficiente de Reação Vertical - Valor considerado

2. Dados da Passagem:

$e._{LS}$ =	1,00	m - Espessura da laje superior
$e._{LI}$ =	1,00	m - Espessura da laje inferior
$e._{PAR}$ =	0,60	m - Espessura da parede
$h_{max.PAR}$ =	6,63	m - Altura máxima da parede
L =	14,86	m - Vão da laje

2. Carregamentos atuantes:

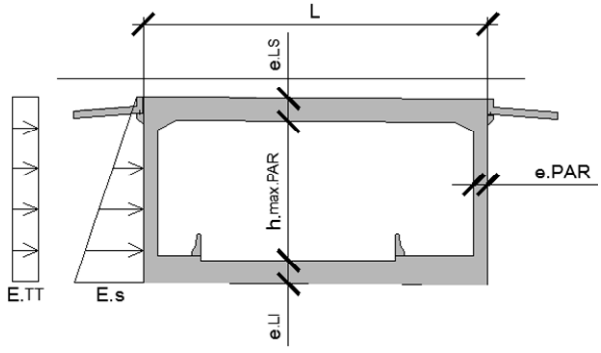
(Todos os carregamentos serão definidos para uma seção com 1m de largura)

$PP._{LS}$ =	2,50	tf/m - Peso próprio da laje superior
$PP._{LI}$ =	2,50	tf/m - Peso próprio da laje inferior
$PP._{PAR}$ =	1,50	tf/m - Peso próprio da parede
$p._{TT}$ =	2,67	tf/m - Carga distribuida equivalente do Trem-Tipo do Metro
φ =	1,40	Coeficiente de Impacto (Carregamento Metroviário)

3. Carregamentos Laterais:

E.s =	7,61	tf/m - Empuxo devido o solo
$E._{TT}$ =	1,31	tf/m - Empuxo devido ao trem tipo

Corte Esquemático



5.2 Determinação dos esforços solicitantes

Esquema Estrutural

A estrutura apresentada a seguir foi modelada no programa ftool.

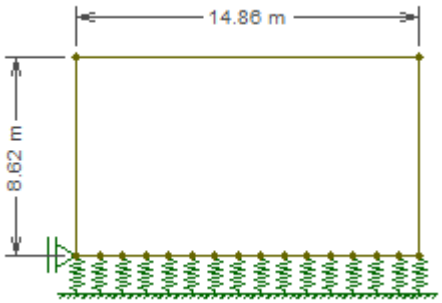


Figura 5.4 – Esquema Estrutural

Dados de entrada:

Ec = 23.800 MPa (Módulo de elasticidade longitudinal do concreto)

Kv = 1000tf/m³ (Coeficiente de reações verticais)

Carregamento Permanente

Os carregamentos permanentes são devidos ao peso próprio da estrutura de concreto e empuxos do solo (carga lateral)

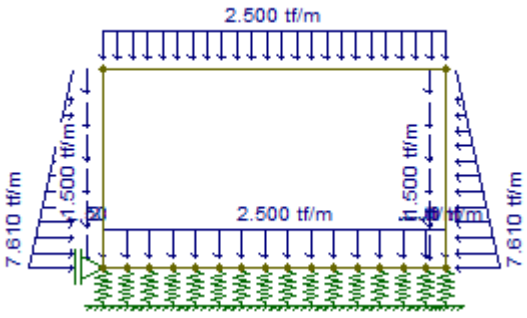


Figura 5.5 – Carregamento Permanente

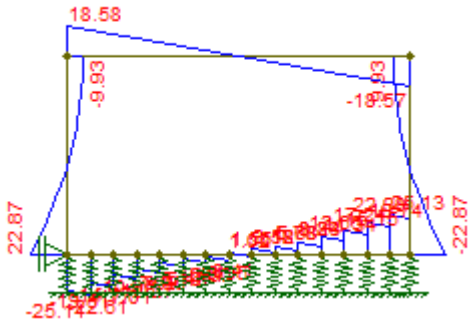


Figura 5.6 – Diagrama de força cortante

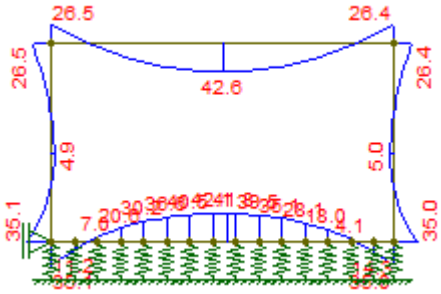


Figura 5.7 – Diagrama de momento fletor

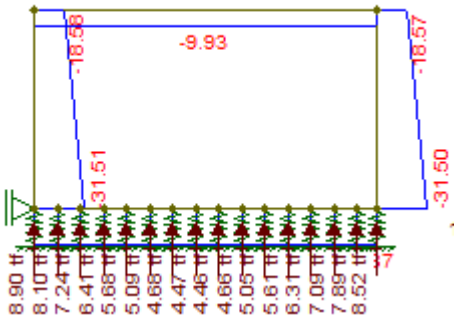


Figura 5.8 – Diagrama de força normal e reação do solo

Sobrecarga lateral

A sobrecarga lateral é devida a ação do trem-tipo do metro (carga por eixo de 14tf) Considerou-se a situação em que a sobrecarga ocorre de um lado da galeria e em ambos os lados.

Sobrecarga lateral atuando em apenas uma parede

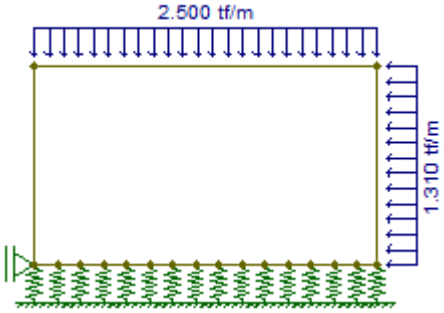


Figura 5.9 – Carregamento Sobrecarga – Apenas um lado

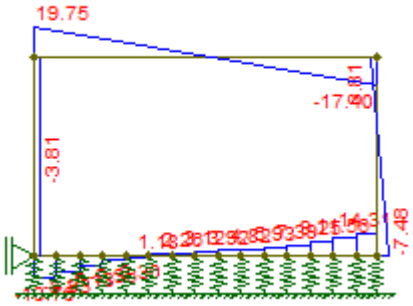


Figura 5.10 – Diagrama de força cortante

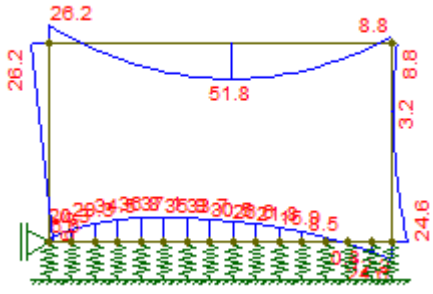


Figura 5.11 – Diagrama de momento fletor

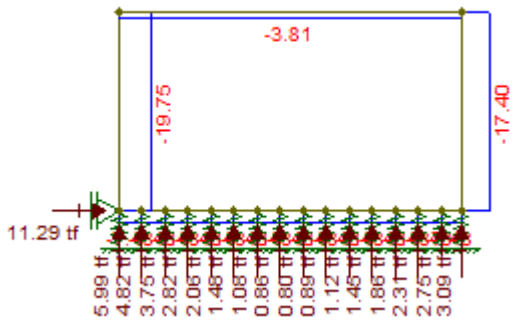


Figura 5.12 – Diagrama de força normal e reação do solo

Sobrecarga lateral atuando em ambas paredes

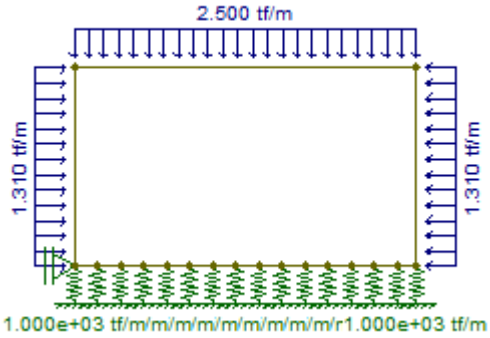


Figura 5.13 – Carregamento Sobrecarga – Ambos os lados

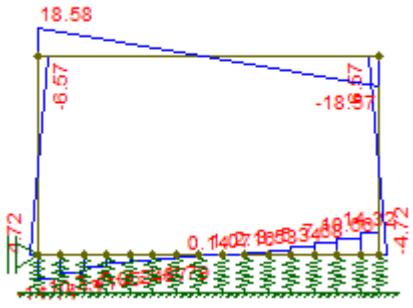


Figura 5.14 – Diagrama de força cortante

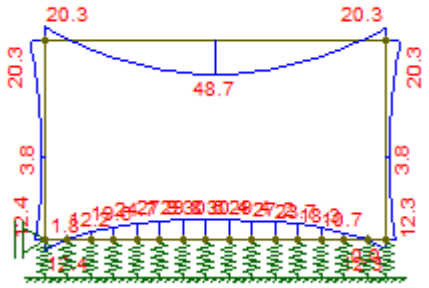


Figura 5.15 – Diagrama de momento fletor

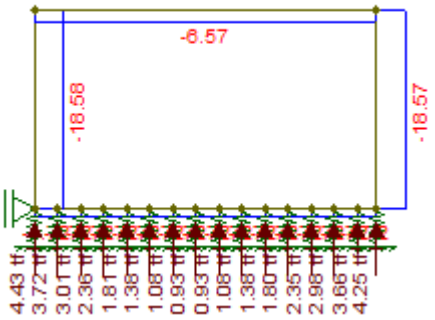


Figura 5.16 – Diagrama de força normal e reação do solo

Aceleração e Frenagem

Aceleração e Frenagem:
Os valores das forças longitudinais a serem consideradas, por eixo, são:

Fa =	2,15	tf - Força devido a aceleração
Ff =	1,95	tf - Força devido a frenagem

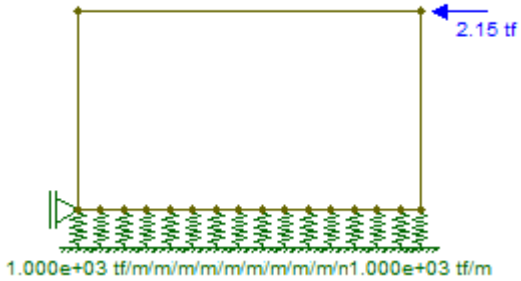


Figura 5.17 – Carregamento – Aceleração

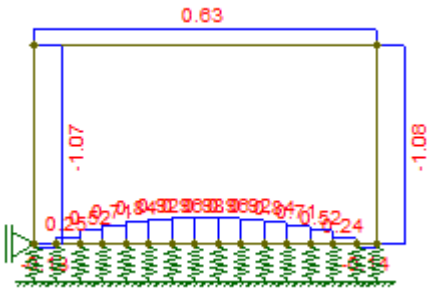


Figura 5.18 – Diagrama de força cortante

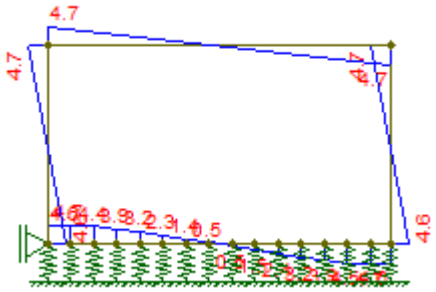


Figura 5.19 – Diagrama de momento fletor

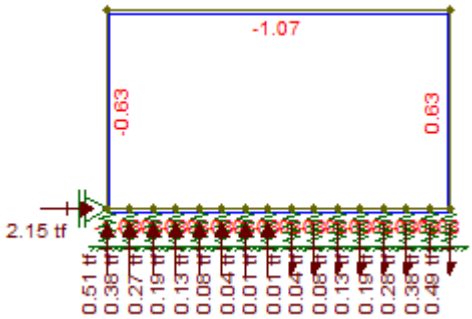


Figura 5.20 – Diagrama de força normal e reação do solo

Carga móvel

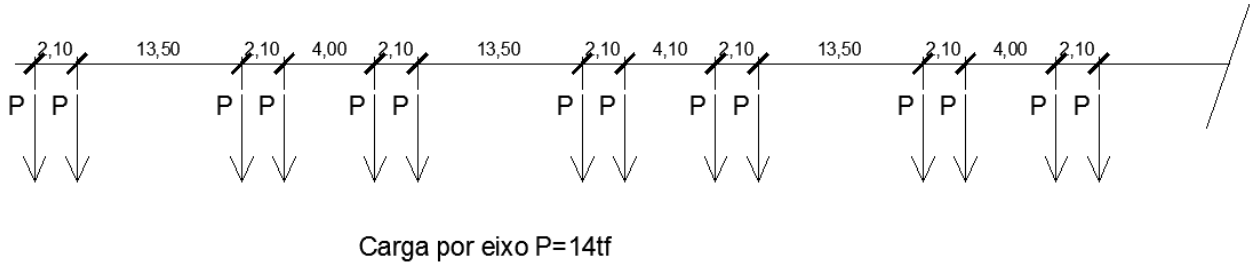


Figura 5.21 – Trem-tipo do Metro

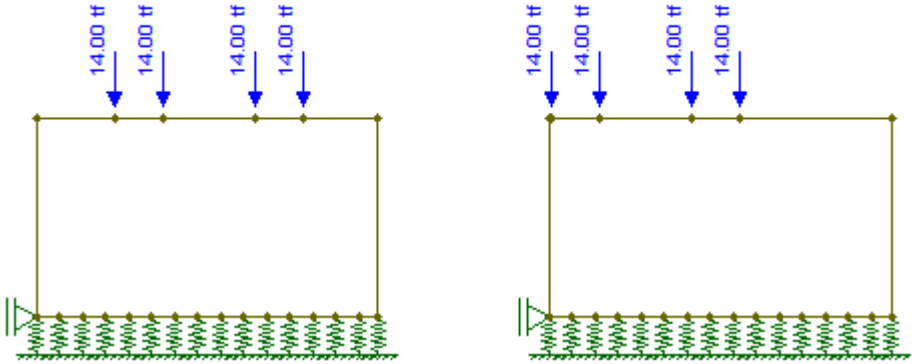


Figura 5.22 – Carregamentos – Carga móvel

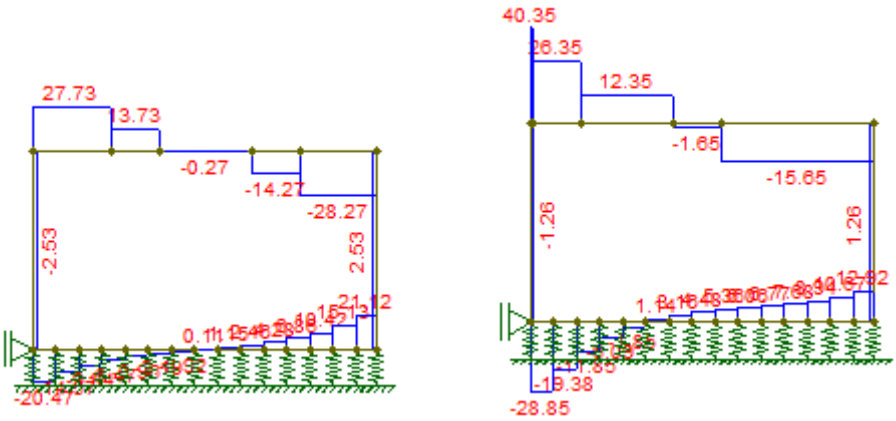


Figura 5.23 – Diagrama de força cortante

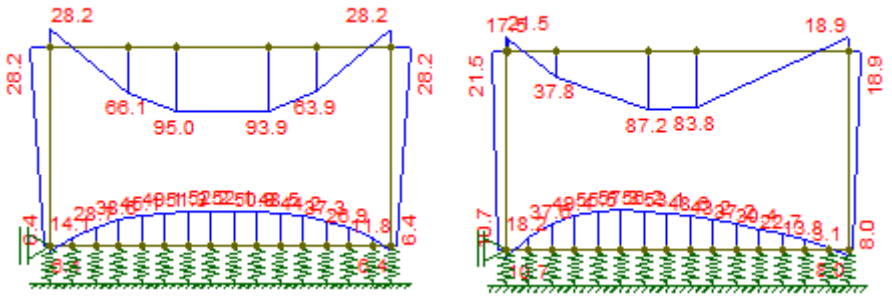


Figura 5.24 – Diagrama de momento fletor

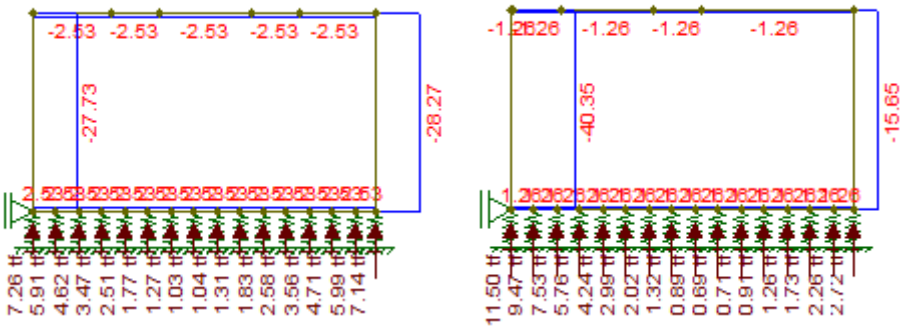


Figura 5.25 – Diagrama de força normal e reação do solo

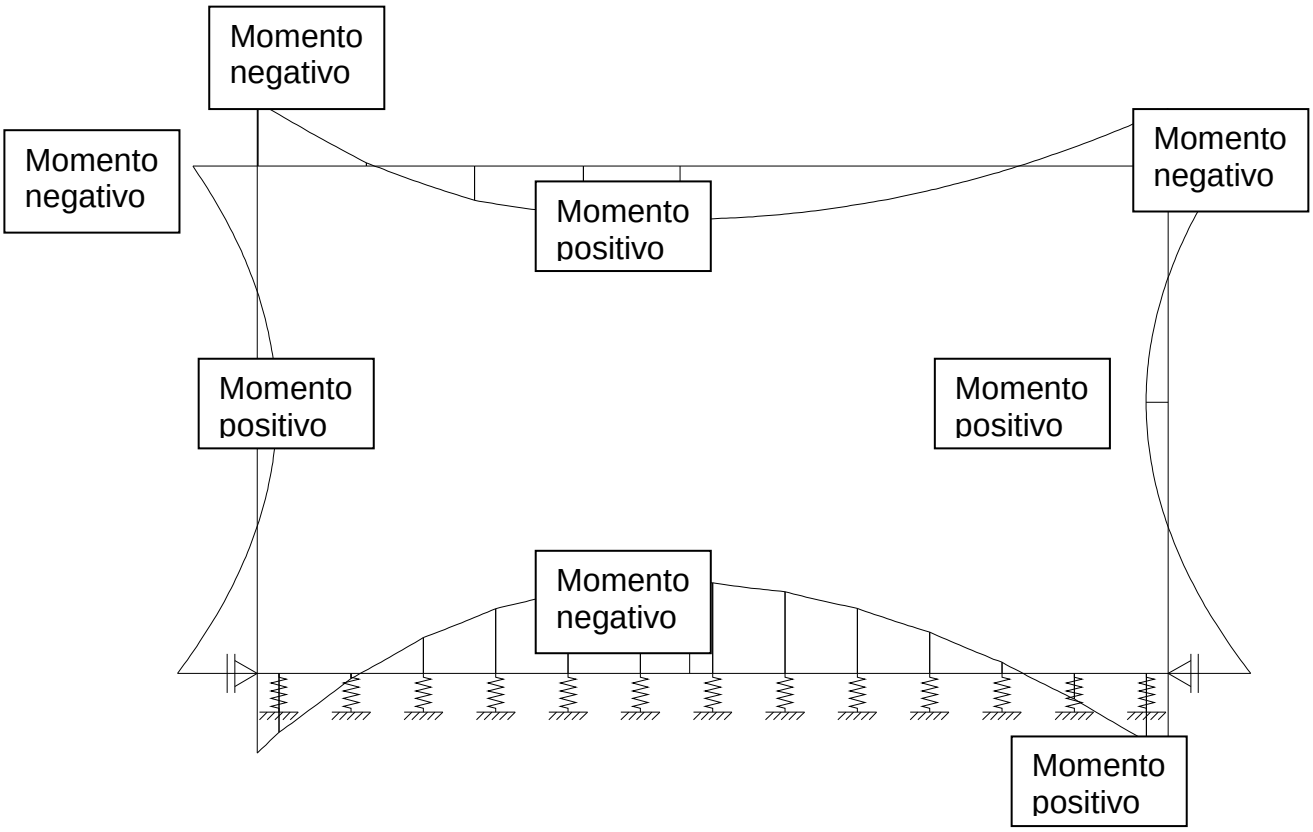
Máxima Reação no Solo

Considerando a combinação de Sobrecargas Permanentes (Peso Próprio+Empuxo), Aceleração, Sobrecarga lateral em 1 lado + Carga Móvel localizada na extremidade da estrutura, a máxima tensão no solo é de (8,90+5,99+0,51+11,50)/1x1 = 26,90tf/m² = 2,69kgf/cm² < 3,00kgf/cm².

5.3 Cálculo e dimensionamento

A seguir será apresentado o dimensionamento apenas para as principais partes da estrutura. (Lajes e Paredes).

No dimensionamento a seguir, os momentos serão denominados de positivo e negativo de acordo com a figura abaixo:



Dimensionamento da Laje:

O dimensionamento será efetuado apenas a laje mais solicitada, neste caso a Laje Superior.

h =	100	cm - Altura
d =	96	cm - Altura útil
bw =	100	cm - Largura
fck =	25	MPa - Resistência característica do concreto

Máximo Momento:

Md =	365,79	tfm - Momento - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
As =	103,67	cm² - Armadura necessária
As,min =	15,00	cm² - Armadura mínima
Adotado =	**ϕ 25 c/10**	em Duas Camadas - Configuração de armadura adotada

d) Resultados:

			Domínio 3	Região de Apoio: N	--> Ver NB6118 - Item: 14.6.4.3
x =	37,12	cm	**Armadura Simples**		
x/d =	0,387		**Armar como viga retangular**		

Determinação $A_{s,min}$

$$M_{d,\min} = 0{,}8 \cdot \sigma_{ct,\sup} \cdot W$$

$Md_{,min,inf}$ =	444,59	kNm	Asmin =	**14,70**	cm²				
$Md_{,min,sup}$ =	444,59	kNm	Asmin =	**14,70**	cm²	Asmin =	**14,70**	cm²	
ρmin =	0,150		Asmin =	**15,00**	cm²	As'min =	**14,70**	cm²	

ARMAÇÃO LONGITUDINAL - Momento Fletor

AsSup =	**0,00**	cm²							
Armadura Sup:	**0**	ϕ	**0,0**	mm	→	AsSup=	**0,00**	cm²	→ **OK !!!**
AsInf =	**103,67**	cm²							
Armadura Inf:	**21**	ϕ	**25,0**	mm	→	AsInf=	**105,00**	cm²	→ **OK !!!**

Fissuração:

Mk =	248,12	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
wk =	0,192	mm - Abertura de fissuras

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

b) Dados da Seção e Carregamento:

bw =	100,00	cm
h =	100,00	cm
d =	96,00	cm
bf =	100,00	cm
hf =	0,00	cm
d =	96,00	cm
d' =	4,00	cm
Mk =	2.481,20	kNm
ϕ =	25	mm
w <	0,30	mm

c) Resultados:

Ac =	10.000,00	cm²
yt =	50,00	cm
Io =	8.333.333,33	cm^4
αe =	11,85	
fctm =	2,56	MPa
Mr =	641,24	kN.m
Ie =	6.055.917,04	cm^4
x_{II} =	38,00	cm
I_{II} =	6.015.914,92	cm^4
σsi =	28,36	kN / cm^2
Acri =	3023,84	cm²
ρri =	0,0347	
g =	17,17	%
Es=	210,00	GPa
Ecs=	23,80	GPa

w1 =	**0,398**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,192**	**mm**	

e =	**2,00**	cm	
h_{fic} =	**33,63**	cm	
Amáx =	**3.363,00**	cm²	
eh1 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev1 =	**8,13**	cm	**OK!!!**
A1 =	**813,00**	*cm²*	
eh2 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev2 =	**4,50**	cm	**OK!!!**
A2 =	**1.693,61**	*cm²*	
eh3 =	**24,63**	cm	**OK!!!**
ev3 =	**21,00**	cm	**OK!!!**
A3 =	**517,23**	*cm²*	
eh4 =	**0,00**	cm	
ev4 =	**0,00**	cm	
A4 =	**0,00**	*cm²*	
eh5 =	**0,00**	cm	
ev5 =	**0,00**	cm	
A5 =	**0,00**	*cm²*	
Atotal =	**3.023,84**	cm²	
As_{exist} =	**105,00**	cm^2	
	OK		

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

Fadiga:

Mk,máx =	248,12	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
σ.máx =	283,6	MPa - tensão máxima na armadura
Mk,min=	42,60	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)-1.φ.(Variável)
σ.min =	51,2	MPa - Tensão mínima na armadura
Δ.fsd =	232,4	MPa - Variação da tensão na armadura
Δ.fsd,min =	175,0	MPa - Variação da tensão na armadura mínima

Δ.fsd ≅ Δ.fsd,min .·. OK!!!

Verificação da Cortante:

Vsd =	152,62	tf - Cortante - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
Nsd =	28,97	tf - Normal - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)

Verificação de lajes a Cortante (bw ≥ 5d)

De acordo com a NBR 6118/2003 (item 19.4.1), as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$Vsd \leq Vrd1$

$$Vrd1 = [\tau rd \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho 1) + 0{,}15 \cdot \sigma cp] \cdot bw \cdot d$$

Vsd =	1.526,20	kN	$fctk,\inf = 0{,}21 \cdot fck^{2/3} =$	0,180	kN/cm²
Nsd =	289,70	kN			
bw =	125,00	cm	$\tau rd = 0{,}25 \cdot \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$	0,032	kN/cm²
h =	100,00	cm			
d =	96,00	cm	$\rho 1 = \frac{As1}{bw \cdot d} =$	0,009	
fck =	25,00	MPa			
As =	105,00	cm²/m	$k = 1{,}6 - d =$	1,00	
			$\sigma cp = \frac{Nsd}{Ac} =$	0,000	kN/cm²

∴ $Vrd1 =$ 596,35 kN < Vsd → **É preciso armar a laje a cortante !!!**

Dimensionamento da Parede:

Máximo Momento:

Md =	159,89	tfm - Momento - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
As =	89,20	cm² - Armadura necessária
As,min =	9,00	cm² - Armadura mínima
Adotado =	**ϕ 25 c/10**	em Duas Camadas - Configuração de armadura adotada

d) Resultados:

x = 31,94 cm
x/d = 0,591

Domínio 3 Região de Apoio: N --> Ver NB6118 - Item: 14.6.4.3
Armadura Simples
Armar como viga retangular

Determinação $A_{s,min}$

$$M_{d,min} = 0{,}8 \cdot \sigma_{ct,sup} \cdot W$$

$Md_{,min,inf}$ =	160,05	kNm	Asmin =	**9,44**	cm²				
$Md_{,min,sup}$ =	160,05	kNm	Asmin =	**9,44**	cm²	Asmin =	**9,00**	cm²	
ρmin =	0,150		Asmin =	**9,00**	cm²	As'min =	**9,00**	cm²	

ARMAÇÃO LONGITUDINAL - Momento Fletor

AsSup =	**0,00**	cm²								
Armadura Sup:	**0**	ϕ	**0,0**	mm	→	AsSup=	**0,00**	cm²	→	**OK !!!**
AsInf =	**89,20**	cm²								
Armadura Inf:	**20**	ϕ	**25,0**	mm	→	AsInf=	**100,00**	cm²	→	**OK !!!**

Fissuração:

Mk =	109,24	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
wk =	0,166	mm - Abertura de fissuras

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

b) Dados da Seção e Carregamento:

bw =	100,00	cm
h =	60,00	cm
d =	54,00	cm
bf =	100,00	cm
hf =	0,00	cm
d =	54,00	cm
d' =	6,00	cm
Mk =	1.092,40	kNm
ϕ =	25	mm
w <	0,30	mm

c) Resultados:

Ac =	6.000,00	cm²
yt =	30,00	cm
Io =	1.800.000,00	cm^4
αe =	13,10	
fctm =	2,56	MPa
Mr =	230,85	kN.m
Ie =	1.612.911,23	cm^4
x_{II} =	26,73	cm
I_{II} =	1.611.128,89	cm^4
σsi =	24,23	kN / cm^2
Acri =	2913,00	cm²
ρri =	0,0343	
g =	24,26	%
Es=	210,00	GPa
Ecs=	23,80	GPa

w1 =	**0,291**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,166**	**mm**	

e =	**2,00**	cm	
h_{fic} =	**29,13**	cm	
Amáx =	**2.913,00**	cm²	
eh1 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev1 =	**8,13**	cm	**OK!!!**
A1 =	**813,00**	*cm²*	
eh2 =	**7,30**	cm	**OK!!!**
ev2 =	**21,00**	cm	**OK!!!**
A2 =	**2.100,00**	*cm²*	
eh3 =	**0,00**	cm	
ev3 =	**0,00**	cm	
A3 =	**0,00**	*cm²*	
eh4 =	**0,00**	cm	
ev4 =	**0,00**	cm	
A4 =	**0,00**	*cm²*	
eh5 =	**0,00**	cm	
ev5 =	**0,00**	cm	
A5 =	**0,00**	*cm²*	
Atotal =	**2.913,00**	cm²	
As_{exist} =	**100,00**	cm^2	
	OK		

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

Fadiga:

Mk,máx =	109,24	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)+1,00.φ.(Variável)
σ.máx =	242,3	MPa - tensão máxima na armadura
Mk,min=	26,50	tfm - Momento - Combinação: 1,00.(Permanente)-1.φ.(Variável)
σ.min =	61,7	MPa - Tensão mínima na armadura
Δ.fsd =	180,6	MPa - Variação da tensão na armadura
Δ.fsd,min =	175,0	MPa - Variação da tensão na armadura mínima

Δ.fsd ≅ Δ.fsd,min ∴ OK!!!

Verificação da Cortante:

Vsd =	54,16	tf - Cortante - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)
Nsd =	139,77	tf - Normal - Combinação: 1,35.(Permanente)+1,5.φ.(Variável)

Verificação de lajes a Cortante (bw ≥ 5d)

De acordo com a NBR 6118/2003 (item 19.4.1), as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

Vsd ≤ Vrd1

$$Vrd1 = [\tau rd \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho 1) + 0{,}15 \cdot \sigma cp] \cdot bw \cdot d$$

Vsd =	541,60	kN	$fctk,\inf = 0{,}21 \cdot fck^{2/3} =$	0,180	kN/cm²
Nsd =	1.397,70	kN			
bw =	100,00	cm	$\tau rd = 0{,}25 \cdot \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$	0,032	kN/cm²
h =	60,00	cm			
d =	56,00	cm	$\rho 1 = \frac{As1}{bw \cdot d} =$	0,018	
fck =	25,00	MPa			
As =	100,00	cm²/m	$k = 1{,}6 - d =$	1,04	
			$\sigma cp = \frac{Nsd}{Ac} =$	0,000	kN/cm²

∴ $Vrd1 =$ 357,45 kN < Vsd → **É preciso armar a laje a cortante !!!**