



PROJETO EXECUTIVO DE OBRAS ESPECIAIS

PONTE ARROIO OURO – INTERIOR DE CACIQUE DOBLE - RS

FEVEREIRO

2018



Avenida José Gelain, nº 104, Sala 02, Centro, São José do Ouro/RS



(54) 997096443



**MEMORIAL DE CALCULO: LAJE E PRÉ-LAJE; LONGARINAS;
TRANSVERSINAS; ENCONTROS E FUNDAÇÕES**

FEVEREIRO

2018



Avenida José Gelain, nº 104, Sala 02, Centro, São José do Ouro/RS



(54) 997096443



Avenida José Gelain, nº 104, Sala 02, Centro, São José do Ouro/RS



(54) 997096443

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

ILUSTRAÇÃO 1 – CROQUI ESQUEMÁTICO DA PONTE	13
ILUSTRAÇÃO 2 – PONTE EM PLANTA	14
ILUSTRAÇÃO 3 – SUPERESTRUTURA	15
ILUSTRAÇÃO 4 – DIMENSÕES DO MODELO DE CÁLCULO	26
ILUSTRAÇÃO 5 – PROPRIEDADES DAS BARRAS E ELEMENTOS FINITOS CONSTITUINTES DO MODELO	26
ILUSTRAÇÃO 6 – TABELA DE PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS DO MODELO	27
ILUSTRAÇÃO 7 – PESO PRÓPRIO VIGA CENTRAL	28
ILUSTRAÇÃO 8 – PESO PRÓPRIO VIGA BORDA	28
ILUSTRAÇÃO 9 – PESO PRÓPRIO LONGARINAS, NO MODELO	29
ILUSTRAÇÃO 10 – PESO PRÓPRIO LAJE E PRÉ-LAJE	29
ILUSTRAÇÃO 11 – PESO PRÓPRIO PAVIMENTO, TRANSVERSINA E DEFENSA	30
ILUSTRAÇÃO 12 – MULTIDÃO EM TODO O TABULEIRO	32
ILUSTRAÇÃO 13 – MULTIDÃO NO MEIO DO TABULEIRO	33
ILUSTRAÇÃO 14 – MULTIDÃO NAS LATERAIS DO TABULEIRO	33
ILUSTRAÇÃO 15 – MULTIDÃO 40% CENTRO	34
ILUSTRAÇÃO 16 – MULTIDÃO 30% NAS LATERAIS	34
ILUSTRAÇÃO 17 – TB450 NA BORDA INFERIOR DE METRO EM METRO	35
ILUSTRAÇÃO 18 – TB450 NA BORDA SUPERIOR DE METRO EM METRO	35
ILUSTRAÇÃO 19 – TB450 NA PELO CENTRO DO TABULEIRO DE METRO EM METRO	36
ILUSTRAÇÃO 20 – TB450 NA V2 DE METRO EM METRO	36
ILUSTRAÇÃO 21 – TB450 NA V3 DE METRO EM METRO	37
ILUSTRAÇÃO 22 – MOMENTO FLETOR CARGA PERMANENTE (SEÇÃO A CADA 1,50 M)	37
ILUSTRAÇÃO 23 – ENVOLTÓRIA DE CARGA ACIDENTA, JÁ COM CIA (SEÇÃO A CADA 1,50 M)	37
ILUSTRAÇÃO 24 – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES	38



ILUSTRAÇÃO 25 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO.....	39
ILUSTRAÇÃO 26 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO	40
ILUSTRAÇÃO 27 – DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE, SEÇÃO DO APOIO	41
ILUSTRAÇÃO 28 – DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE PARA SEÇÕES A PARTIR DE 4 METROS DO APOIO	42
ILUSTRAÇÃO 29 – MOMENTOS LONGITUDINAIS CARACTERÍSTICOS DEVIDO AS CARGAS PERMANENTES.....	45
ILUSTRAÇÃO 30 – MOMENTOS LONGITUDINAIS CARACTERÍSTICOS, MÁXIMOS DEVIDO AS CARGAS ACIDENTAIS COM IMPACTO.....	45
ILUSTRAÇÃO 31 – MOMENTOS LONGITUDINAIS CARACTERÍSTICOS, MÍNIMOS DEVIDO AS CARGAS ACIDENTAIS COM IMPACTO.....	46
ILUSTRAÇÃO 32 – MOMENTOS TRANSVERSAIS CARACTERÍSTICOS DEVIDO AS CARGAS PERMANENTES.....	46
ILUSTRAÇÃO 33 – MOMENTOS TRANSVERSAIS CARACTERÍSTICOS, MÁXIMOS DEVIDO AS CARGAS ACIDENTAIS COM IMPACTO.....	47
ILUSTRAÇÃO 34 – MOMENTOS TRANSVERSAIS CARACTERÍSTICOS, MÍNIMOS DEVIDO AS CARGAS ACIDENTAIS COM IMPACTO.....	47
ILUSTRAÇÃO 35 – DIMENSIONAMENTO DA LAJE	48
ILUSTRAÇÃO 36 – MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO TRANSVERSINA.....	53
ILUSTRAÇÃO 37 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO TRANSVERSINA	54
ILUSTRAÇÃO 38 – ESFORÇO CORTANTE NA TRANSVERSINA.....	55
ILUSTRAÇÃO 39 – DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE NA TRANSVERSINA	56
ILUSTRAÇÃO 40 – PERFIL NEW JERSEY – NBR 14885:2004 – SEGURANÇA NO TRÁFEGO-BARREIRAS DE CONCRETO	57
ILUSTRAÇÃO 41 – MODELO DA BARREIRA.....	58
ILUSTRAÇÃO 42 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS	58
ILUSTRAÇÃO 43 – PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS.....	58
ILUSTRAÇÃO 44 – MODELO SUBMETIDO AO ESFORÇO HORIZONTAL.....	59



ILUSTRAÇÃO 45 – MOMENTOS FLETORES VERTICAIS AO LONGO DE UMA LINHA NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA	60
ILUSTRAÇÃO 46 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO.....	60
ILUSTRAÇÃO 47 – CARGA MÓVEL, CLASSE-45, SOBRE A LAJE DE APROXIMAÇÃO	62
ILUSTRAÇÃO 48 – DIMENSIONAMENTO ARMADURA POSITIVA E NEGATIVA LAJE DE APROXIMAÇÃO	64
ILUSTRAÇÃO 48 – MODELO INTEGRADO DE CÁLCULO PARA A INFRAESTRUTURA	66
ILUSTRAÇÃO 49 – RIGIDEZ EQUIVALENTE APARELHO DE APOIO	67
ILUSTRAÇÃO 50 – PROPRIEDADES DAS BARRAS DO MODELO	67
ILUSTRAÇÃO 51 – MODELO CONSIDERANDO O ESFORÇO DE FRENAGEM	69
ILUSTRAÇÃO 52 – MODELO CONSIDERANDO O ESFORÇO DAS VARIAÇÕES TÉRMICAS	71
ILUSTRAÇÃO 53 – SOBRECARGA DEVIDO A MULTIDÃO NO ATERRO	73
ILUSTRAÇÃO 54 – EMPUXO DE SOLO NAS PAREDES	74
ILUSTRAÇÃO 55 – RESUMO DE CARREGAMENTO.....	74
ILUSTRAÇÃO 56 – MOMENTO LONGITUDINAL DE CÁLCULO NA PAREDE (LADO DO SOLO)	76
ILUSTRAÇÃO 57 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO PARA MOMENTO LONGITUDINAL NA PAREDE	77
ILUSTRAÇÃO 58 – MOMENTO TRANSVERSAL DE CÁLCULO NA PAREDE	78
ILUSTRAÇÃO 59 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO PARA MOMENTO TRANSVERSAL NA PAREDE	78
ILUSTRAÇÃO 60 – MOMENTO LONGITUDINAL (LADO DO SOLO).....	79
ILUSTRAÇÃO 61 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO PARA MOMENTO LONGITUDINAL NA CORTINA	79
ILUSTRAÇÃO 33 – MOMENTO TRANSVERSAL DE CÁLCULO DA CORTINA	80
ILUSTRAÇÃO 63 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO PARA MOMENTO TRANSVERSAL NA CORTINA	80
ILUSTRAÇÃO 64 – MOMENTOS FLETORES JUNTO A SAPATA CORRIDA	81
ILUSTRAÇÃO 65 – DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO PARA SAPATA CORRIDA	81



LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – DIMENSÕES DE MAQUINAS AGRÍCOLAS	13
TABELA 2 – CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	15
TABELA 3 – CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE E A QUALIDADE DO CONCRETO.....	16
TABELA 4 – COBRIMENTO MÍNIMO EM FUNÇÃO DA CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	19
TABELA 5 – CARACTERÍSTICAS DAS BARRAS E FIOS DE AÇO.....	22
TABELA 6 – VALOR DO COEFICIENTE DE ADERÊNCIA η_1	23



SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	11
2.1	REFERÊNCIAS NORMATIVAS	11
2.2	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS.....	12
2.3	BIBLIOGRAFIA DE REFERÊNCIA UTILIZADA	12
3	DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL SUPERESTRUTURA.....	13
3.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES	13
3.2	ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS E MOLDADOS NO LOCAL	14
4	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS A SEREM EMPREGADOS .	15
4.1	CONCRETO E DURABILIDADE DA ESTRUTURA	15
4.2	AÇO CA-25, CA-50 E CA-60	21
5	ANÁLISES E DIMENSIONAMENTOS SUPERESTRUTURA.....	23
5.1	AÇÕES PERMANENTES	23
5.1.1	Etapa de desmoldagem e estocagem	23
5.1.2	Etapa de concretagem da laje e funcionamento final do conjunto	25
5.2	CARGA MÓVEL RODOVIÁRIA	30
5.2.1	Análise do Trem-tipo considerado.....	30
5.2.1.1.1	<i>Coefficiente de impacto vertical.....</i>	<i>31</i>
5.2.1.1.2	<i>Coefficiente de número de faixas</i>	<i>31</i>
5.2.1.1.3	<i>Coefficiente de impacto adicional.....</i>	<i>32</i>
5.3	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS	37
5.4	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	43
5.4.1	Verificação da força cortante na laje.....	49
5.5	DIMENSIONAMENTO TRANSVERSINAS.....	53
5.6	DIMENSIONAMENTO DE BARREIRAS RIGIDAS EM RELAÇÃO AOS ESFORÇOS HORIZONTAIS.....	57
5.7	DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO	61
5.8	CARGAS DEVIDO AO VENTO	64



5.9	APARELHO DE APOIO	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
6	ANÁLISES E DIMENSIONAMENTOS – INFRAESTRUTURA	66
6.1	MODELO ESTRUTURAL DE CÁLCULO	66
6.2	FRENAGEM/ACELERAÇÃO	69
6.3	VARIAÇÃO DE TEMPERATURA, RETRAÇÃO DO CONCRETO E FLUÊNCIA 70	
6.4	AÇÃO DO VENTO	71
6.5	EMPUXO DE SOLO	71
6.5.1	Dimensionamento dos encontros	75
6.5.2	Dimensionamento da cortina	79
6.6	DIMENSIONAMENTO DA SAPATA CORRIDA	81



1 INTRODUÇÃO

Proprietário: Prefeitura Municipal de Cacique Doble

Obra: Construção de ponte em concreto armado de 6,0 m de largura x 15,0 m de comprimento e 5,0 m de altura

Local: Ponte sobre o Arroio Ouro, interior do município de Cacique Doble.

Coordenadas: Latitude 27° 42' 23.79" S; Longitude 51° 41' 19.21" O.

O presente projeto diz respeito a análise e o dimensionamento da superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura de uma ponte em concreto armado, localizada próxima a sede comunidade de Rio Ouro, Cacique Doble - RS.

O memorial de cálculo apresenta todos os cálculos necessários à determinação das solicitações e as verificações dos estados limites, apresentados em sequência lógica e com um desenvolvimento tal que facilmente possam ser entendidos, Interpretados e verificados.

2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

2.1 REFERÊNCIAS NORMATIVAS

As normas utilizadas nesta para os elementos deste memorial foram as seguintes:

- ABNT NBR - 6118/2014 - Projeto e execução de obras de concreto armado.
- ABNT NBR - 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR - 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
- ABNT NBR - 7187/2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.
- ABNT NBR - 12655/2006 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento.
- ABNT NBR - 8953/2011 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, grupos de resistência e consistência.



- ABNT NBR - 7188/2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- Manual de Construção de Obras de Arte Especiais - DNER, 1996.

2.2 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

Os softwares utilizados para modelagem, análise estrutural, detalhamentos, dimensionamentos e resumo dos dados obtidos:

- STRAP 2013
- AutoCad 2018
- Microsoft Excel 2013
- UNICALCO – V4

2.3 BIBLIOGRAFIA DE REFERÊNCIA UTILIZADA

Para o desenvolvimento dos modelos para análise estrutural dos elementos, também métodos desenvolvidos para o dimensionamento dos elementos. As referências utilizadas são as seguintes:

- Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Roberto Carvalho e Jasson Filho
- Pontes de Concreto Armado – Osvaldemar Marchetti
- Infra-Estrutura de Pontes de Vigas: Distribuição de Ações Horizontais/Método Geral de Cálculo – Moacyr de Freitas
- CAPILLA, V. L. Notas de aula.



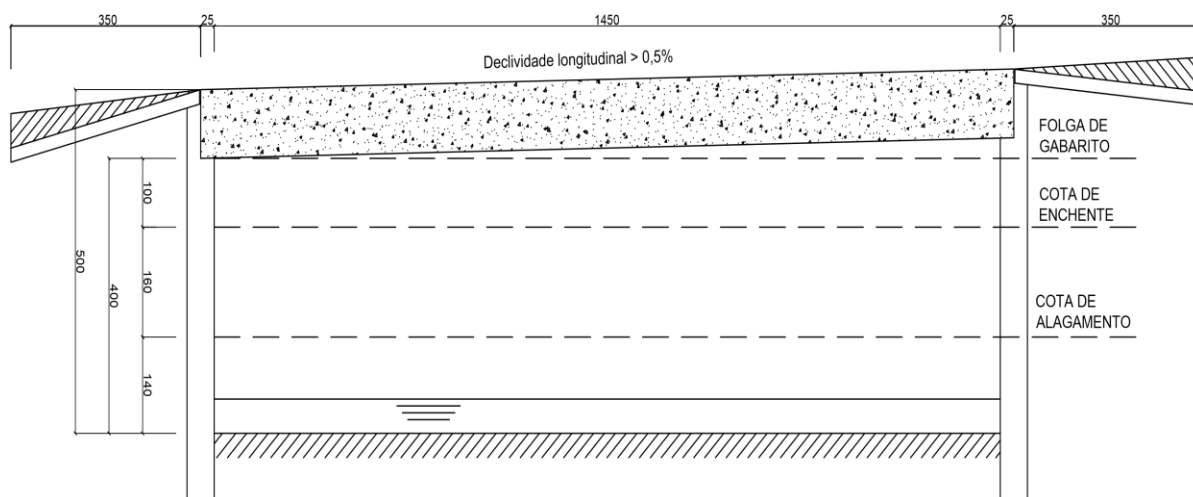
3 DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL SUPERESTRUTURA

3.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES

A proposta repassada é a construção de ponte em concreto armado para substituição de uma ponte, existente, em madeira.

Na Ilustração 1 apresenta-se um croqui com algumas dimensões da ponte a ser construída, sendo que o tabuleiro está simplesmente apoiado nas cabeceiras, resultando em um vão livre de 14,50 m.

Ilustração 1 – Croqui esquemático da ponte



Fonte: o autor.

Como a economia da região é basicamente agrícola, fez-se um levantamento das máquinas agrícolas de grande porte disponíveis no mercado, de forma que a ponte possibilite o tráfego destes veículos. Na Tabela 1 apresenta-se os dados coletados.

Tabela 1 – Dimensões de máquinas agrícolas

Dimensão das máquinas Agrícolas	
	Largura do Rodado dianteiro
Colheitadeiras	
John Deere S690	5,45
Massey Fergusson MF 9695	4,66

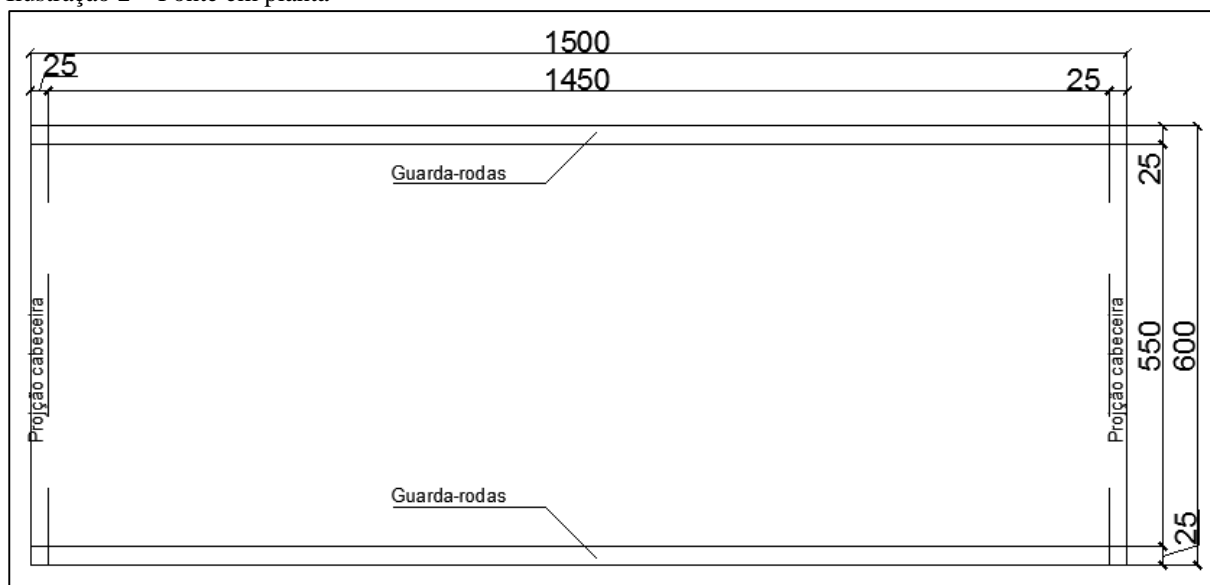


Massey Fergusson MF 9795	5,23
Massey Fergusson MF 9895	5,35

Fonte: o autor

Com base nos dados coletados determinou-se a largura da ponte como sendo 5,50 m + 0,50 m referentes aos guarda-rodas, como pode ser visto na Ilustração 2.

Ilustração 2 – Ponte em planta



Fonte: o autor

3.2 ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS E MOLDADOS NO LOCAL

A superestrutura será formada pelos seguintes elementos estruturais que serão dimensionados no decorrer deste projeto:

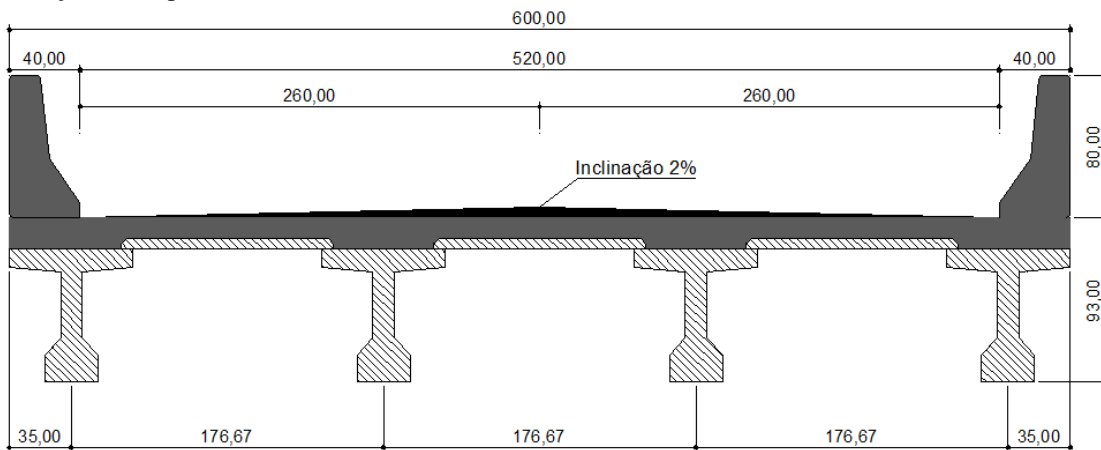
- Laje do tabuleiro, cuja função é servir de apoio direto para as cargas atuantes;
- Vigamento principal (longarinas) tem por função vencer o vão livre entre apoios recebendo os carregamentos das lajes;
- Vigamento secundário (transversinas), cuja função promover o travamento entre longarinas e impedir a rotação das mesmas em torno de seu eixo longitudinal;



A estrutura foi pensada de forma a facilitar a execução e diminuir a altura da superestrutura, visto que a estrada de acesso a ponte encontra-se abaixo da cota máxima de enchente o que requer subir o tabuleiro e consequentemente conduz ao emprego de aterros nas cabeceiras.

A NBR 7187/2003 determina que a espessura das lajes maciças destinadas ao tráfego de veículos rodoviários deve ser de no mínimo 15 cm, desta forma adotaremos o valor de 18 cm.

Ilustração 3 – Superestrutura



Fonte: o autor.

4 CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS A SEREM EMPREGADOS

4.1 CONCRETO E DURABILIDADE DA ESTRUTURA

A classe de agressividade ambiental classificada para o projeto foi determinada de acordo com a Tabela 2, sendo Classe I com agressividade fraca e classificação Rural ou Submersa, possuindo índice de deterioração insignificante, visto que a estrutura está localizada em um local arborizado e sem indústrias que possam causar poluição.

Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Riscos de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante



II	Moderada	Submersa Urbana ^{a b}	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial ^{a b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço para apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou em ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuvas em ambiente predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Em virtude da relação água/cimento estar ligada intimamente com a porosidade dos concretos, portanto com sua durabilidade e ainda que concretos com maiores resistências ajudam a diminuir a seção das peças, optou-se por utilizar materiais com relação água/cimento e resistências superiores as mínimas exigida pela Tabela 3, para a respectiva classe de agressividade ambiental.

Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^b	Classe de agressividade (Erro! Fonte de referência não encontrada.)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Adota-se assim, para:

- Lajes, classe C25 e relação água/cimento $\leq 0,60$;
- Longarinas, classe C30 e relação água/cimento $\leq 0,55$;
- Transversinas, classe C25 e relação água/cimento $\leq 0,60$
- Cortinas/Encontro, classe C30 e relação água/cimento $\leq 0,55$
- Fundações, classe C25 e relação água/cimento $\leq 0,60$



Devido a utilização de estruturas pré-fabricadas, as quais são retiradas das formas com idades inferiores a 28 dias o que consequentemente conduz a menores resistências, faz-se, de acordo com a NBR 6118/2014 a multiplicação por um coeficiente β_1 , que considera a redução da resistência em função de sua idade, consideramos para os cálculos 3 dias e emprego de cimento CPV ARI.

$$\beta_1 = \exp \{S[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad (1).$$

$$\beta_1 = \exp \{0,20[1 - (28/3)^{1/2}]\}$$

$$\beta_1 = 0,66$$

- Para CPV- ARI “S” igual a 0,20.

Desta forma temos:

$$F_{ck\ 3dias} = 0,66 * 30\ MPa$$

$$F_{ck\ 3dias} = 19,80\ MPa$$

Como a NBR 6118/2014 determina que os valores de resistência do materiais utilizados nos cálculos devem ser minorados pelo coeficiente de ponderação (Y_m), sendo para o concreto $Y_m = Y_c = 1,40$, temos:

$$F_{cd} = \frac{F_{ck}}{Y_c} \quad (2).$$

$$F_{cd} = \frac{25\ MPa}{1,4} = 17,86\ MPa$$

$$F_{cd} = \frac{30\ MPa}{1,4} = 21,43\ MPa$$



$$F_{cd} = \frac{19,80 \text{ MPa}}{1,4} = 14,14 \text{ MPa}$$

Recomenda-se o uso de concretos com cimento Portland pozolanico (CPIV), visto que a utilização de cimento composto evita a despassivação por carbonatação, e a despassivação por ação de cloretos, decorrentes do ingresso de agentes agressivos, aumentando assim a vida útil da obra e diminuindo custos com manutenções

De acordo com Itambé (2014) a utilização de concretos com pozolana proporciona estabilidade no uso com agregados reativos reforçando a ideia de utilização deste cimento.

Na utilização do cimento CPIV deve-se tomar cuidados especiais com a cura e o tempo de desforma em consequência de seu baixo ganho de resistência nas primeiras idades.

Conforme a NBR 6118 (2014, p.23) caso não se possua ensaios específicos de tração é possível avaliar o seu valor por meio de equações que relacionam à resistência característica a compressão do concreto com sua tração média:

$$F_{ct,m} = 0,30^3 \sqrt{f_{ck}^2} \quad (3).$$

$$F_{ct,sup} = 1,30 F_{ct,m} \quad (4).$$

$$F_{ct,inf} = 0,70 F_{ct,m} \quad (5).$$

Para concretos com 19,80 MPa:

$$F_{ct,m} = 0,30^3 \sqrt{19,80^2} = 2,19 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,sup} = 1,30 \cdot 2,19 \text{ MPa} = 2,85 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,inf} = 0,70 \cdot 2,19 \text{ MPa} = 1,54 \text{ MPa}$$

Para concretos com 25 MPa:

$$F_{ct,m} = 0,30^3 \sqrt{25^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,sup} = 1,30 \cdot 2,56 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,inf} = 0,70 \cdot 2,56 \text{ MPa} = 1,79 \text{ MPa}$$



Para concretos com 30 MPa:

$$F_{ct,m} = 0,30^3 \sqrt{30^2} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,sup} = 1,30 \cdot 2,90 \text{ MPa} = 3,77 \text{ MPa}$$

$$F_{ct,inf} = 0,70 \cdot 2,90 \text{ MPa} = 2,03 \text{ MPa}$$

O cobrimento mínimo para obras correntes com tolerâncias de execução (Δc) fixada em 10 mm, consta na Tabela 4.

Tabela 4 – Cobrimento mínimo em função da classe de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade (Erro! Fonte de referência não encontrada.)			
		I	II	III	IV ^b
		Cobrimento nominal (mm)			
	Laje ^a	20	25	35	45
Concreto armado	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^c	30	30	40	50

^a Para faces superiores de lajes e vigas que serão revestidas de argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, com pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros as exigências desta Tabela podem ser substituídas por um cobrimento nominal ≥ 15 mm, desde que não seja menor que o diâmetro da barra ou do feixe.

^b Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^c No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Quando o controle de qualidade das medidas, durante a execução, for rigoroso, pode-se reduzir o cobrimento em 5 mm, utilizando um $\Delta c = 5$ mm. O cobrimento pode, também, ser reduzido em 5 mm quando se utilizar concreto com resistência acima do mínimo exigido.

Apesar de alguns elementos serem pré-fabricados, optou-se por manter os cobrimentos conforme a classe de agressividade sem utilizar a redução (Δc), definindo assim os cobrimentos como sendo:

- Lajes 2,0 cm;
- Longarinas 2,5 cm;
- Guarda-rodas 2,5 cm;



- Cortinas 5,0 cm;
- Fundações 5,0 cm;

Nos elementos em contato com água o cobrimento deve ser aumentado para 5,0 cm.

Segundo a NBR 6118 (2014, p.22) os dimensionamentos destinam-se a concretos com massa específica normal, entre 2000 Kg/m³ e 2800 Kg/m³.

Para a NBR 6118 (2014, p.23) o coeficiente de dilatação térmica do concreto pode ser admitido igual a $1 \times 10^{-5} / ^\circ C$.

O módulo de elasticidade deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 8522, considerado o módulo de deformação tangencial inicial, referente aos 28 dias de idade (NBR 6118, ABNT, 2014, p.24).

De acordo com a NBR (6118, 2014) quando não for possível realizar ensaios o módulo de elasticidade inicial, para concretos entre 20 MPa e 50 MPa, pode ser estimado de acordo com a Equação 6.

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (6).$$

Sendo:

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha E = 0,9$ para calcário

$\alpha E = 0,7$ para arenito

O módulo de deformação secante pode ser obtido através de métodos estabelecidos na ABNT NBR 8522, ou serem estimados com a Equação 7.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (7).$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (8).$$



Desta forma como não foi realizado ensaio específico para determinar os módulos de elasticidade dos concretos, utilizados nas análises estruturais, estes foram determinados através de correlações com o f_{ck} , sendo:

$$E_{ci} = 1,2.5600\sqrt{25}$$

$$E_{ci} = 1,2.5600\sqrt{30}$$

$$E_{ci} = 33600 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 36806,96 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80} = 0,8625$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{30}{80} = 0,875$$

$$E_{cs} = 0,8625.33600$$

$$E_{cs} = 0,875.36806,96$$

$$E_{cs} = 28980 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 32206 \text{ MPa}$$

Vale ressaltar, que, como prevê, a NBR 6118/2014 os valores de cálculo devem ser obtidos minorando as resistências características dos materiais

As especificações dos materiais a serem empregados foram atribuídas no software que auxiliou na análise dos esforços:

4.2 AÇO CA-25, CA-50 E CA-60

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p.28) as armaduras para concreto armado, são especificadas pela NBR 7480 (ABNT, 2007), classificando-as pelo seu valor característico de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

Os valores característicos de resistência ao escoamento para serem utilizados nos cálculos devem ser minorados pelo coeficiente de ponderação (Y_m), sendo $Y_m = Y_s = 1,15$, temos:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{Y_s} \quad (9).$$



$$F_{yd} (CA50) = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{yd} (CA25) = \frac{250 \text{ MPa}}{1,15} = 217,39 \text{ MPa}$$

Os valores de massa linear são determinados considerando uma massa específica de 7850Kg/m³, conforme descritas na Tabela 5.

Tabela 5 – Características das barras e fios de aço

Fios	Barras	Diâmetro nominal (mm)	Área da seção (cm ²)	Massa linear (Kg/m)	Perímetro (cm)
2,4	-	2,40	0,045	0,036	0,75
3,4	-	3,40	0,091	0,071	1,07
3,8	-	3,80	0,113	0,089	1,19
4,2	-	4,20	0,139	0,109	1,32
4,6	-	4,60	0,166	0,13	1,45
5	5	5,00	0,196	0,154	1,57
5,5	-	5,50	0,238	0,187	1,73
6	-	6,00	0,283	0,222	1,88
-	6,3	6,30	0,312	0,245	1,98
6,4	-	6,40	0,322	0,253	2,01
7	-	7,00	0,385	0,302	2,20
8	8	8,00	0,503	0,395	2,51
9,5	-	9,50	0,709	0,558	2,98
10	10	10,00	0,785	0,617	3,14
-	12,5	12,50	1,227	0,963	3,93
-	16	16,00	2,011	1,578	5,03
-	20	20,00	3,142	2,466	6,28
-	22	22,00	3,801	2,984	6,91
-	25	25,00	4,909	3,853	7,85
-	32	32,00	8,042	6,313	10,05
-	40	40,00	12,566	9,865	12,57

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 2007).



Segundo a NBR 6118 (2014, p.28) as barras podem ser lisas, entalhadas ou com saliências, desde que respeitem a capacidade aderente estabelecido na Tabela 6.

Tabela 6 – Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,00
Entalhada	1,40
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para a NBR 6118 (2014, p.29) o coeficiente de dilatação térmica do aço pode ser considerado igual ao do concreto, sendo $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .

“Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o valor do módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.” (NBR 6118, ABNT, 2014).

5 ANÁLISES E DIMENSIONAMENTOS SUPERESTRUTURA

5.1 AÇÕES PERMANENTES

Os elementos pré-fabricados passam por várias etapas até seu funcionamento final na estrutura. Nessas situações transitórias podem ocorrer esforços superiores a situação definitiva, sendo necessário suas verificações.

As etapas de construções foram divididas e verificadas separadamente, considerando seus carregamentos provisórios e as respectivas resistências dos materiais no momento.

5.1.1 Etapa de desmoldagem e estocagem

A etapa de desmoldagem devido a produção das fábricas, geralmente, ocorre poucos dias após a concretagem ou seja com o concreto sem ter atingido sua resistência final, desta forma considerou-se no dimensionamento da situação transitória um concreto com idade de 3 dias.

Adota-se furos para içamento posicionadas a 0,50 m das extremidades.



Nesta etapa temos apenas o peso próprio agindo no elemento, desta forma:

$$PP.viga = A.viga * \rho \text{ concreto armado} \quad (10).$$

$$PP.viga = 0,1927 \text{ m}^2 * 25 \text{ KN/m}^3$$

$$PP.viga = 4,82 \text{ KN/m}$$

Com os valores de carregamento determinam-se os máximos valores de momento fletor e esforço cortante, estes, de acordo com a NBR 9062/2017, devem ser majorados por um coeficiente de amplificação dinâmica igual a 1,30 e ainda, de acordo com a NBR 6118/2014, pelo coeficiente de ponderação das ações, também igual a 1,30.

Desta forma é possível obter os valores máximos de esforços para dimensionamento das vigas, sendo:

$$Md = Y_f * Y_f * M_k \quad (11).$$

$$Md, \text{máx (+)} = 1,30 * 1,30 * 117,5 \text{ KNm}$$

$$Md, \text{máx (+)} = 198,57 \text{ KNm}$$

$$Md, \text{máx (-)} = 1,30 * 1,30 * 0,6 \text{ KNm}$$

$$Md, \text{máx (-)} = 1,01 \text{ KNm}$$

$$Vd, \text{máx} = 1,30 * 1,30 * 33,70 \text{ KN}$$

$$Vd, \text{máx} = 56,95 \text{ KN}$$



5.1.2 Etapa de concretagem da laje e funcionamento final do conjunto

Neste estágio da obra serão considerados todos os carregamentos permanentes referentes ao peso próprio da estrutura agindo sobre a viga pré-fabricada de seção simples e/ou composta determinado os efeitos mais desfavoráveis.

Para determinação do carregamento por viga somou-se todos os pesos não colaborantes com a resistência dos elementos, lançando-os como carregamentos, sendo a análise realizada por meio de software específico que já leva em conta o peso próprio de cada elemento em função de sua geometria.

De posse dos máximos valores característicos de momento fletor e esforço cortante, estes, de acordo com a NBR 6118/2014, devem ser majorados pelo coeficiente de ponderação das ações, igual a 1,40. Nas estruturas pré-fabricadas este coeficiente poderia ser reduzido para 1,30, entretanto a favor da segurança considerou-se todos com 1,40.

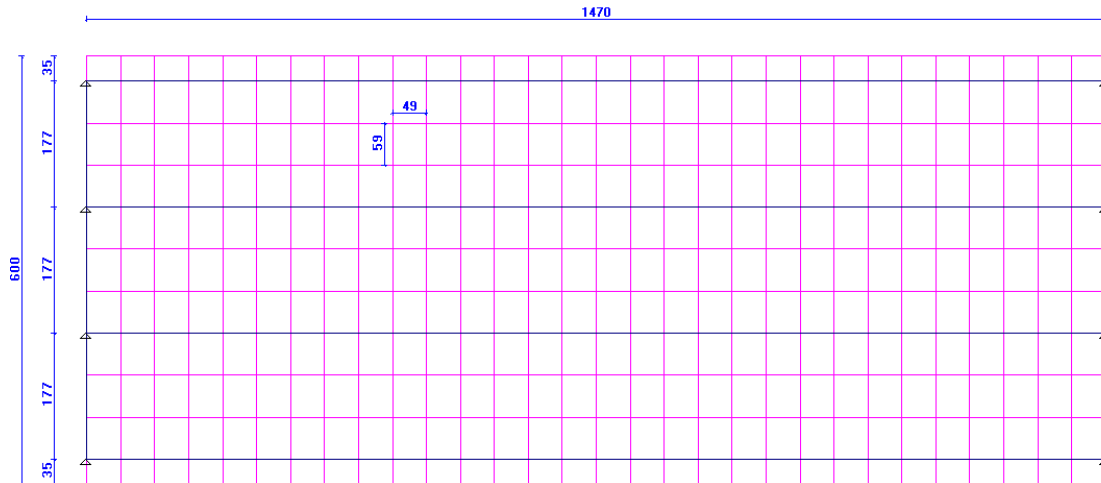
Inicialmente montamos todos os elementos estruturais da obra em questão em um modelo tridimensional. Aplicamos todos os esforços preconizados em Norma, sobre laje, viga e travessas, atuando simultaneamente com seus respectivos coeficientes de ponderação nas Combinações usualmente utilizadas para esse tipo de estrutura, onde ocorrem esforços longitudinais e transversais, a saber:

São feitos os levantamentos de todos os carregamentos atuantes sobre a OAE com os respectivos coeficientes de ponderação conforme preconiza a NBR-7187, NBR-7188e NBR-6118.

Confrontamos o resultado mais crítico de cada combinação com a capacidade resistente dos elementos estruturais aos quais são expostos e verificamos se ambos armados conforme desenho, atendem as hipóteses.

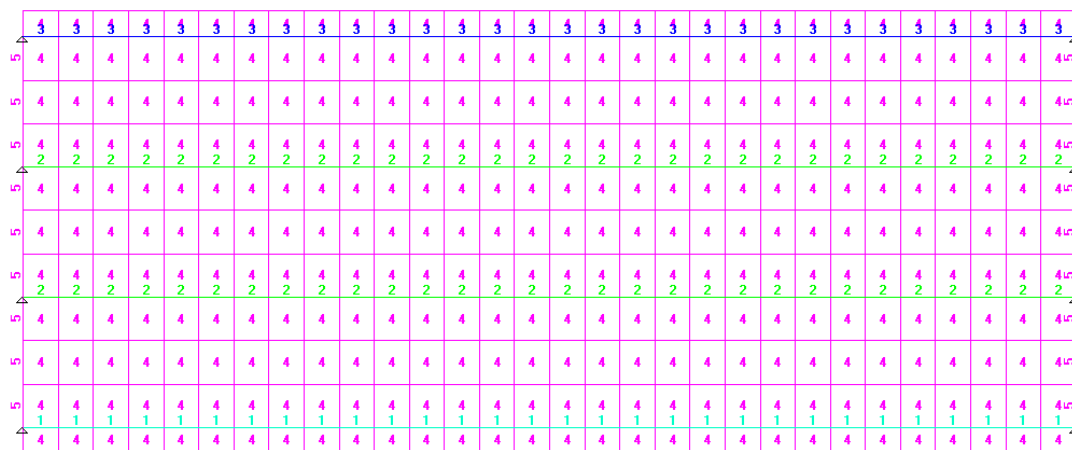


Ilustração 4 – Dimensões do modelo de cálculo



Fonte: o autor.

Ilustração 5 – Propriedades das barras e elementos finitos constituintes do modelo



Fonte: o autor.



Ilustração 6 – Tabela de propriedades dos elementos do modelo

TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - metros)				
PROPRIEDADE N.1 - P1				
A=0.460	I2=0.447 Material = 1 - C30	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
PROPRIEDADE N.2 - P2				
A=0.556	I2=0.498 Material = 1 - C30	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
PROPRIEDADE N.3 - P3				
A=0.460	I2=0.447 Material = 1 - C30	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
PROPRIEDADE N.4 - P4				
0.180 Material = 3 - C30 , 2 - C30				
PROPRIEDADE N.5 - T0.3x0.55+0.5x0.18				
A=0.201 h2=0.50	I2=0.526 Material = 2 - C30 h3=0.55 .500	I3=0.270 e2=0.25 x3 .180 Eixos locais .300	J=0.401 e3=0.30 x2	SF2=0. SF3=0.500
PROPRIEDADE N.6 - P6				
0.010 Material = 3 - C30				

Fonte: o autor.



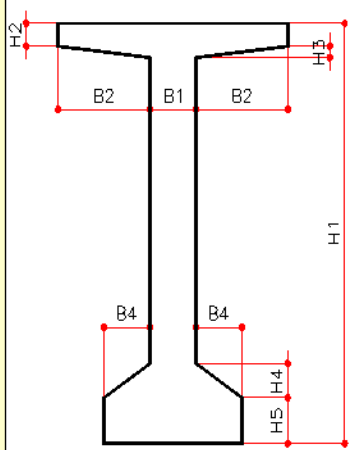
Ilustração 7 – Peso próprio Viga Central

Elementos Geométricos da seção homogênea

ENTRADA DE DADOS				
B1 = 0.120 m	H1 = 0.75 m	LARGURA DA LAJE 1.770 m ESPESSURA DA LAJE 0.180 m RELAÇÃO Viga/Laje 1.00		
B2 = 0.290 m	H2 = 0.10 m			
B3 = 0.290 m	H3 = 0.03 m			
B4 = 0.065 m	H4 = 0.10 m			
B5 = 0.250 m	H5 = 0.15 m			

Calcular

RESULTADOS				
COTA DO C.G.	m ¹	CG	PERFIL SIMPLES	PERFIL COMPOSTO
ÁREA HOMOGENEIZADA	m ²	A	0.36413	0.63642
MOMENTO DE INÉRCIA	m ⁴	I	0.23820	0.55680
MOMENTO ESTÁTICO	m ³	S	0.01811	0.04984
MÓDULO RESIST SUP DA VIGA	m ³	Wsup	0.03081	0.06935
MÓDULO RESIST SUP (COMPOSTO)	m ³	Wsup	0.04693	0.43877
MÓDULO RESIST INFERIOR	m ³	Winf	0.04973	0.16975



Fonte: o autor.

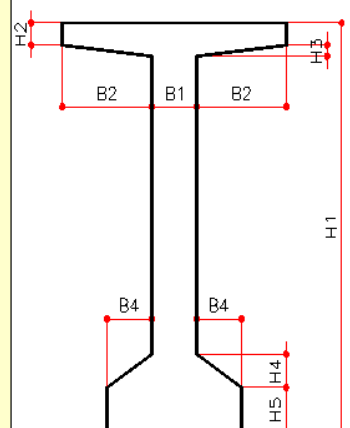
Ilustração 8 – Peso próprio Viga Borda

Elementos Geométricos da seção homogênea

ENTRADA DE DADOS				
B1 = 0.120 m	H1 = 0.75 m	LARGURA DA LAJE 1.230 m ESPESSURA DA LAJE 0.180 m RELAÇÃO Viga/Laje 1.00		
B2 = 0.290 m	H2 = 0.10 m			
B3 = 0.290 m	H3 = 0.03 m			
B4 = 0.065 m	H4 = 0.10 m			
B5 = 0.250 m	H5 = 0.15 m			

Calcular

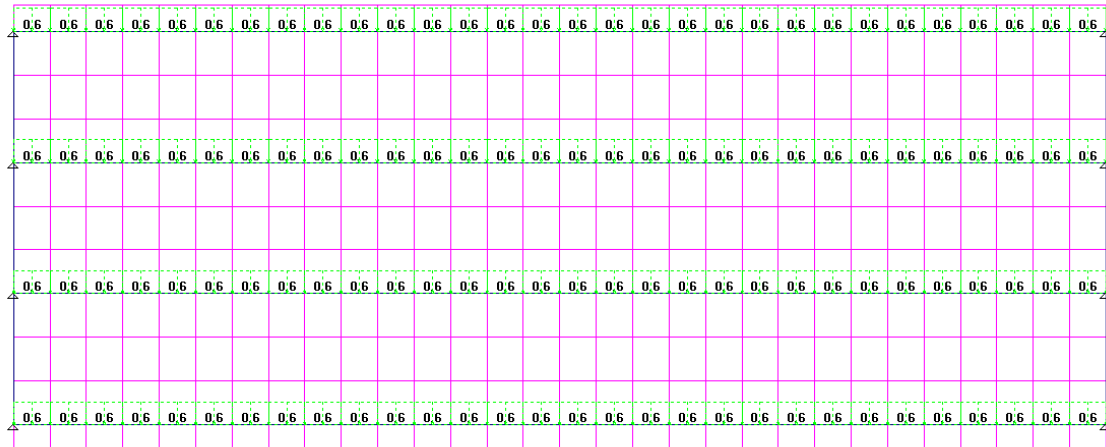
RESULTADOS				
COTA DO C.G.	m ¹	CG	PERFIL SIMPLES	PERFIL COMPOSTO
ÁREA HOMOGENEIZADA	m ²	A	0.36413	0.59337
MOMENTO DE INÉRCIA	m ⁴	I	0.23820	0.45960
MOMENTO ESTÁTICO	m ³	S	0.01811	0.04469
MÓDULO RESIST SUP DA VIGA	m ³	Wsup	0.03081	0.06267
MÓDULO RESIST SUP (COMPOSTO)	m ³	Wsup	0.04693	0.28533
MÓDULO RESIST INFERIOR	m ³	Winf	0.04973	0.13276



Fonte: o autor.

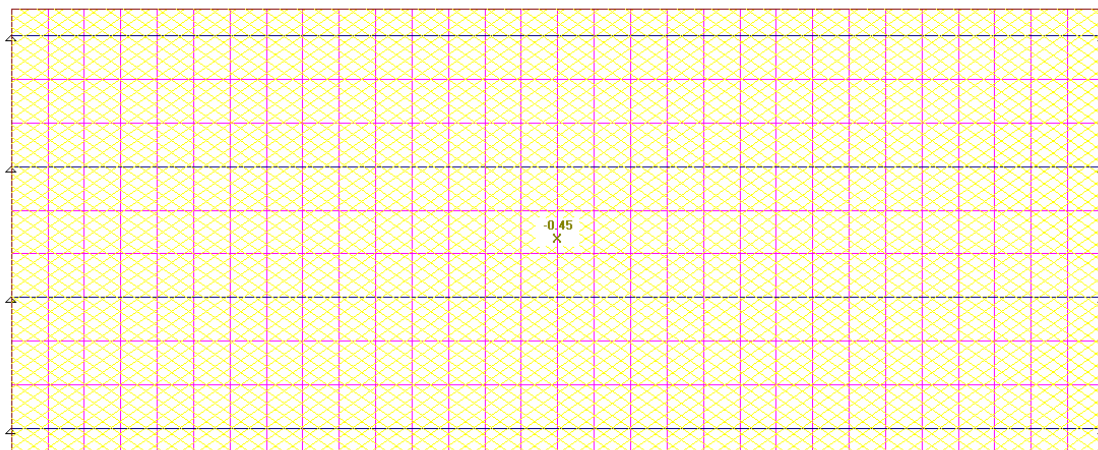


Ilustração 9 – Peso próprio longarinas, no modelo



Fonte: o autor.

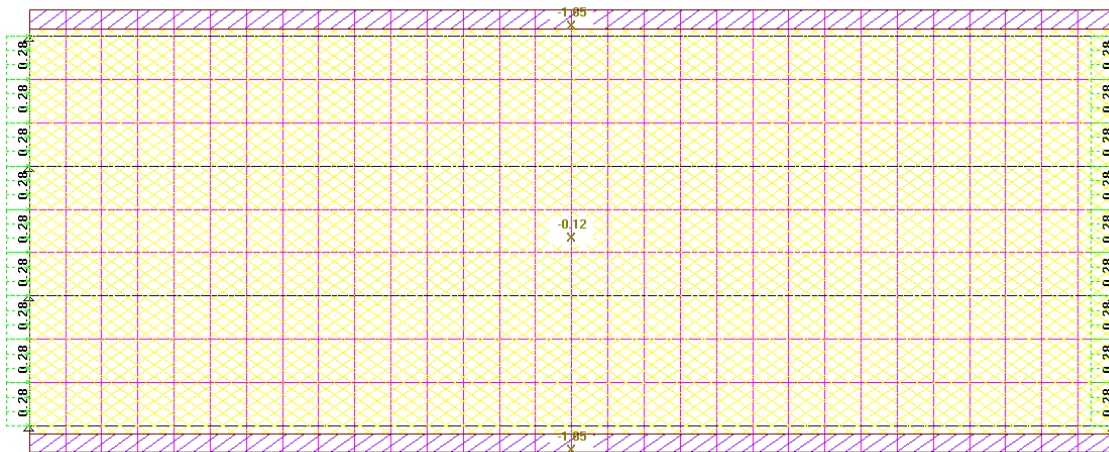
Ilustração 10 – Peso próprio laje e pré-laje



Fonte: o autor.



Ilustração 11 – Peso próprio pavimento, transversina e defesa



Fonte: o autor.

5.2 CARGA MÓVEL RODOVIÁRIA

A NBR 7188/2013 prevê uma carga móvel rodoviária, padrão, para o dimensionamento de pontes, denominada TB-450, a qual considera um veículo com 6 rodas, cada uma com carga estática concentrada com valor característico de 75 kN, três eixos de carga distanciados a 1,50 m, ocupando uma área de 18 m². A norma, também, prevê que o veículo deve ser circundado por uma carga distribuída com valor característico de 5 kN/m².

O mesmo procedimento foi adotado com a estrutura, aonde foi considerada uma envoltória de esforços devidos às cargas móveis.

Sendo assim, consideramos que as armaduras indicadas, concretos e geometria, atendem ao dimensionamento nas piores hipóteses, na fase construtiva e ao longo de sua vida útil.

5.2.1 Análise do Trem-tipo considerado

Os valores característicos, tanto da carga concentrada, quanto distribuída devem ser ponderados pelos coeficientes de impacto vertical, de número de faixas e impacto adicional, pelas equações (36), (37).



$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (36).$$

$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (37).$$

5.2.1.1.1 Coeficiente de impacto vertical

Simula o efeito dinâmico da carga em movimento, amplificando a ação da carga estática, pela consideração da equação 8).

$$CIV = 1 + 1,06 \frac{20}{LIV + 50'} \quad (38).$$

Sendo, LIV o vão da estrutura, em metros.

Neste projeto, tendo a estrutura vão livre de 14,50 m, tem-se um coeficiente de impacto vertical de:

$$CIV = 1 + 1,06 \frac{20}{14,50 + 50'} \quad CIV = 1,33$$

5.2.1.1.2 Coeficiente de número de faixas

Leva em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas, sendo obtida pela equação

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,90 \quad (39).$$

Sendo:

n – número de faixas de tráfego rodoviário.

A ponte apresenta apenas uma faixa de tráfego, desta forma:



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

$$CNF = 1,05$$

5.2.1.1.3 Coeficiente de impacto adicional

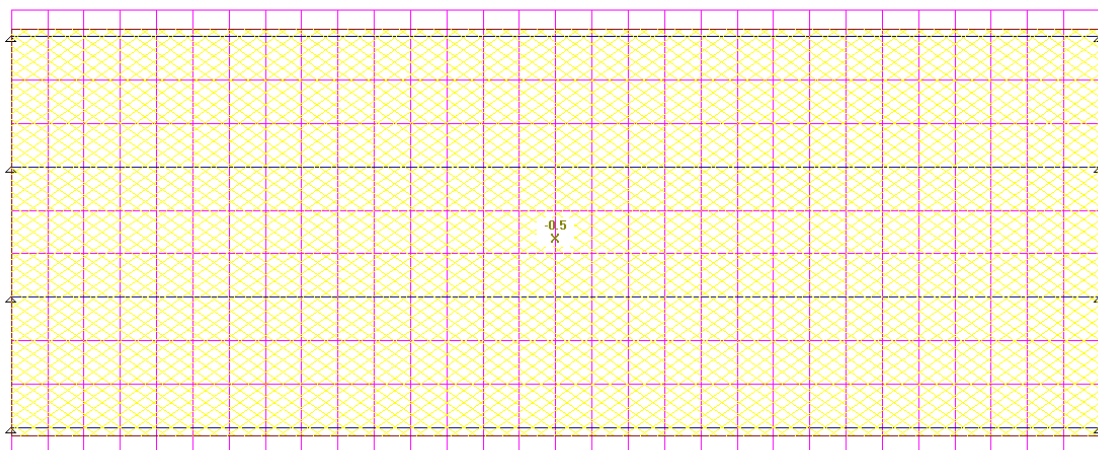
Destinado a majorar a carga móvel característica em função de descontinuidades da pista de rolamento. Aplica-se as seções dos elementos que estão a uma distância horizontal menor ou igual a 5 metros das juntas.

Como a obra apresenta vão de 15 metros e apoia-se nas extremidades onde existem descontinuidades, apenas os 5 m centrais excluem-se da majoração do coeficiente de impacto adicional, desta forma nesta região o mesmo não será considerado

Para obras em concreto ou mista o coeficiente possui o valor de:

$$CIA = 1,25$$

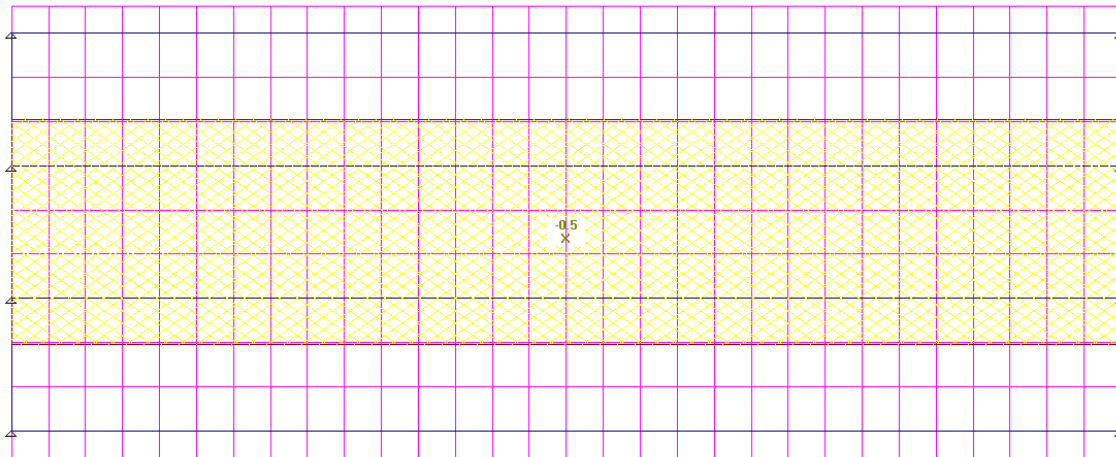
Ilustração 12 – Multidão em todo o tabuleiro



Fonte: o autor.

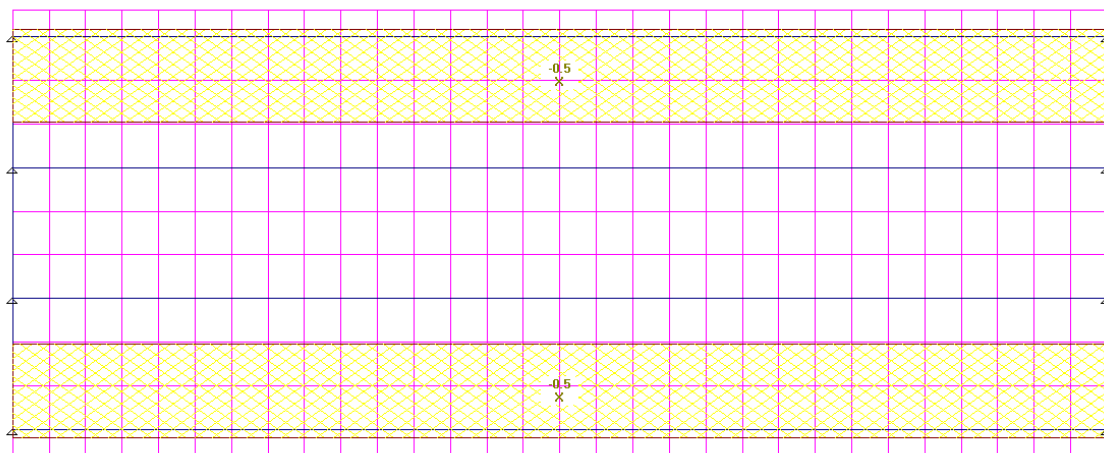


Ilustração 13 – Multidão no meio do tabuleiro



Fonte: o autor.

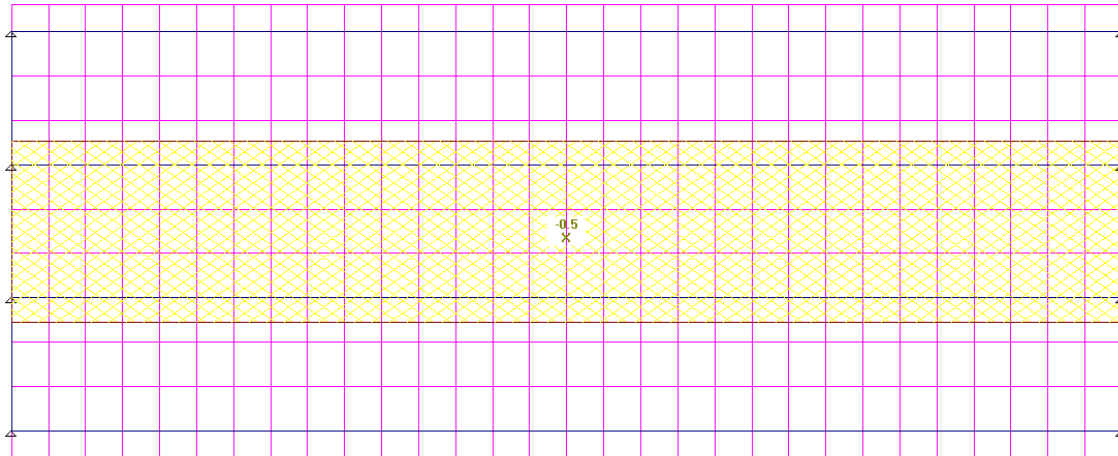
Ilustração 14 – Multidão nas laterais do tabuleiro



Fonte: o autor.

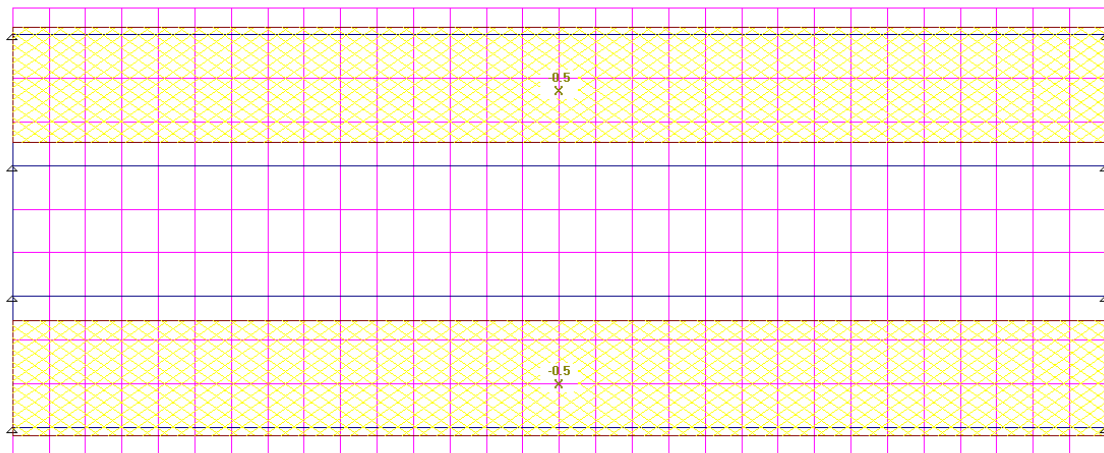


Ilustração 15 – Multidão 40% centro



Fonte: o autor.

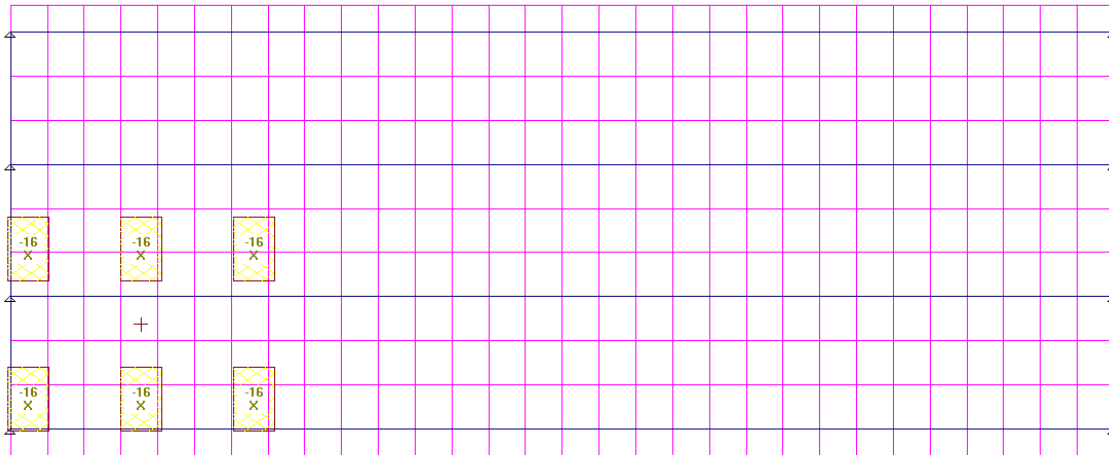
Ilustração 16 – Multidão 30% nas laterais



Fonte: o autor.

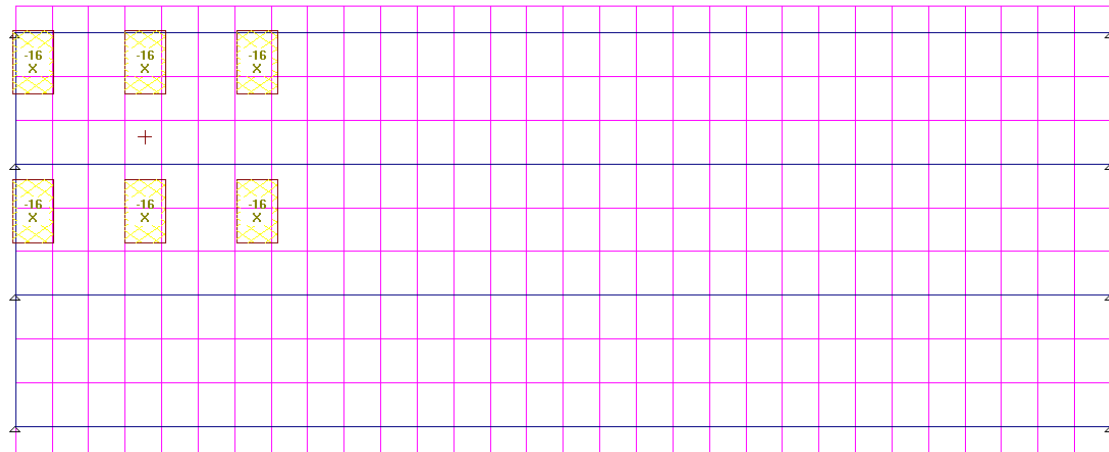


Ilustração 17 – TB450 na borda inferior de metro em metro



Fonte: o autor.

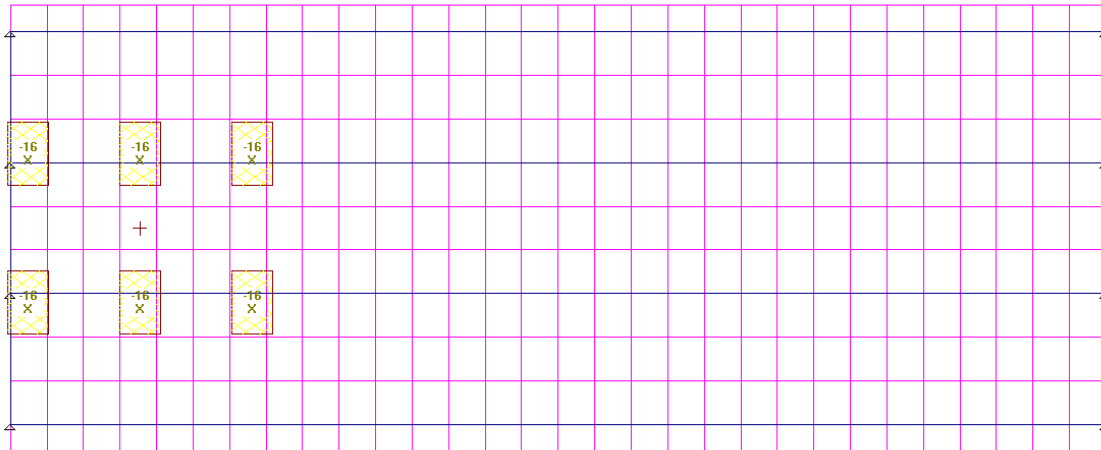
Ilustração 18 – TB450 na borda superior de metro em metro



Fonte: o autor.

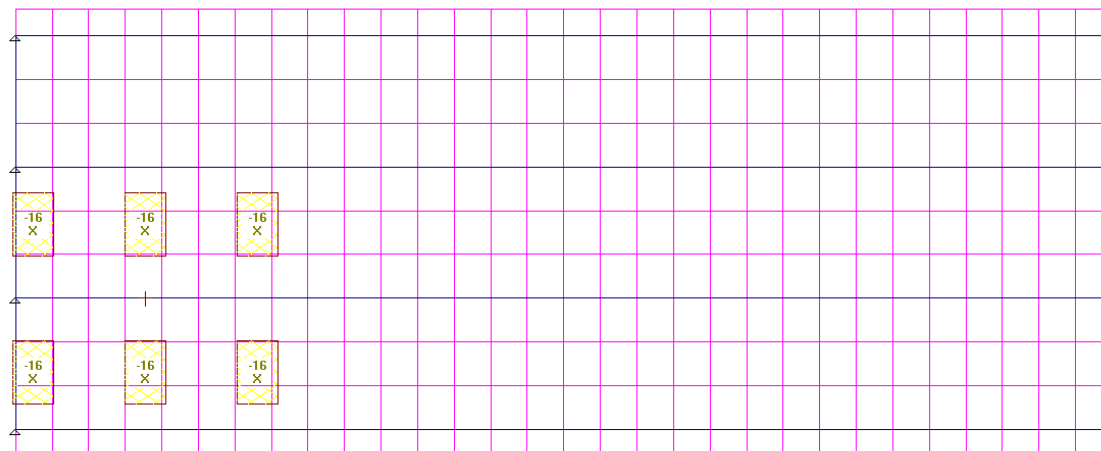


Ilustração 19 – TB450 na pelo centro do tabuleiro de metro em metro



Fonte: o autor.

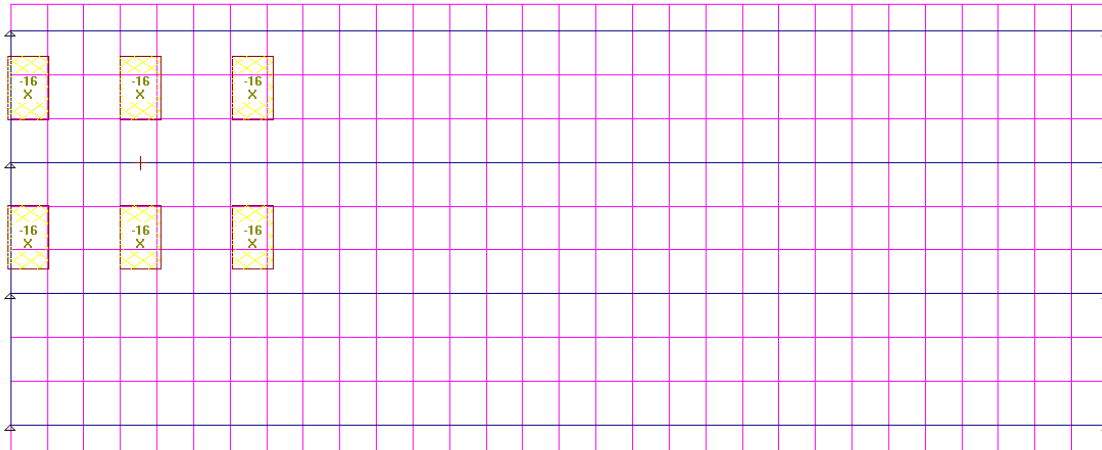
Ilustração 20 – TB450 na V2 de metro em metro



Fonte: o autor.



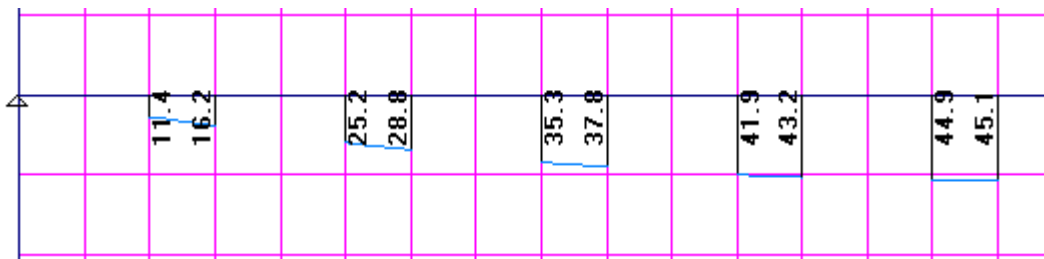
Ilustração 21 – TB450 na V3 de metro em metro



Fonte: o autor.

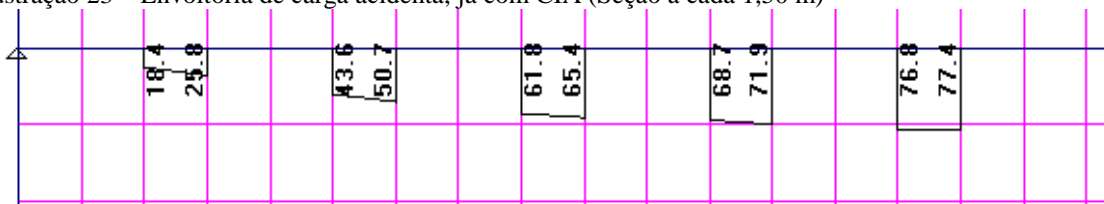
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

Ilustração 22 – Momento fletor carga permanente (Seção a cada 1,50 m)



Fonte: o autor.

Ilustração 23 – Envoltória de carga acidentada, já com CIA (Seção a cada 1,50 m)



Fonte: o autor.



Ilustração 24 – Coeficientes de ponderação das ações

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fq} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06		

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS/ α_s :

$\gamma_c =$	1.4	Es/Ec fissuração	15
$\gamma_s =$	1.15	Es/Ec fadiga	10

Fissur. / Condições do meio ambiente - tab 6.1

- ☐ Classe I - fraca
☒ Classe II e III- moderada a forte
☐ Classe IV - Muito forte

ver 0.5

Calcular

Fonte: o autor.



Ilustração 25 – Dimensionamento a flexão

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES - VIGA

Esforços solicitantes		Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	Seção 6
M_{gk}	(tfm)	0.01	15.20	28.80	37.80	43.20	45.10
$M_{gk\ max}$	(tfm)	0.01	25.80	50.70	65.40	71.90	77.40
$M_{gk\ min}$	(tfm)						

Propriedades dos materiais

f_{ck}	(MPa)	30	30	30	30	30	30
f_{yk}	(MPa)	500	500	500	500	500	500

Propriedades da seção

b_f	(cm)	123.50	123.50	123.50	123.50	123.50	123.50
h_f	(cm)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
b_w	(cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
h	(cm)	93.00	93.00	93.00	93.00	93.00	93.00
b_{inf}							
h_{inf}							
espaç. barra horizon	(cm)	5	5	5	5	5	5

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
barras por camada		5	5	5	5	5	5
cobrimento na armad	(cm)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

Armadura superior

A_s'	(cm ²)						
d'	(cm)						

DIMENSIONAMENTO

M_d	(tfm)	0.0	59.2	114.9	149.1	166.2	177.0
d	(cm)	87.8	87.8	86.9	85.9	85.5	85.3
x	(cm)	0.00	3.82	7.61	10.13	11.40	12.24
A_s	(cm ²)	0.01	15.80	31.52	41.92	47.20	50.66
$A_s' \text{ nec.}$	(cm ²)						

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

$M_{d\ max\ tensões}$	(tfm)	0	28.10	54.15	70.50	79.15	83.80
$M_{d\ min\ tensões}$	(tfm)	0	15.20	28.80	37.80	43.20	45.10
$\sigma_{s\ max}$	(kgf/cm ²)	2289	2322	2368	2395	2418	2406
$\sigma_{s\ min}$	(kgf/cm ²)	1526	1256	1259	1284	1320	1295
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm ²)	763	1066	1108	1111	1098	1111
$\Delta\sigma_s \text{ Admissível}$	(kgf/cm ²)	1750	1750	1750	1750	1750	1750
$K < 1.79$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$A_{s\ cov.}$	(cm ²)	0.01	15.80	31.52	41.92	47.20	50.66

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

$\sigma_{s\ max}$	(kgf/cm ²)	2289	2156	2148	2143	2150	2132
σ_{tr}		0.042	0.042	0.069	0.069	0.069	0.088
w_1	(mm)	0.23	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
w_2	(mm)	0.14	0.13	0.09	0.09	0.09	0.08
ELS-W $w_k \leq$	(mm)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
K		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$A_{s\ cov.}$	(cm ²)	0.01	15.80	31.52	41.92	47.20	50.66

Armadura sugerida		(1025mm)	(4025mm)	(7025mm)	(9025mm)	(10025mm)	(10025mm)
CG barras	(cm)	5.3	5.3	6.1	7.1	7.5	7.8
número de camadas		1	1	2	2	2	3

Fonte: o autor.

Ancoragem



Avenida José Gelain, nº 104, Sala 02, Centro, São José do Ouro/RS



(54) 997096443

$$lb, nec = \alpha_1 * lb * \frac{As, calc}{As, ef} \geq lb, mín = \left\{ \frac{0,3 * lb}{\frac{10 * \phi}{100 mm}} \right\}$$

$$Rst = \frac{87,8 * 42,6}{87,8} = 42,6 Tf; \quad As, apoio = \frac{42,6}{\left(\frac{5}{1,15}\right)} = 9,8 cm^2$$

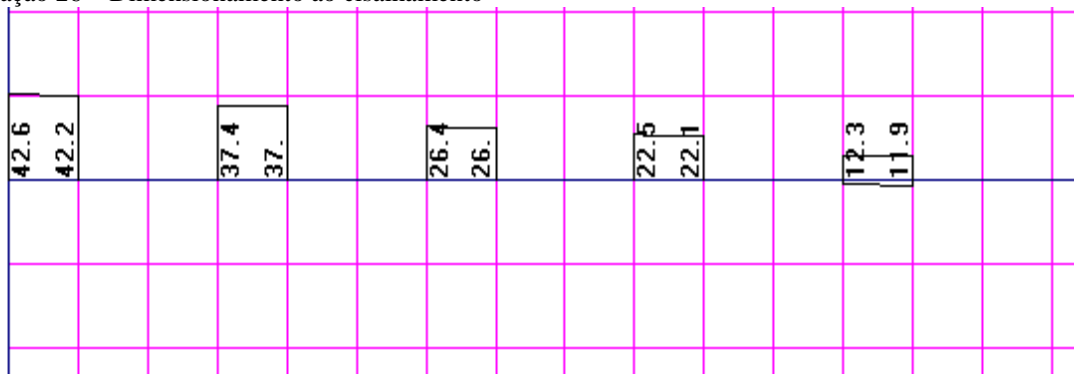
$$lb, nec = 0,7 * 83,0 * \frac{9,8}{25,0} = 22,77 \geq lb, mín = \left\{ \frac{18 cm}{\frac{25 cm}{10 cm}} \right\}$$

$lb, nec = 25,0 cm$ – Não atende- utilizar grampos

$$As, grampo = \frac{0,7 * 83 * 9,8}{17,5} - 25 = 7,54 cm^2$$

$$N^o grampo = \frac{(7,54/2)}{1,25} = 3 grampos \phi 12,5 mm$$

Ilustração 26 – Dimensionamento ao cisalhamento



Fonte: o autor.



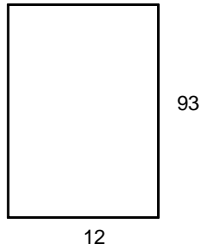
Ilustração 27 – Dimensionamento ao esforço cortante, seção do apoio

Dimensionamento a cortante

Seção central (12 x 93)

A altura útil (d) será o máximo entre as condições abaixo

d=h-d'= 83.0 cm
d>=0.8*h= 74.4 cm
d= 83



Vsd=	42.6	tf	Propriedades Geométricas dos cabos (cm)	
		d'=	10.00	Bainha na alma
				Ø=
				não
				0.0

I) Verificação da compressão diagonal do concreto			II) Armaduras		
$V_{rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d =$			MODELO DE CÁLCULO I DA NBR-6118		
fck=	30	MPa	Estribos		
$\alpha_{v2} =$	$1 - f_{ck}/250 = 0.88$		CONSIDERANDO A DIAGONAL DE COMPRESSÃO		
fcd=	214.3	kgf/cm ²	NUM ÂNGULO DE 45 GRAUS		
b _w =	12	cm	278		
d=	83.0	cm	$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$		
$V_{rd2} =$	50.71	tf	$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$		
Vsd=	42.6	tf	$V_c = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d =$		
		Ok ! Atende	fywk= 500 MPa		
			$f_{ctd} = 0.21 \cdot (f_{ck})^{2/3} / 1.4 =$		
			Asw/s= 13.1165 cm ² /m		
			Asw/s min= 1.39 cm ² /m		

Fonte: o autor.

Ok! Teremos estribo de 12.5 cada 12.5 m = 20cm²/m

Considerando V_c, temos:

Asw/s = 10,45 cm²/m teremos barras de 10 mm cada 15.0 cm=10.66 cm²/m



Ilustração 28 – Dimensionamento ao esforço cortante para seções a partir de 4 metros do apoio

Dimensionamento a cortante

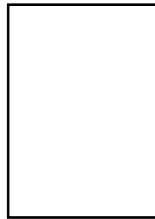
Seção central (12 x 93)

A altura útil (d) será o máximo entre as condições abaixo

$$d = h - d' = 83.0 \text{ cm}$$

$$d > 0.8 \cdot h = 74.4 \text{ cm}$$

$$d = 83$$



93

12

Vsd=	26.4	tf	Propriedades Geométricas dos cabos (cm)	
		d'=	10.00	Bainha na alma
				Ø=
				não
				0.0

I) Verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d =$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250 = 0.88$$

$$f_{cd} = 214.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 12 \text{ cm}$$

$$d = 83.0 \text{ cm}$$

$$V_{rd2} = 50.71 \text{ tf} \quad \text{Ok ! Atende}$$

$$V_{sd} = 26.4 \text{ tf}$$

II) Armaduras

MODELO DE CÁLCULO I DA NBR-6118

Estribos

CONSIDERANDO A DIAGONAL DE COMPRESSÃO NUM ÂNGULO DE 45 GRAUS

$$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_c = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0.00 \text{ tf}$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 0.21 \cdot (f_{ck})^{2/3} / 1.4 = 1.4482 \text{ MPa}$$

$$A_{sw}/s = 8.1285 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw}/s \text{ min} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fonte: o autor.

Ok! Teremos barras de 10mm cada 12.5 cm=12.8 cm²/m

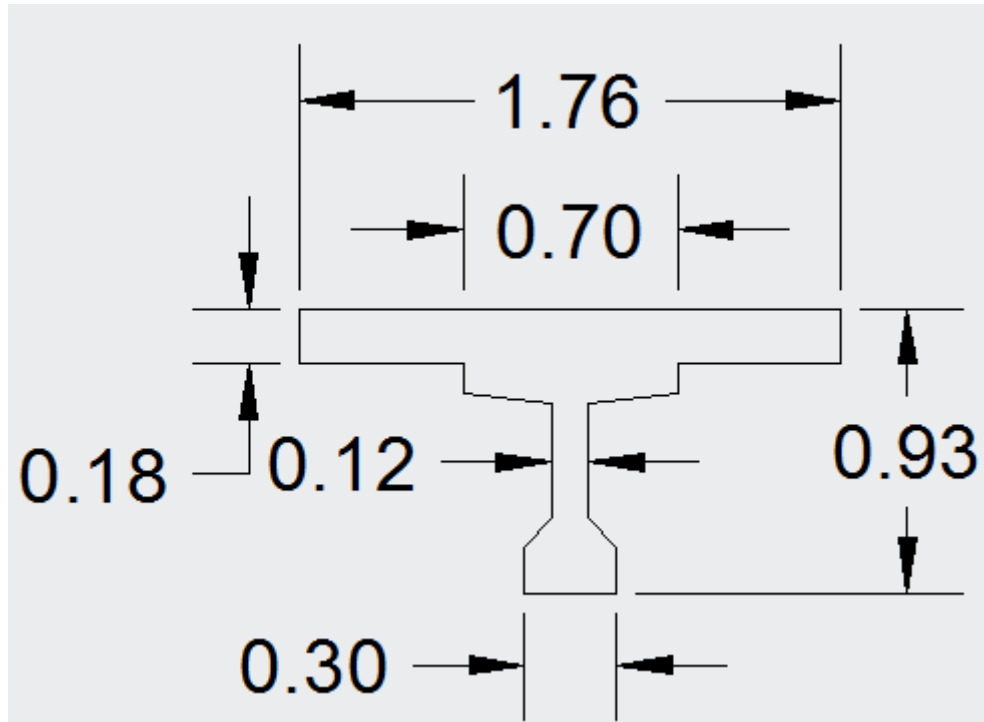
Considerando V_c , temos:

$A_{sw}/s = 5,46 \text{ cm}^2/\text{m}$ teremos barras de 8mm cada 15.0 cm=6.66 cm²/m



5.3.1 Verificação das deformações

A favor da segurança considerou-se como se os elementos trabalhassem de forma isolada.



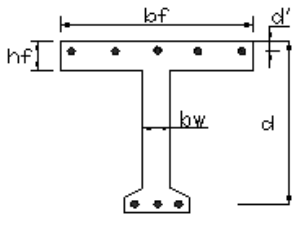
Para o cálculo da inércia no estágio II realizamos algumas simplificações adotando uma seção do tipo T que resulta no mesmo momento de inércia da seção bruta real:



Dados de Entrada

Seção Tê

bw (m)	h (m)	d (m)
0,2345	0,93	0,853
b'f (m)	h'f (m)	d' (m)
1,767	0,285	0,025




Momento de Fissuração

Mr (KN.m) 152,98

fck (MPa)	γ_c
25	1,4
Es (MPa)	210000
Simplex	
As (cm²)	54

Leitura dos dados

 Fechar

Características da Seção

	Estádio I	Estádio I homog.	Estádio II
Áreas (cm²)			
LN.s (cm)			
LN.i (cm)			
Inércias (cm⁴)	3380312,21	4823821,97	2509130,05

Momento de Inércia bruto da seção real, aferido pelo AutoCAD = 0,038 m⁴

fck	25	Ec (MPa)	28980	k	2,04151E-05
Inércia I	0,04824	alfa	7,25		
Inércia II	0,0250913				
Vão	14,6				
Mr	152,98				

Ação	p	M	Mr/M	A=(Mr/M)³	B=1-(Mr/M)³	A*I1	B*I2	Im	C=p/Im	a=k*c	a (cm)
permanente	16,92	450,83	0,339	0,0391	0,9609	0,00188479	0,024110955	0,025995745	650,8757	0,01329	1,33
quase permanente	25,63	682,91	0,224	0,0112	0,9888	0,000542273	0,024809245	0,025351518	1010,985	0,02064	2,06
frequente											0,00
rara	45,97	1224,87	0,125	0,0019	0,9981	9,39811E-05	0,025042417	0,025136398	1828,822	0,03734	3,73

to (dias)	14	meses	0,47
-----------	----	-------	------

qsit0	0,531837277	alfaf	1,4681627
-------	-------------	-------	-----------

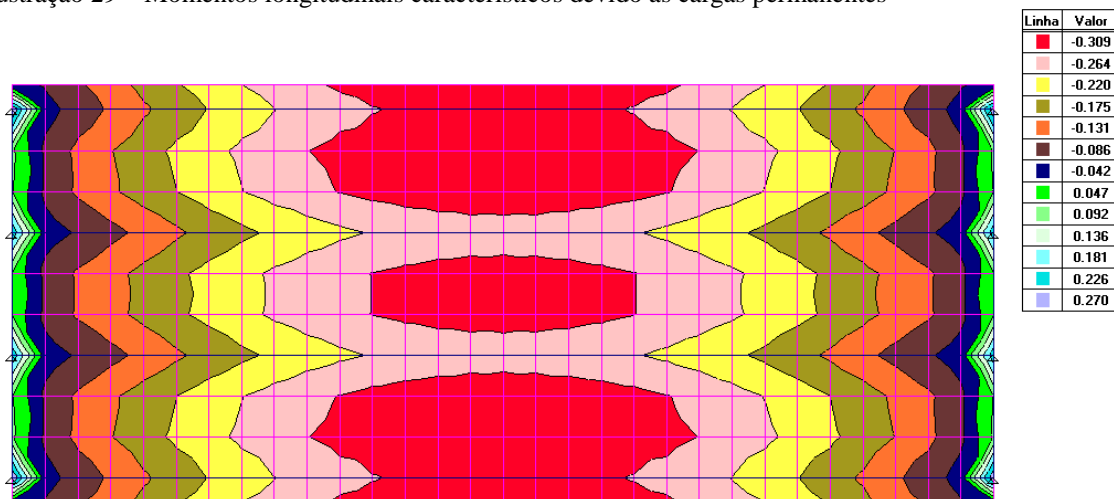
ainfinii	5,094	alimte	5,840
----------	-------	--------	-------

aq	2,40
aq(lim.)	4,17



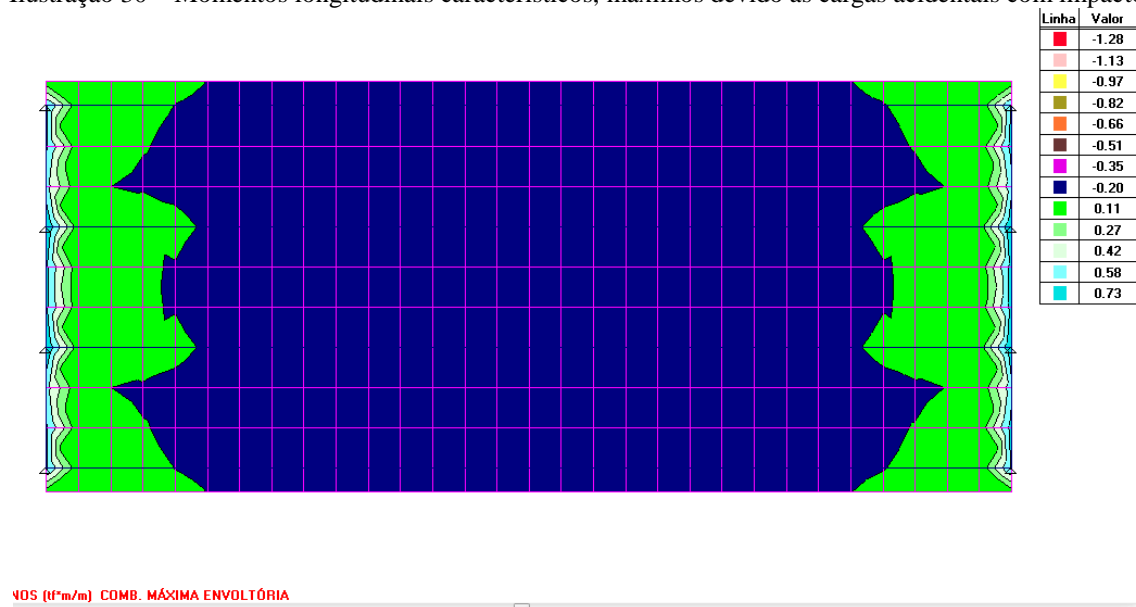
5.4 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Ilustração 29 – Momentos longitudinais característicos devido as cargas permanentes



Fonte: o autor.

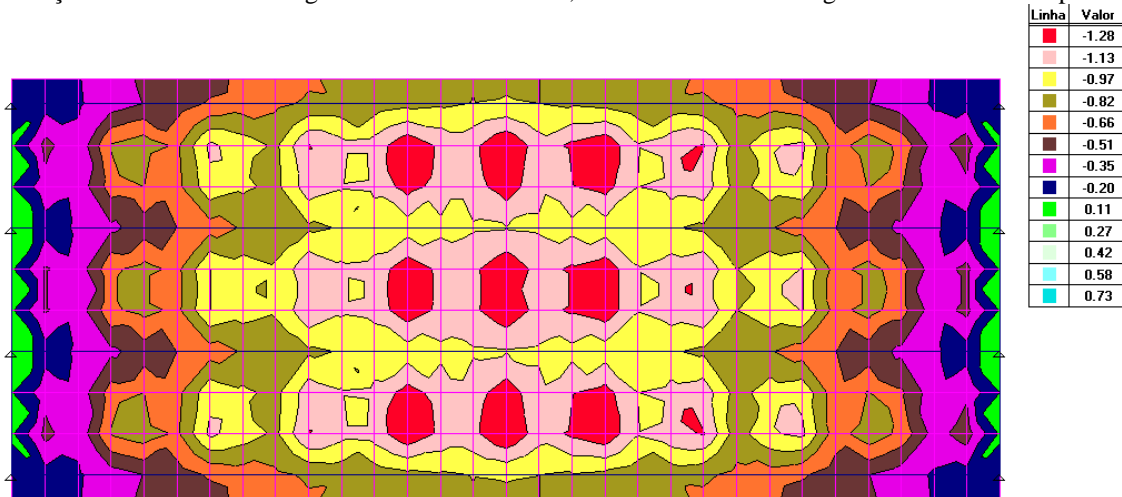
Ilustração 30 – Momentos longitudinais característicos, máximos devido as cargas acidentais com impacto



Fonte: o autor.

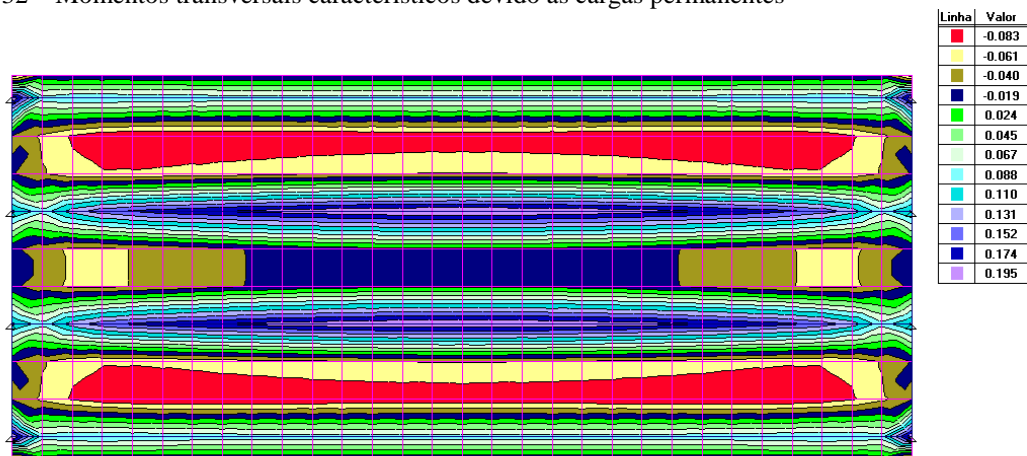


Ilustração 31 – Momentos longitudinais característicos, mínimos devido as cargas acidentais com impacto



Fonte: o autor.

Ilustração 32 – Momentos transversais característicos devido as cargas permanentes

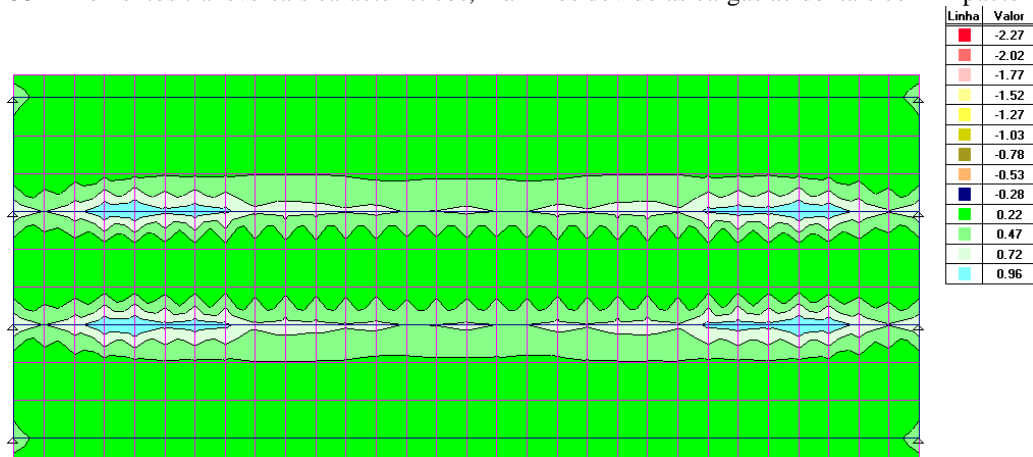


MY CONTORNOS (tf/m/m) COMB. N° 1 1*1.00+2*1.00+43*1.00

Fonte: o autor



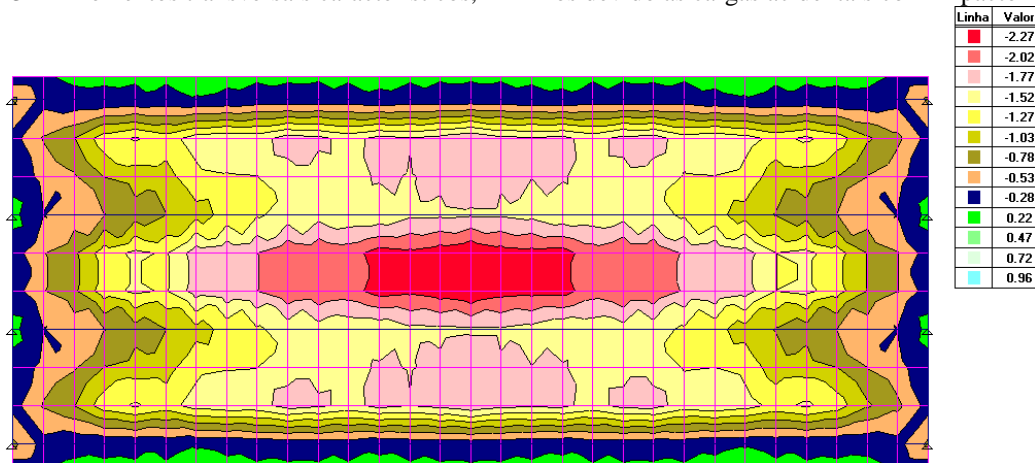
Ilustração 33 – Momentos transversais característicos, máximos devido as cargas acidentais com impacto



MY CONTORNOS (kN*m/m) COMB. MÁXIMA ENVOLTÓRIA

Fonte: o autor

Ilustração 34 – Momentos transversais característicos, mínimos devido as cargas acidentais com impacto



MY CONTORNOS (kN*m/m) COMB. MÍNIMA ENVOLTÓRIA

Fonte: o autor



Ilustração 35 – Dimensionamento da laje

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{G1} =$	1.35	$\gamma_{G2} =$	1.50
$\gamma_{G3} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{G1} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.80
Nº de Ciclos	2.00E+06		

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS α_{sc} :

$\gamma_c =$	1.4	Es/Ec	15
$\gamma_s =$	1.15	Es/Ec	10

	3.1	7.6	4.2	2.5
Armadura e espaçamento sugerido	(Ø8c/16cm)	(Ø10c/10.4cm)	(Ø8c/11.8cm)	(Ø8c/9.7cm)
Md	1.70	3.52	2.34	1.46

✓ FISSURADO

✓

✓

✓

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes transversal negativo transversal positivo longitudinal positivo longitudinal negativo

M _{gk}	(tfm/m)	0.20	0.08	0.31	0.27
M _{gk max}	(tfm/m)	0.96	2.27	1.28	0.73
M _{gk min}	(tfm/m)	0.00	0.00	0.00	0.00

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	25	25	25	25
f _{yk}	(MPa)	500	500	500	500

Propriedades da seção

h	(cm)	18.0	18.0	18.0	18.0
bw	(cm)	100.0	100.0	100.0	100.0

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	8.0	10.0	8.0	8.0
cobrimento na armadura	(cm)	4.00	4.00	4.00	4.00

Armadura superior

A _{s'}	(cm²/m)				
d'	(cm)				

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	1.70	3.52	2.34	1.46
d	(cm)	13.60	13.50	13.60	13.60
x	(cm)	1.06	2.30	1.48	0.91
A _s	(cm²)	2.97	6.43	4.13	2.54
A _{s' nec.}	(cm²)				

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{D max tensões}	(tfm/m)	0.96	1.90	1.33	0.85
M _{D min tensões}	(tfm/m)	0.20	0.08	0.31	0.27
$\sigma_{s max}$	(kgf/cm²)	2501	2359	2517	2589
$\sigma_{s min}$	(kgf/cm²)	506	103	583	819
$\Delta \sigma_s$	(kgf/cm²)	1994	2256	1933	1770
$\Delta \sigma_s$ Admissível	(kgf/cm²)	1900	1900	1900	1900
K		1.05	1.19	1.02	1.00
A _{s cor.}	(cm²/m)	3.12	7.64	4.20	2.54

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

$\sigma_{s max}$	(kgf/cm²)	2514	2381	2534	2601
p _{ri}		0.004	0.005	0.004	0.004
w ₁	(mm)	0.10	0.11	0.10	0.11
w ₂	(mm)	0.36	0.32	0.36	0.37
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.40	0.40	0.40	0.40
K		1.00	1.00	1.00	1.00
A _{s cor.}	(cm²/m)	2.97	6.43	4.13	2.54

Armadura e espaçamento	(Ø8c/16cm)	(Ø10c/10.4cm)	(Ø8c/11.8cm)	(Ø8c/9.7cm)
Quantidade de barras	7	10	9	6

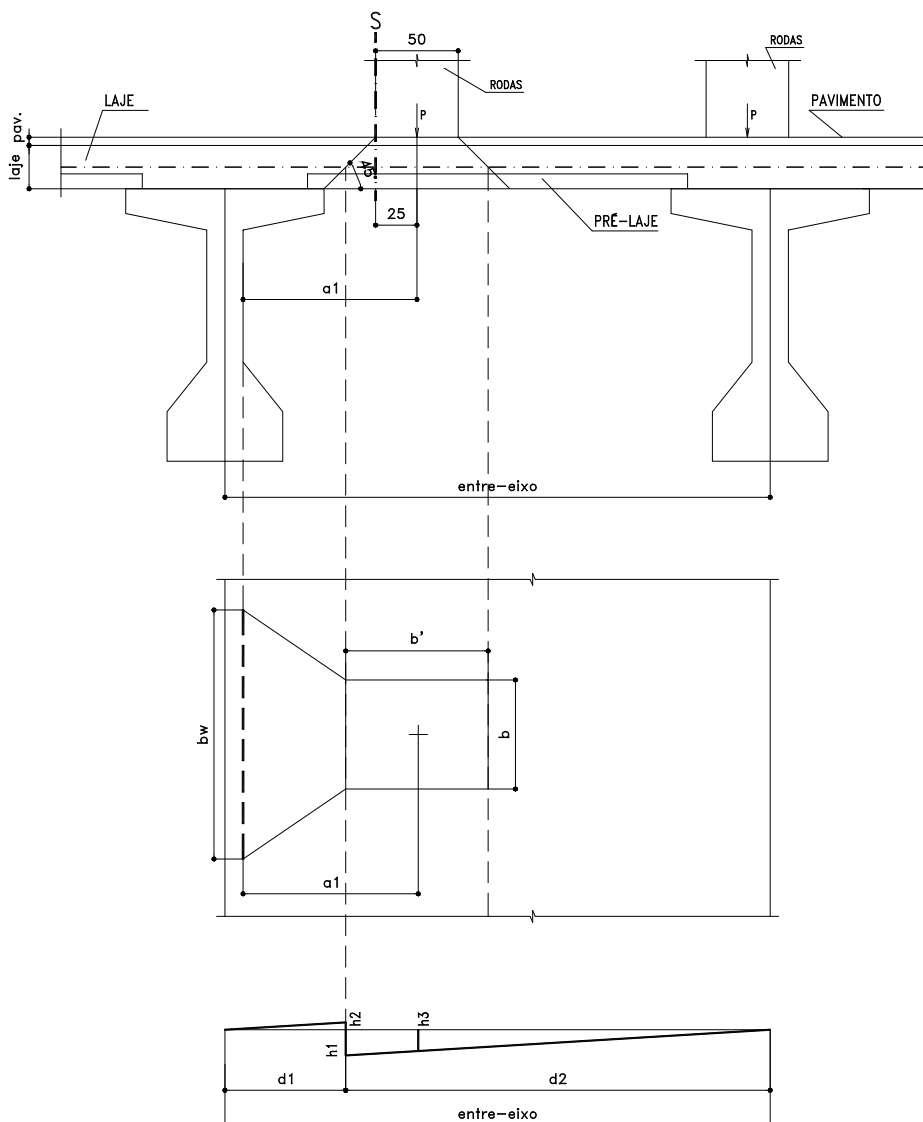
Fonte: o autor



A armadura positiva, no sentido transversal, será posicionada no interior da pré-laje, desta forma cada placa terá 5 barras de 10 mm.

5.4.1 Verificação da força cortante na laje

A verificação será feita para a posição do veículo abaixo indicada



$$b = 20 + 2 * (pav. + 0,5 * laje)$$



$$b = 20 + 2 * (5 + 0,5 * 18) = 48 \text{ cm}$$

$$b' = 50 + 2 * (pav. + 0,5 * laje)$$

$$b' = 50 + 2 * (5 + 0,5 * 18) = 78 \text{ cm}$$

a_1 = distância da face da viga ao centro da carga

$$bw = largura \text{ útil} = b + a_1 * \left[1 - \left(\frac{b}{entre \text{ eixo}} \right) \right]$$

$$bw = 48 + 72 * \left[1 - \left(\frac{48}{176,67} \right) \right] = 100,44 \text{ cm}$$

Força Cortante de Cálculo V_{sd} :

$$laje/pavimento = VI/p = laje * 2,5 + pav.* 2,4 \text{ (em tf/m}^2\text{)}$$

$$VI/p = 0,18 * 2,5 + 0,05 * 2,4 = 0,57 \text{ tf/m}^2$$

$$V_{gk} = (VI/p) * \left(\frac{h_1 * d_2}{2} - \frac{h_2 * d_1}{2} \right) \text{ (em tf/m, laje)}$$

$$V_{gk} = 0,57 * \left(\frac{0,2 * 1,4367}{2} - \frac{0,8 * 0,33}{2} \right) = 0,00665 \text{ tf/m}$$

$$\text{Coef. de impacto (CIV)} = 1,35$$

$$V_{veic} = CIV * 7,5 * h_3 \text{ (em tf)}$$

$$V_{veic} = 1,35 * 7,5 * 0,2 = 2,025 \text{ tf}$$



$$V_{qkm\acute{a}x} = \frac{V_{veic}}{b_w} \text{ (em tf/m, laje)}$$

$$V_{qkm\acute{a}x} = \frac{2,025}{1,0044} = 2,016 \text{ tf/m}$$

$$V_{sd} = 1,40 * V_{gk} + 1,5 * V_{qkm\acute{a}x} \text{ (em tf/m, laje)}$$

$$V_{sd} = 1,40 * 0,00665 + 1,5 * 2,016 = 3,033 \text{ tf/m, laje}$$

Força cortante resistente V_{rd1}

De acordo com o item 19.4 da NBR6118/2014, temos que:

19.4. Força cortante em lajes e elementos lineares com $b_w \geq 5d$

19.4.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças ou nervuradas, conforme 17.4.1.1.2-b), podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{SD} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

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

onde:

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}, \text{ não maior que } |0,02|$$

$$\sigma_{cd} = N_{sd}/A_c \quad \sigma_{cd} = 0 \text{ (obs: } N_{sd} \text{ é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (compressão positiva))}$$



k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;

para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;”

Cálculo do VRd1			
F_{ck} (MPa)	30	d (m)	0,1568
F_{ctd} (MPa)	1,45	A_s (cm ² /m)	2,74
$F_{ctk, inf}$ (MPa)	2,03	K (m)	1,4432
τ_{Rd} (Tf/m ²)	36,21	ρ_1	0,0017
VRd1 (Tf)	10,44		

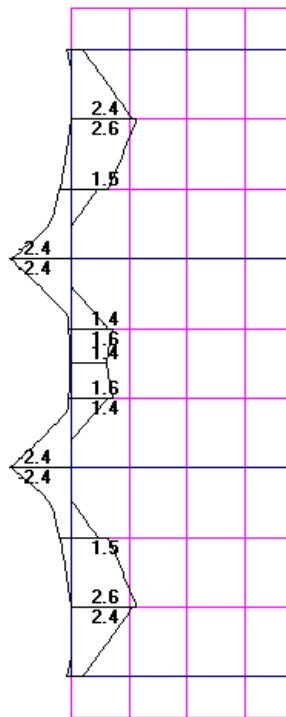
Cálculo do V_{RD1}			
f_{ck} (MPa)	30		
$f_{ctk, inf}$ (MPa) =	2.03	d (m)	0.20
f_{ctd} (MPa) =	1.45	A_s (cm ² /m)	5.00
τ_{Rd} (tf/m ²) =	36.21	k (m) =	1.40
V_{Rd1} (tf) =	13.18	ρ_1 =	0.0025

>VSD - verificado



5.5 DIMENSIONAMENTO TRANSVERSINAS

Ilustração 36 – Momento fletor de cálculo transversina



Fonte: o autor.



Ilustração 37 – Dimensionamento a flexão transversina

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Dados para cálculo

Md	(kNm)	26.00
fck	(MPa)	25.00
h	(cm)	78.00
bw	(cm)	30.00
hfsup	(cm)	0.00
bfsup	(cm)	0.00
hfinf	(cm)	0.00
bfinf	(cm)	0.00
c	(cm)	5.00
cmin	(cm)	3.00

☒ Barras de alta aderência

fyk	(MPa)	500.00
dm	(mm)	10.00
f		10.00
Es/Ec		10.00

Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida

Resultados

epsonsup	(‰)	0.072
epsoninf	(‰)	4.070
x	(cm)	1.269
cgc	(cm)	0.508
cgt	(cm)	72.500
Rc	(kN)	43.140
Rt	(kN)	42.343
As	(2 Ø 10) (cm²)	0.974
Mdr	(>= Md) (kNm)	30.771
Md	(kNm)	26.000
As'	(cm²)	∞
xlim	(cm)	∞
cgclim	(cm)	∞
cgtlim	(cm)	∞
Rclim	(kN)	∞
Rtlim	(kN)	∞
Mdclim	(kNm)	∞

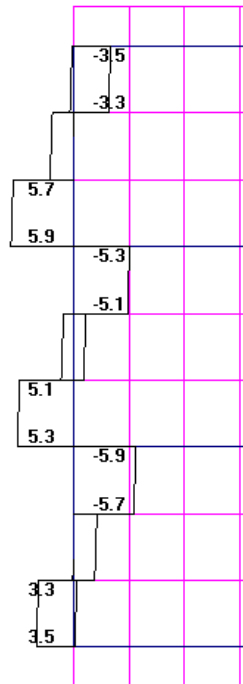
Fonte: o autor

TEREMOS ARMADURA MÍNIMA: $0.15 \cdot 30 \cdot 78 = 3.5 \text{ cm}^2$

Adotado 5 barras de 10mm inferior e superior (dentro da laje)



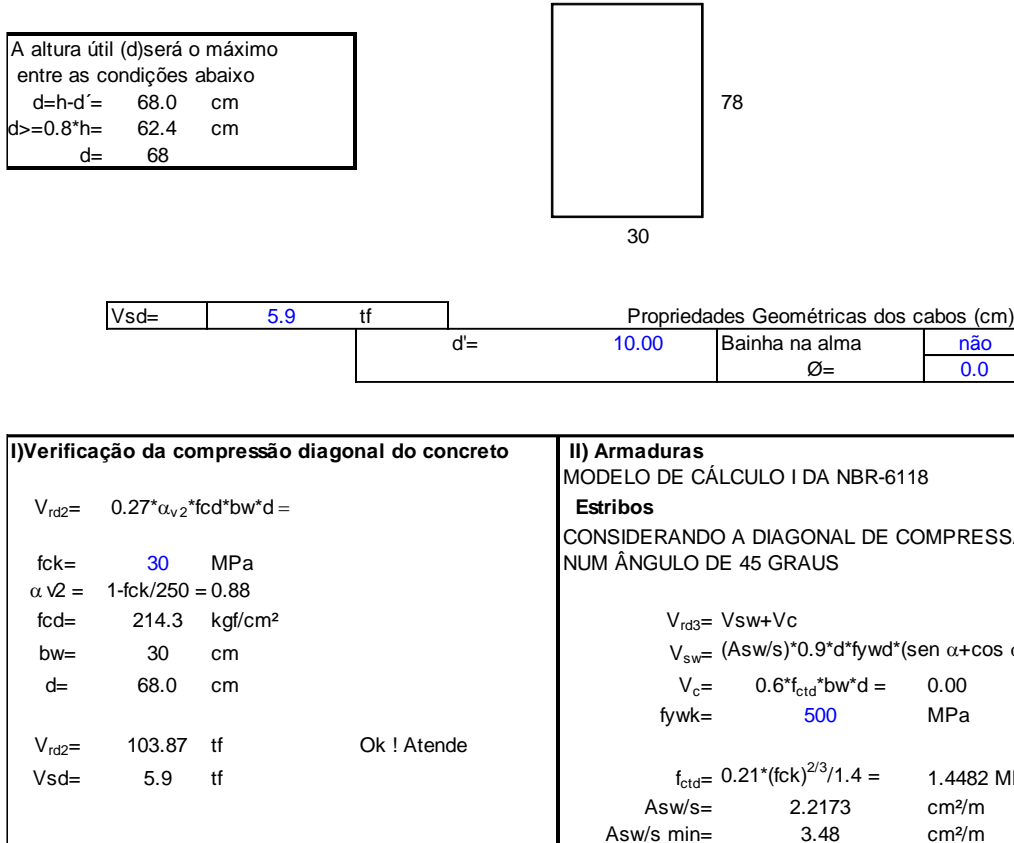
Ilustração 38 – Esforço cortante na transversina



Fonte: o autor



Ilustração 39 – Dimensionamento ao esforço cortante na transversina
Seção central (30 x 78)



Fonte: o autor

Ok! Adotado estribo de 8mm cada 20cm=5cm²/m

A NBR 6118/2014 determina que vigas com altura maior ou igual a 60 cm seja utilizada uma armadura mínima distribuída em cada lateral, sendo:

$$A_{s, pele} = 0,10\% \cdot A_{alma} = 0,10\% \cdot (30 \cdot 78) = 2,34 \text{ cm}^2/\text{Face}$$

Adotado (2x) 5 \emptyset 8,00 mm = 2,5 cm²



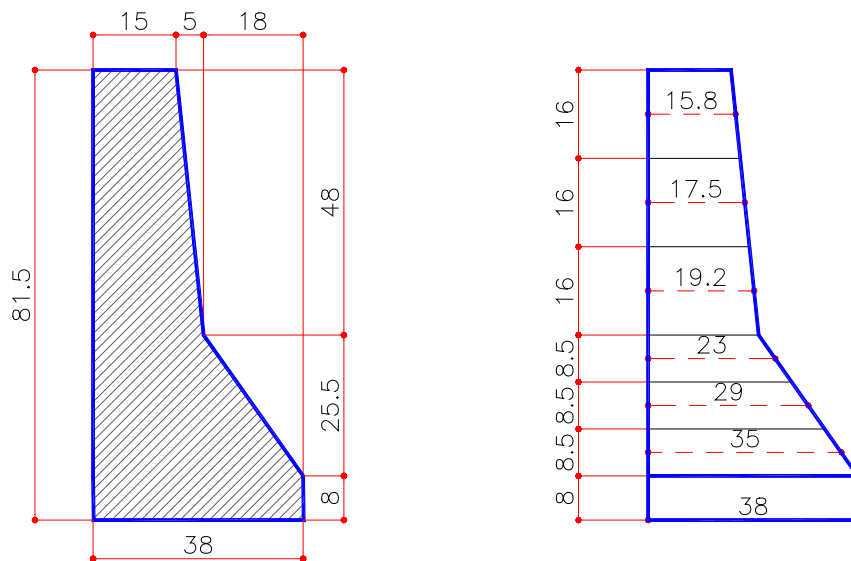
5.6 DIMENSIONAMENTO DE BARREIRAS RIGIDAS EM RELAÇÃO AOS ESFORÇOS HORIZONTAIS

De acordo com a nbr 7188:2013 - carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, item 5.2.3.4, as barreiras devem ser dimensionadas para um esforço de 100 KN (10,0 tf), concentrado, na direção perpendicular ao tráfego.

Foi executado um modelo em elementos finitos no programa STRAP (Structural Analysis Programa) para análise do esforço de 10.0 tf no topo da defesa.

Concreto das defensas: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

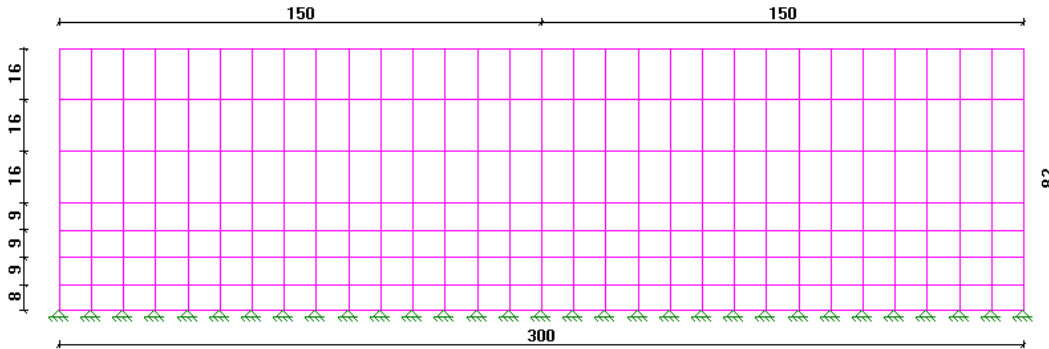
Ilustração 40 – Perfil New Jersey – NBR 14885:2004 – Segurança no Tráfego-Barreiras de Concreto



Fonte: o autor



Ilustração 41 – Modelo da barreira



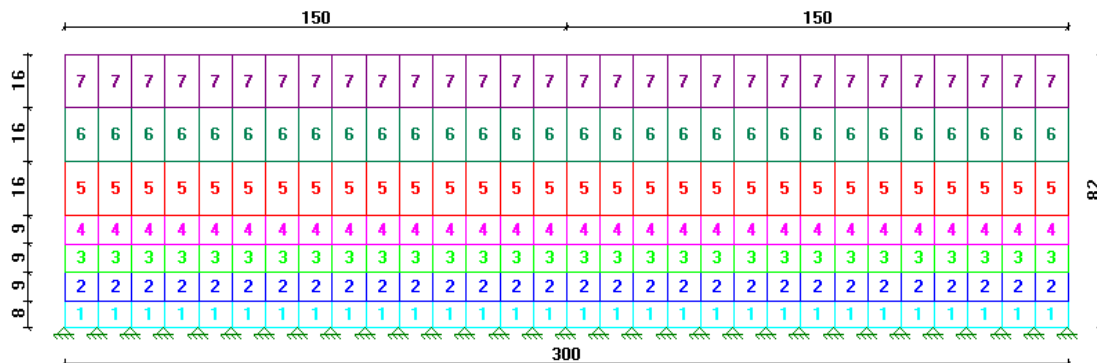
Fonte: o autor

Ilustração 42 – Propriedades geométricas

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)		PROPERTY NO. 4	
Exit	Goto Print Copy	Thickness =	23.000
PROPERTY NO. 1		Material = 1 - C25	
Thickness =	38.000	PROPERTY NO. 5	
Material = 1 - C25		Thickness =	19.200
PROPERTY NO. 2		Material = 1 - C25	
Thickness =	35.000	PROPERTY NO. 6	
Material = 1 - C25		Thickness =	17.500
PROPERTY NO. 3		Material = 1 - C25	
Thickness =	29.000	PROPERTY NO. 7	
Material = 1 - C25		Thickness =	15.800
		Material = 1 - C25	

Fonte: o autor

Ilustração 43 – Propriedades dos elementos



Fonte: o autor



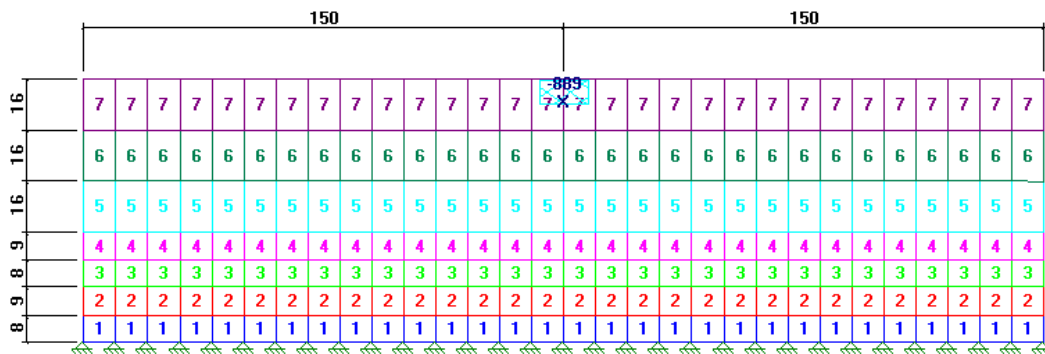
Distribuindo a carga de 10 tf até a meia altura da laje, ou seja: numa área de 15 cm x 7,5 cm, na borda superior da defesa, temos:

$$P = 10 \text{ tf}$$

$$\text{Área de distribuição da carga} = 15 \text{ cm} \times 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Carga distribuída} = p = \frac{10}{0,15 \times 0,075} = 888,9 \text{ tf/m}^2$$

Ilustração 44 – Modelo submetido ao esforço horizontal



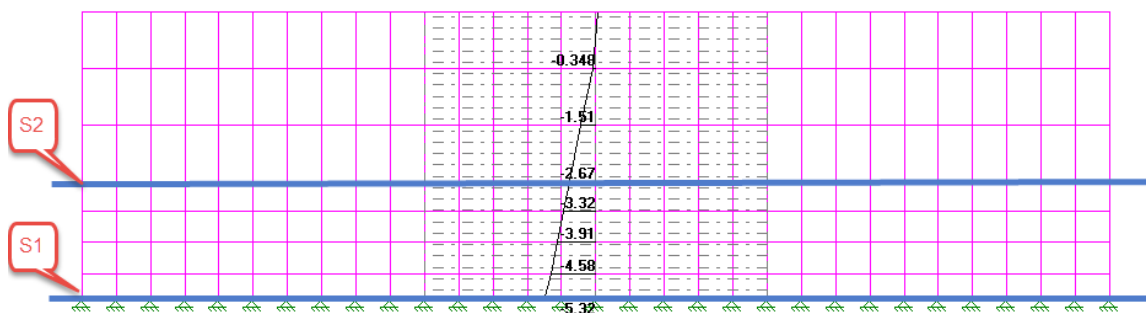
Fonte: o autor



Esforços solicitantes:

Verificação das seguintes seções: a seção da base da defesa (S1) e a seção a 48 cm do topo (S2).

Ilustração 45 – Momentos fletores verticais ao longo de uma linha no ponto de aplicação da carga



Fonte: o autor

Ilustração 46 – Dimensionamento a flexão

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.20	$\gamma_{fq} =$	1.00
$\gamma_{fg} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.80
Nº de Ciclos	2.00E+06		

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS/ α_s :

$\gamma_c =$	1.4	Es/Ec fissuração	15
$\gamma_s =$	1.15	Es/Ec fadiga	10

Fissuração / Condições do meio ambiente
2

- ☐ Classe I - fraca
- ☒ Classe II e III- mod. a forte
- ☐ Classe IV - Muito forte



CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

<u>Esforços solicitantes</u>		Seção 1	Seção 2
Mgk	(tfm/m)	0.00	0.00
Mqk max	(tfm/m)	5.32	2.67
Mqk min	(tfm/m)		

Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	25	25
fyk	(MPa)	500	500

Propriedades da seção

h	(cm)	38.0	20.0
bw	(cm)	100.0	100.0

Armadura inferior

ϕ (mm)	(mm)	8.0	8.0
cobrimento na armadura	(cm)	3.00	3.00

Armadura superior

As'	(cm²/m)		
d'	(cm)		

DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	5.32	2.67
d	(cm)	34.60	16.60
x	(cm)	1.29	1.37
As	(cm²)	3.59	3.83
As' nec.	(cm²)		

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ_{smax}	(kgf/cm²)	3554	3564
ρ_{ri}		0.004	0.004
w1	(mm)	0.20	0.20
w2	(mm)	0.46	0.46
ELS-W w k ≤	(mm)	0.30	0.30
K		1.00	1.00
As _{corr.}	(cm²/m)	3.59	3.83

Fonte: o autor

Armadura de flexão adotada: $\emptyset 8$ c/12,5 cm \Rightarrow As = 4,0 cm²/m.

5.7 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

Por motivos construtivos e a favor da segurança a laje de aproximação será dimensionada e armada no sentido longitudinal.



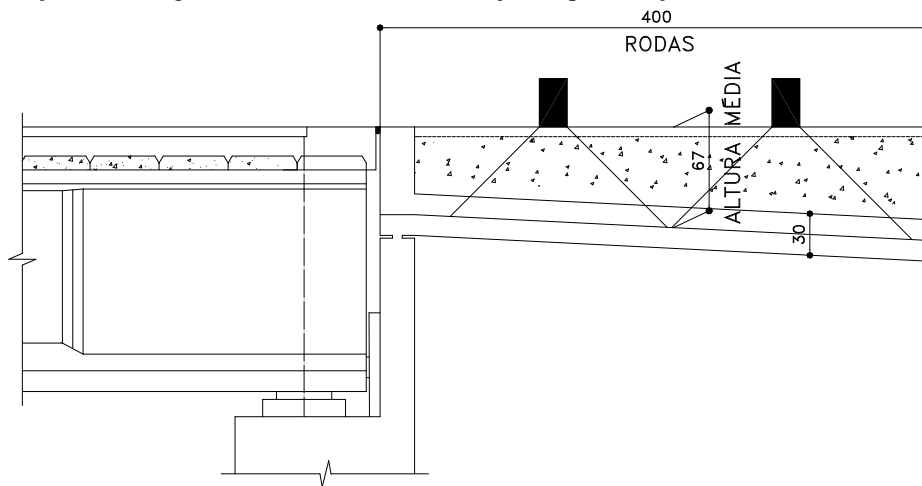
Dados:

- espessura da laje: 25 cm
- espessura do pavimento: 5,0 cm (considerada 10 cm, para o cálculo de peso próprio)
- espessura média do aterro: 47 cm
- altura média entre o pavimento e o plano médio da laje: 67 cm

Carga permanente:

- laje: $0,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ tf/m}^2$
- aterro: $0,40 \times 1,80 = 0,72 \text{ tf/m}^2$
- pavimento: $0,10 \times 2,4 = 0,24 \text{ tf/m}^2$
- carregamento total permanente: **$q_g = 1,58 \text{ tf/m}^2$**

Ilustração 47 – Carga móvel, classe-45, sobre a laje de aproximação



Fonte: o autor

Espreadimento das rodas na altura média: $20 + 2 \times 67 = 154 \text{ cm}$; $50 + 2 \times 67 = 184 \text{ cm}$

Carga de cada roda $P = 7,5 \text{ tf}$

$$p = \frac{7,5}{1,54 \times 1,84} = 2,65 \text{ tf/m}^2$$

Utilizando-se o impacto de $\phi = 1,4 - 0,007 \times 4 = 1,372$ temos $p = 2,65 \times 1,372 = 3,6 \text{ tf/m}^2$

Esforços Solicitantes



Momento positivo

- Esquema estático:

O momento positivo na laje de aproximação é justificado quando dois apoios são formados. Para a pior hipótese considerando-os nas extremidades, ou seja apoio pela cortina e pelo próprio solo compactado.

- Esforços:

- Momento devido a carga permanente: $M_g = \frac{1,58 \times 3,25^2}{8} \Rightarrow M_g = 2,09 \text{ tfm}$

- Momento devido a carga móvel: $M_q = \frac{3,6 \times 3,25^2}{8} \Rightarrow M_q = 4,75 \text{ tfm}$

- Momento de cálculo: $M_d = 1,35 \times 2,09 + 1,5 \times 4,75 \Rightarrow \mathbf{M_d = 9,95 \text{ tfm}}$

Momento Negativo

- Esquema estático:

O momento negativo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado não mais na extremidade da laje e sim no meio do vão da laje de aproximação.

- Esforços:

- Momento devido a carga permanente: $M_g = \frac{1,58 \times 1,625^2}{2} \Rightarrow M_g = 2,09 \text{ tfm}$

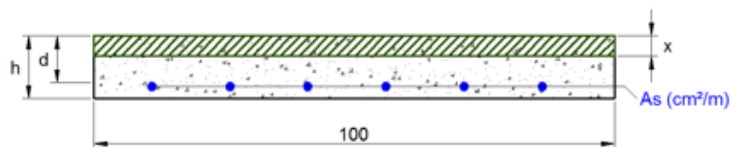
- Momento devido a carga móvel: $M_q = \frac{3,6 \times 1,625^2}{2} \Rightarrow M_q = 4,75 \text{ tfm}$



Ilustração 48 – Dimensionamento armadura positiva e negativa laje de aproximação

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO: Laje maciça

$f_{ck} =$	25	MPa
$f_{yk} =$	500	MPa
$\gamma_c =$	1,4	
$\gamma_s =$	1,15	
$x/d \leq$	0,45	
$A_{s,min} (\%)$	0,15	



Seção	M_d (kNm)	h (cm)	d (cm)	x (cm)	$A_{s,cal}$ (cm²/m)	$A_{s,min}$ (cm²/m)	A_s (cm²/m)	
1	93,5	25	19,5	4,33	12,10	3,75	12,10	Positivo
2	93,5	25	19,5	4,33	12,10	3,75	12,10	Negativo
3								
4								

Fonte: o autor

Obs: A armadura necessária na seção transversal foi obtida do maior valor entre um quinto da armadura longitudinal e a armadura mínima.

Armadura adotada (cm²/m):	
Seção longitudinal	ϕ 12,5 c/ 10 = 12,50 cm²/m
Seção transversal	ϕ 10 c/ 20 = 4,0 cm²/m

Fonte: o autor

5.8 CARGAS DEVIDO AO VENTO

De acordo com a NBR 7187/2003 a força devido ao vento é considerada agindo normalmente ao eixo da estrutura e uniformemente distribuída ao longo deste. As características do vento são determinadas com base na NBR 6123/1988.

A velocidade básica do vento (V_0) foi determinada em função das isopletras da NBR 6123, sendo 45 m/s para a cidade de Cacique Doble.

O fator topográfico (S_1) que leva em conta as variações do relevo do terreno foi adotado como 1,0, considerado fracamente acidentado.



O fator de rugosidade (S2) foi adotado como 0,94 em função da classificação como categoria II, terreno aberto, aproximadamente em nível e com poucos obstáculos tais como árvores. A dimensão enquadrou-se na classe A, tendo comprimento inferior a 20 m e altura de 5 m.

O fator estatístico (S3) que leva em consideração a segurança e a vida útil da estrutura foi adotado como 1,10

a) Velocidade característica

$$Vk = Vo * S1 * S2 * S3$$

$$Vk = 45 * 1,0 * 0,94 * 1,10 = 46,53 \text{ m/s}$$

b) Pressão dinâmica do vento

$$q = 0,613 * (Vk)^2$$

$$q = 0,613 * (46,53)^2 = 1,33 \text{ KN/m}^2$$

c) A força do vento recebe um tratamento dentro de uma análise global onde o efeito de sua forma é considerado por meio de um coeficiente de arrasto.

$$Fa = Ca * q * A$$

O coeficiente de arrasto (Ca) foi tomado igual a 1,30 (Eurocode).

$$Fa = 1,30 * 1,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (1,80 * 15) \text{ m}^2 = 46,68 \text{ KN}$$

Como esta força será absorvida pelos encontros das extremidades temos que cada encontro será responsável por 23,34 KN.



6 ANÁLISES E DIMENSIONAMENTOS – INFRAESTRUTURA

A superestrutura será apoiada sobre cortinas de concreto armado, localizadas nas cabeceiras da ponte, as quais serão apoiadas em sapatas corridas.

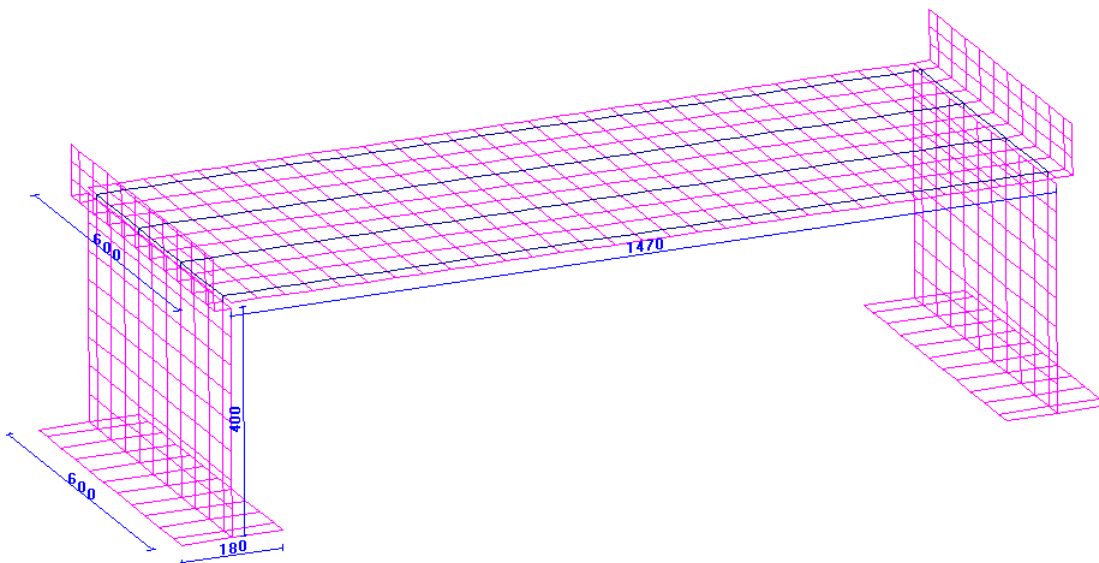
As cortinas são divididas em principais com finalidade de suportar a superestrutura com seus carregamentos permanentes e acidentais além de servir como elemento de contenção dos aterros de entrada/saída e resistir às pressões das águas e por alas laterais inclinadas com a finalidade de suportar o peso do aterro e a lamina d água, protegendo a porção de solo da entrada da ponte.

As sapatas corridas terão a função de suportar as cortinas com seus carregamentos e transmitir os esforços para a rocha através de pinos fixados dentro dela.

6.1 MODELO ESTRUTURAL DE CÁLCULO

O modelo empregado foi analisado por meio de software que permite chegar mais próximo do comportamento real da estrutura.

Ilustração 49 – Modelo integrado de cálculo para a infraestrutura



Para distribuição desses esforços, utilizaremos uma barra vertical simulando a rigidez do neoprene.

Ilustração 50 – Rigidez equivalente aparelho de apoio

REPRESENTAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO POR BARRAS COM RIGIDEZ EQUIVALENTE

N	=	1	(NÚMERO DE APARELHOS)
P	=	1	tf
H	=	10	cm
A	=	15	cm
B	=	25	cm
G	=	0.01	tf/cm ²
n	=	5	
tn	=	0.5	cm
E	=	238	tf/cm ² (fck=20MPa)
I	=	2.62605	cm ⁴
d	=	2.704478	cm
h	=	3.5	

Portanto uma barra com diâmetro = 2.7045 cm
terá a mesma rigidez que o aparelho de apoio

Ilustração 51 – Propriedades das barras do modelo

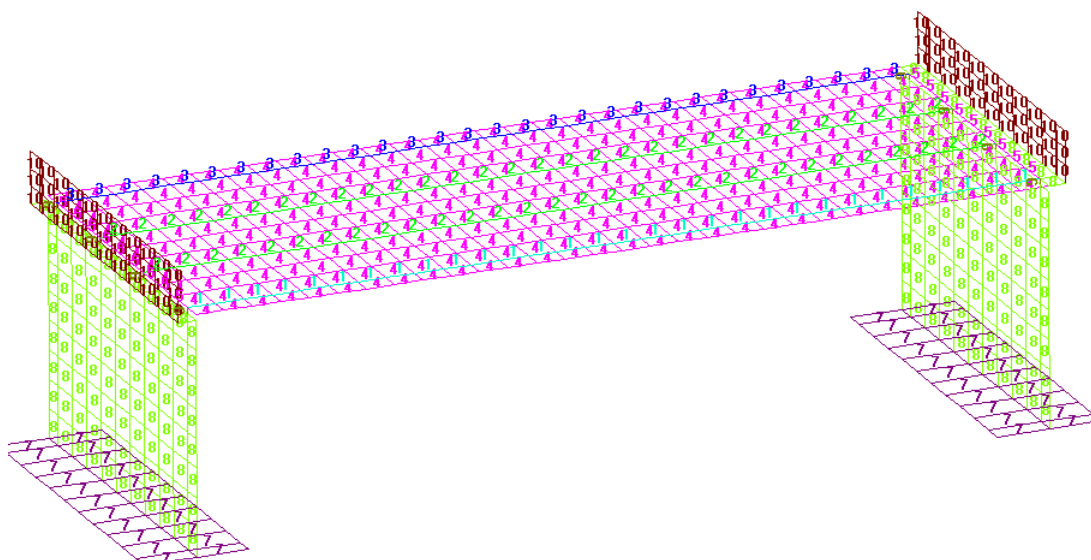
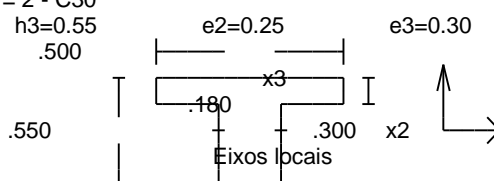


TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - metros)				
PROPRIEDADE N.1 - P1				
A=0.460	I2=0.447	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
Material = 1 - C30				
PROPRIEDADE N.2 - P2				
A=0.556	I2=0.498	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
Material = 1 - C30				
PROPRIEDADE N.3 - P3				
A=0.460	I2=0.447	I3=0.000	J=0.000	SF2=0. SF3=0.850
Material = 1 - C30				
PROPRIEDADE N.4 - P4				
0.180				
Material = 3 - C30 , 2 - C30				
PROPRIEDADE N.5 - T0.3x0.55+0.5x0.18				
A=0.201	I2=0.526	I3=0.270	J=0.401	SF2=0. SF3=0.500
h2=0.50	h3=0.55	e2=0.25	e3=0.30	
				
Material = 2 - C30				
PROPRIEDADE N.6 - P6				
0.010				
Material = 3 - C30				
PROPRIEDADE N.7 - P7				
0.500				
Material = 3 - C30				
PROPRIEDADE N.8 - P8				
0.400				
Material = 3 - C30				
PROPRIEDADE N.9 - P9				
A=0.100	I2=0.262	I3=0.262	J=0.000	SF2=0. SF3=0.000
Material = 4 - C20				
PROPRIEDADE N.10 - P10				
0.300				
Material = 3 - C30				



6.2 FRENAGEM/ACELERAÇÃO

De acordo com a NBR 7187/2003 deve-se adotar o maior dos seguintes valores:

Aceleração: 5% da carga móvel distribuída aplicada sobre o tabuleiro

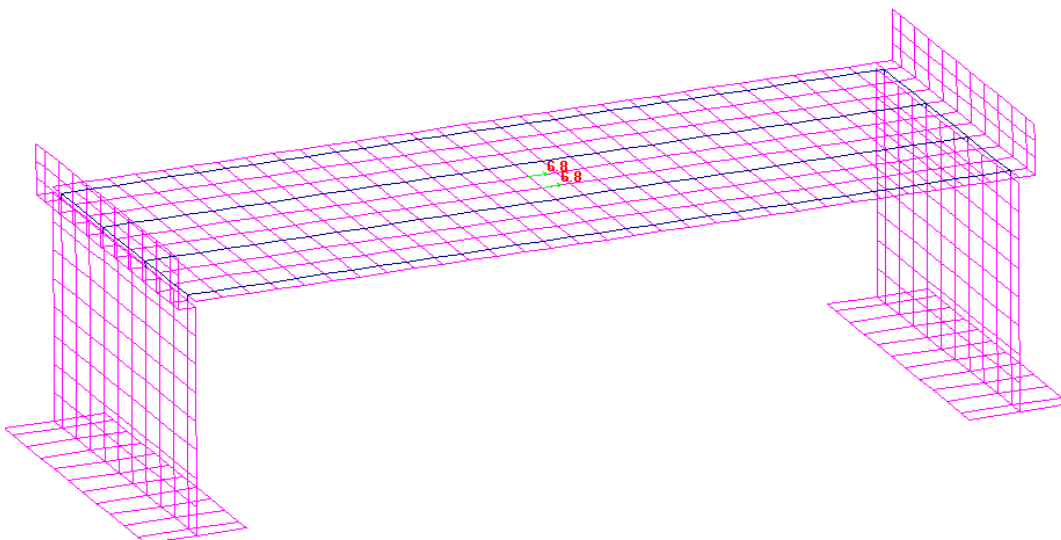
Frenagem: 30% do peso do veículo-tipo

$$F_{acel} = 0,05 * 5 * (5,5 * 15) = 20,62 \text{ KN}$$

$$F_{fren} = 0,25 * 6 * 15 * 1,05 = 23,62 \text{ KN} \geq 0,30 * 450 = 135 \text{ KN}$$

Desta forma, dividimos a força de 135 KN em duas cargas nodais de 6,75 Tf e as aplicamos no modelo.

Ilustração 52 – Modelo considerando o esforço de frenagem



6.3 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA, RETRAÇÃO DO CONCRETO E FLUÊNCIA

A variação de temperatura é dependente do local de implantação e das dimensões dos elementos estruturais.

$$\Delta l = \alpha * \Delta t * x$$

$$\Delta l = 10^{-5} * 30 * 7,32 = 0,22 \text{ cm}$$

$$F_{temp} = K * \alpha * \Delta t * x$$

A retração pode ser calculada de acordo com o anexo A da NBR 6118/2014 relacionam-se a umidade média do ambiente (%) com espessura fictícia (cm) e o tempo (dias).

- Umidade média adotada 75%

$$\text{Espessura fictícia} = 2 * \frac{18508}{1913} = 19,35 \text{ cm}$$

- Tempo 0 = 30 dias

Assim obtemos o coeficiente de retração do concreto:

$$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = -0,33\text{‰}$$

$$\Delta l = \epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) * x$$

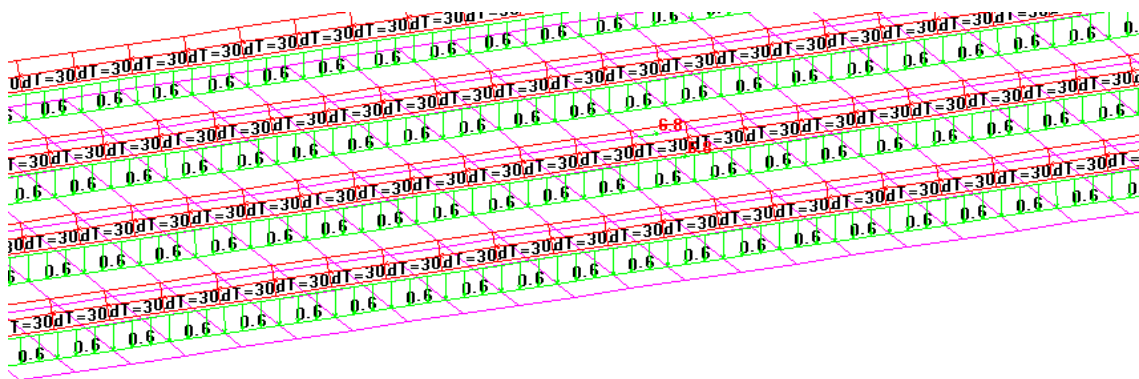
$$\Delta l = -0,00033 * 7,32 = -0,242 \text{ cm}$$

Adotamos para fluência uma variação de temperatura de $\pm 30^{\circ}\text{C}$

Aplicamos, então, um equivalente de 30°C no modelo abaixo:



Ilustração 53 – Modelo considerando o esforço das variações térmicas



6.4 AÇÃO DO VENTO

Adota-se uma força horizontal e uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura, considerando a maior valor entre os seguintes casos:

- a) Ponte descarregada

$$Fv1 = \frac{1,50 \text{ KN}}{m^2} * (1,80 \text{ m} * 15 \text{ m}) = 40,50 \text{ KN}$$

- b) Ponte carregada

$$Fv2 = \frac{1,0 \text{ KN}}{m^2} * ((1,80 + 2,0) * 15 \text{ m}) = 57,0 \text{ KN}$$

6.5 EMPUXO DE SOLO

Para a determinação do efeito do solo sobre a cortina utilizaram-se algumas considerações, sendo:

- Emprego da expressão de Coulomb;



- Desconsideração da coesão do solo;
- Adotado peso específico do solo igual a 18 KN/m³;
- Adotado ângulo de atrito do solo (ϕ) igual a 30°;

$$Ea = Ka * Ys * h$$

$$Ka = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Ka = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,33$$

$$Ea = 0,33 * 18 \frac{KN}{m^3} * 4,95 m = 29,40 \frac{KN}{m^2} - \text{Carregamento Triangular}$$

Possuímos, ainda, um acréscimo de esforço devido ao empuxo diferencial causado pela carga móvel sobre o aterro o que consiste em transformar o peso do veículo em uma altura correspondente em aterro:

$$PV = \frac{450}{3 * 6} = 25 KN/m^2$$

$$Pm = \frac{PV * 3 + (L - 3) * q}{L}$$

$$Pm = \frac{25 * 3 + (6 - 3) * 5}{6} = 15 KN/m^2$$

A altura equivalente para a está pressão é:



$$h_o = \frac{Pm}{Y_s} = \frac{15}{18} = 0,83 \text{ m}$$

$$\Delta E_a = 6 * 0,83 = 5 \text{ KN/m}^2$$

Ilustração 54 – Sobrecarga devido a multidão no aterro

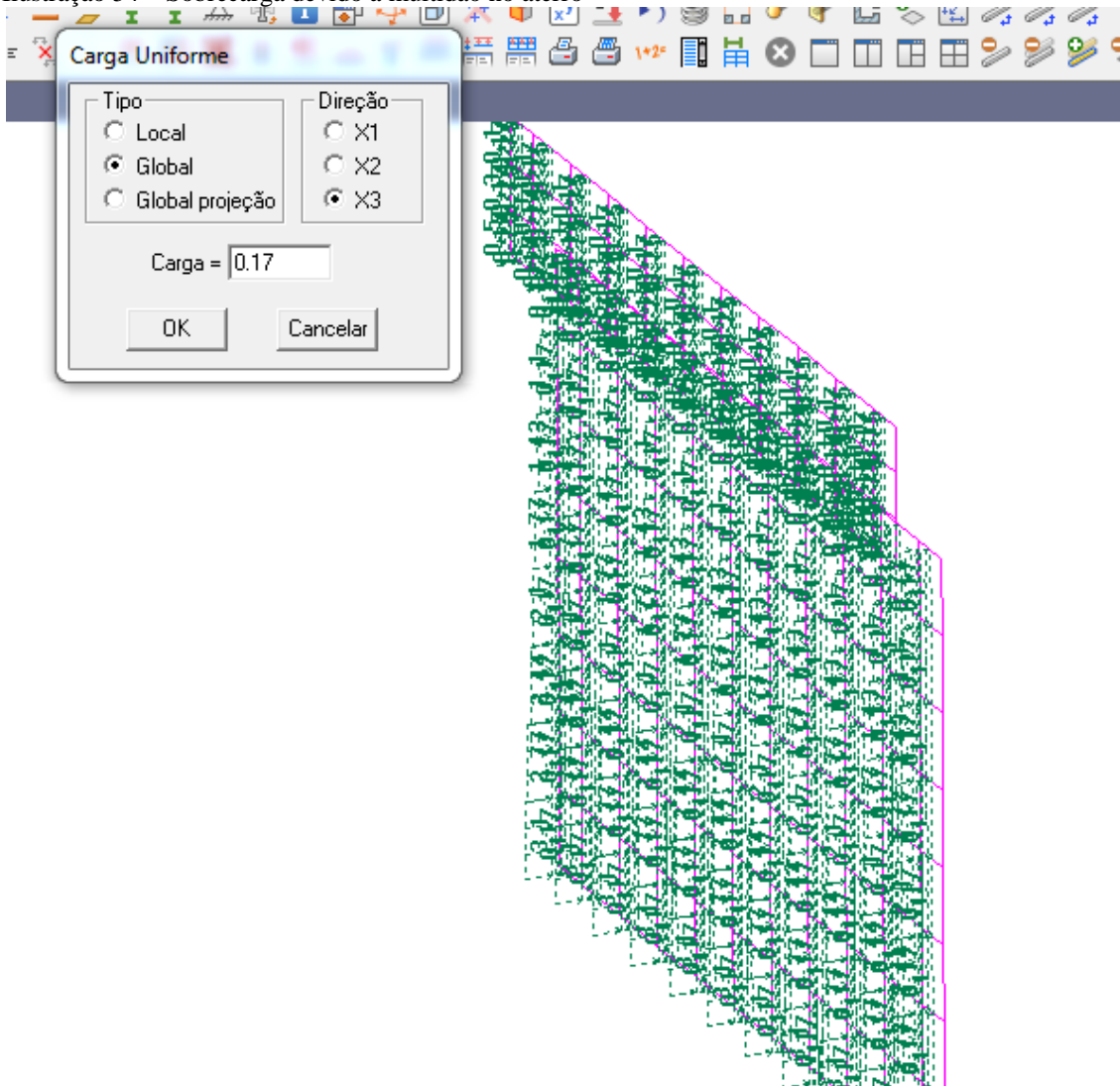


Ilustração 55 – Empuxo de solo nas paredes

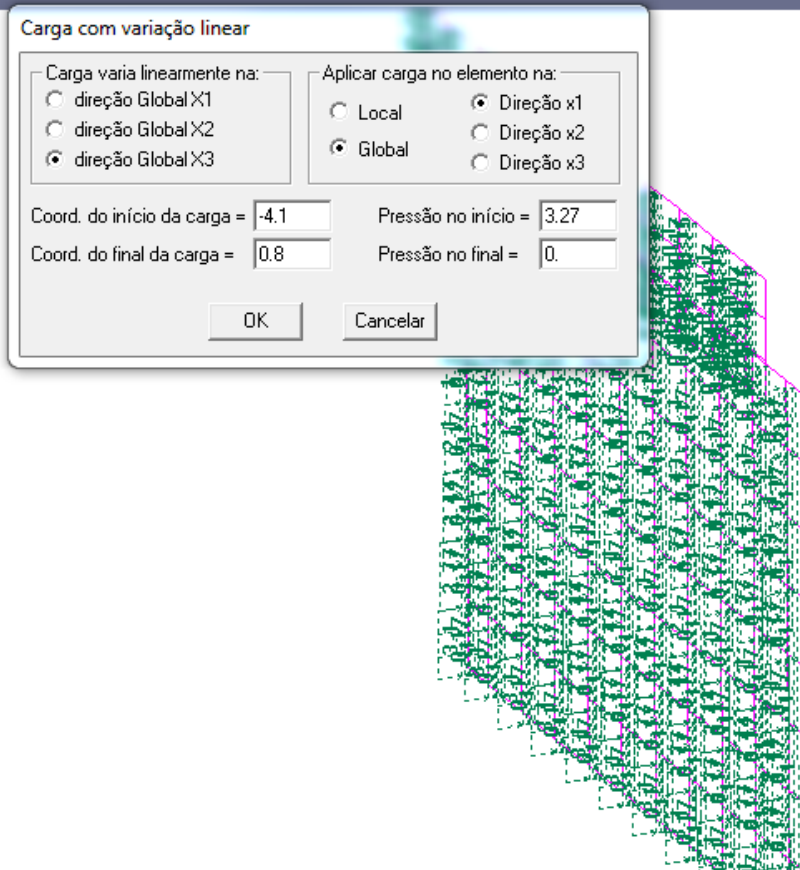


Ilustração 56 – Resumo de carregamento

Carga Total característica(unidades - tf metro)	
/ GLOBAL LOADS D -0.12 C 0.0 0.250 POLY 14.700 0.250 14.700 5.750 0.0 5.750 E D -1.653 C 0.0 0.0 POLY 14.700 0.0 14.700 0.250 0.0 0.250 E D -1.653 C 0.0 5.750 POLY 14.700 5.750 14.700 6.000 0.0 6.000 E / BEAM LOADS	
D FX3 -0.2775 B 451 TO 468 / GLOBAL LOADS DIST FX3 -0.45 PLANE 0. 6. 0. 14.7 6. 0. 14.7 0. 0. PT 0. 6. ELEME / GLOBAL LOADS DIST FX3 -0.5 PLANE 0. 0.35 0. 14.7 0.35 0. 14.7 5.65 0. PT 0.	
5.3 ELEME / BEAM LOADS DIST GL FX3 -0.6 B 1 TO 120 / JOINT LOADS FX1 6.75 N 202 171	
/ BEAM LOADS T1 -30. B 1 TO 120 451 TO 468 / PRESSURE TA -30. E 121 TO 450 774 TO 784 / PRESSURE	



Carga Total característica(unidades - tf metro)
SELF X3 -1. E 473 TO 692 697 TO 784 / PRESSURE FX3P GL -0.5 E 561 TO 581 BY 2 FX3P GL 0.17 E 473 TO 560 708 TO 740 / PRESSURE
FX3P GL -9.8 E 561 TO 581 BY 2 FX3P GL -9.8 E 672 TO 692 BY 2 / PRESSURE PG3 0. 3.27 LEVEL 0.8 -4.1 X1 E 473 TO 560 708 TO 740 / END STATIC
SOMATÓRIO DE CARGAS
FX1=61.572
FX2=-0.0004 FX3=-328.96

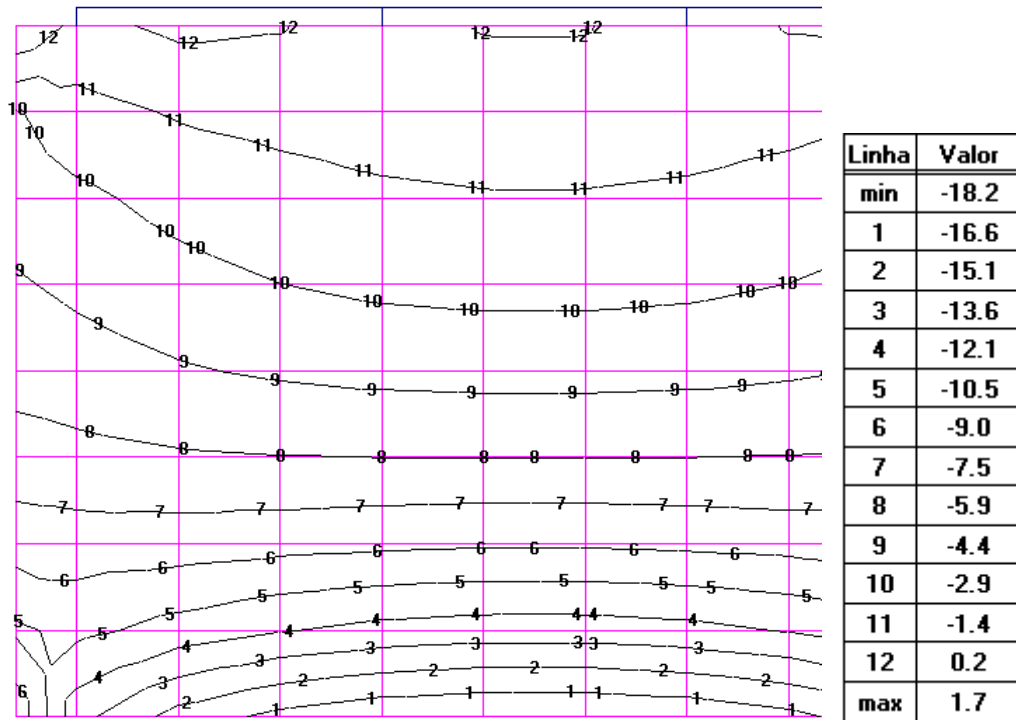
6.5.1 Dimensionamento dos encontros

Definição de dados:

- Concreto: resistência a característica a compressão do concreto deverá ser de 30 MPa;
- Cobrimento especificado para as armaduras corresponde a 5 cm;
- Aço CA-50;
- Empuxo determinado do item anterior;
- Cargas verticais retiradas do modelo da superestrutura;



Ilustração 57 – Momento longitudinal de cálculo na parede (Lado do solo)



$M_d = 18.2 \text{ tfm/m}$



Ilustração 58 – Dimensionamento a flexão para momento longitudinal na parede

CONCRETO ARMADO - Flexão simples

Carupm3 - ver 3.1

SEÇÃO: base parede

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Dados para cálculo

Md	(kNm)	182.00
fck	(MPa)	30.00
h	(cm)	40.00
bw	(cm)	100.00
hfsup	(cm)	0.00
bfsup	(cm)	0.00
hfinf	(cm)	0.00
bfinf	(cm)	0.00
c	(cm)	3.00
cmin	(cm)	3.00

☒ Barras de alta aderência

fyk	(MPa)	500.00
dm	(mm)	12.50
f		10.00
Es/Ec		10.00

Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida

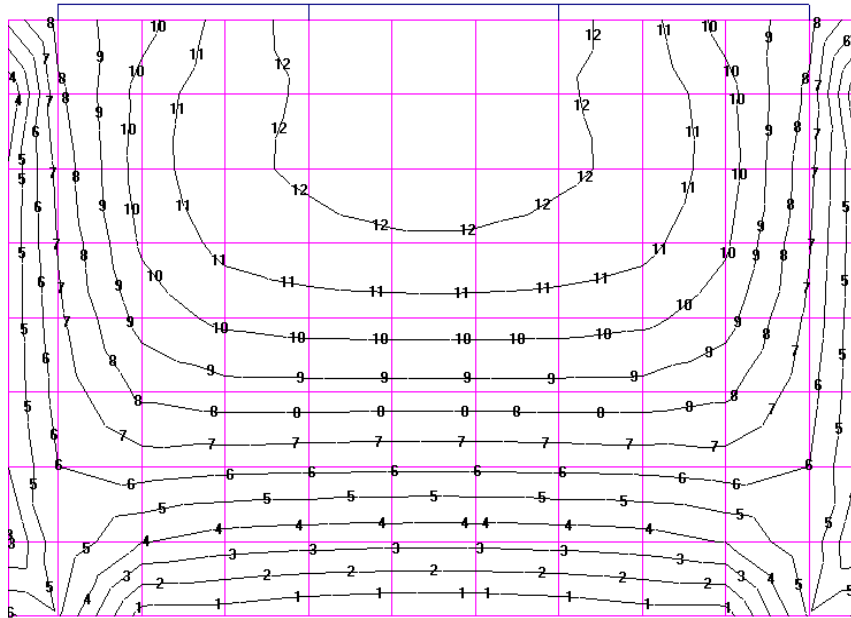
Resultados

epsonsup	(‰)	0.484
epsoninf	(‰)	4.070
x	(cm)	3.932
cgc	(cm)	1.573
cgt	(cm)	36.375
Rc	(kN)	534.756
Rt	(kN)	533.025
As (10 Ø 12.5)	(cm²)	12.260
Mdr (>= Md)	(kNm)	185.806
Md	(kNm)	182.000
As'	(cm²)	∞
xlim	(cm)	∞
cgclim	(cm)	∞
cgtlim	(cm)	∞
Rclim	(kN)	∞
Rtlim	(kN)	∞
Mdclim	(kNm)	∞

Ok! Teremos barras de 12.5mm cada 10 cm



Ilustração 59 – Momento transversal de cálculo na parede



Linha	Valor
min	-1.54
1	-1.16
2	-0.78
3	-0.40
4	-0.02
5	0.35
6	0.73
7	1.11
8	1.49
9	1.87
10	2.25
11	2.62
12	3.00
max	3.38

$M_d = 3.38 \text{ tfm/m}$

Ilustração 60 – Dimensionamento a flexão para momento transversal na parede

SEÇÃO: parede		
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO		
Dados para cálculo		
M_d	(kNm)	33.80
f_{ck}	(MPa)	30.00
h	(cm)	40.00
b_w	(cm)	100.00
h_{fsup}	(cm)	0.00
b_{fsup}	(cm)	0.00
h_{finf}	(cm)	0.00
b_{finf}	(cm)	0.00
c	(cm)	5.00
c_{min}	(cm)	3.00
<input checked="" type="checkbox"/> Barras de alta aderência		
f_{yk}	(MPa)	500.00
d_m	(mm)	10.00
f		10.00
E_s/E_c		10.00
Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida		
Resultados		
ϵ_{psup}	(‰)	0.090
ϵ_{pinf}	(‰)	4.070
x	(cm)	0.757
c_{gc}	(cm)	0.303
c_{gt}	(cm)	34.500
R_c	(kN)	102.971
R_t	(kN)	102.102
A_s	(3 Ø 10) (cm²)	2.348
M_{dr}	(>= M_d) (kNm)	35.065
M_d	(kNm)	33.800
A_s'	(cm²)	∞
x_{lim}	(cm)	∞
c_{gclim}	(cm)	∞
c_{gtlim}	(cm)	∞
R_{clim}	(kN)	∞
R_{tlim}	(kN)	∞
M_{dclim}	(kNm)	∞

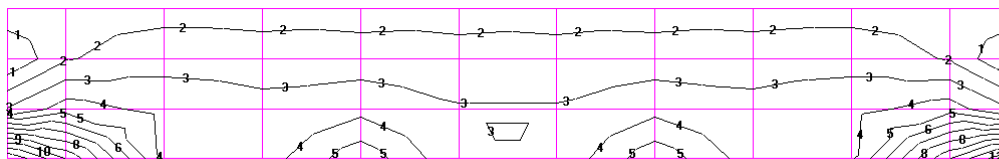
$A_{smin} = 0.1 * 100 * 40 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ok! Teremos barras de 10mm cada 15cm = 5.3 cm²/m



6.5.2 Dimensionamento da cortina

Ilustração 61 – Momento longitudinal (Lado do Solo)



Linha	Valor
min	-0.54
1	-0.21
2	0.12
3	0.44
4	0.77
5	1.10
6	1.43
7	1.76
8	2.09
9	2.42
10	2.74
11	3.07
12	3.40
max	3.73

$$M_d = 3.73 \text{ tfm/m}$$

Ilustração 62 – Dimensionamento a flexão para momento longitudinal na cortina

CONCRETO ARMADO - Flexão simples

Carupm3 - ver 3.1

SEÇÃO: cortina

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Dados para cálculo

Md	(kNm)	37.30
fck	(MPa)	30.00
h	(cm)	25.00
bw	(cm)	100.00
hfsup	(cm)	0.00
bfsup	(cm)	0.00
hfinf	(cm)	0.00
bfinf	(cm)	0.00
c	(cm)	5.00
cmin	(cm)	3.00

☒ Barras de alta aderência

fyk	(MPa)	500.00
dm	(mm)	10.00
f		10.00
Es/Ec		10.00

Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida

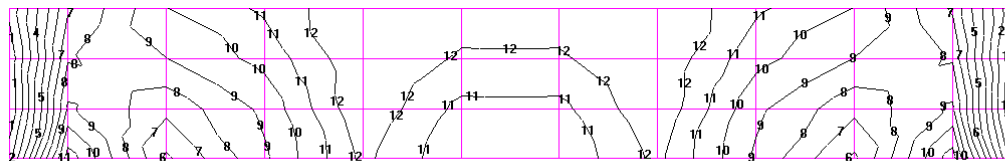
Resultados

epsonsup	(‰)	0.332
epsoninf	(‰)	4.070
x	(cm)	1.508
cgc	(cm)	0.603
cgt	(cm)	19.500
Rc	(kN)	205.125
Rt	(kN)	204.545
As (6 Ø 10)	(cm²)	4.705
Mdr (≥ Md)	(kNm)	38.707
Md	(kNm)	37.300
As'	(cm²)	∞
xlim	(cm)	∞
cgcclim	(cm)	∞
cgtlim	(cm)	∞
Rclim	(kN)	∞
Rtlim	(kN)	∞
Mdclim	(kNm)	∞

Ok! Temos barras de 10mm cada 10cm=8cm2/m



Ilustração 63 – Momento transversal de cálculo da cortina



Linha	Valor
min	-0.08
1	0.06
2	0.19
3	0.33
4	0.46
5	0.59
6	0.73
7	0.86
8	1.00
9	1.13
10	1.27
11	1.40
12	1.54
max	1.67

$$M_d = 1.67 \text{ tfm/m}$$

Ilustração 64 – Dimensionamento a flexão para momento transversal na cortina

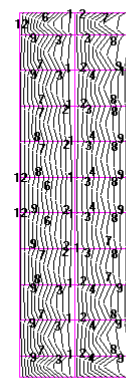
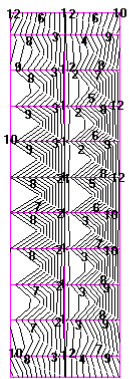
SEÇÃO: cortina		
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO		
Dados para cálculo		
Md	(kNm)	16.70
fck	(MPa)	30.00
h	(cm)	25.00
bw	(cm)	100.00
hfsup	(cm)	0.00
bfsup	(cm)	0.00
hfinf	(cm)	0.00
bfinf	(cm)	0.00
c	(cm)	5.00
cmin	(cm)	3.00
<input checked="" type="checkbox"/> Barras de alta aderência		
fyk	(MPa)	500.00
dm	(mm)	10.00
f		10.00
Es/Ec		10.00
Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida		
Resultados		
epsonsup	(‰)	0.146
epsoninf	(‰)	4.070
x	(cm)	0.693
cgc	(cm)	0.277
cgt	(cm)	19.500
Rc	(kN)	94.185
Rt	(kN)	93.565
As	(3 Ø 10) (cm²)	2.152
Mdr	(>= Md) (kNm)	18.046
Md	(kNm)	16.700
As'	(cm²)	∞
xlim	(cm)	∞
cgclim	(cm)	∞
cgtlim	(cm)	∞
Rclim	(kN)	∞
Rtlim	(kN)	∞
Mdclim	(kNm)	∞

Ok! Teremos barras de 10mm cada 15cm=5.33cm²/m



6.6 DIMENSIONAMENTO DA SAPATA CORRIDA

Ilustração 65 – Momentos fletores junto a sapata corrida



Linha	Valor
min	-5.86
1	-5.40
2	-4.93
3	-4.47
4	-4.00
5	-3.54
6	-3.07
7	-2.61
8	-2.14
9	-1.68
10	-1.21
11	-0.74
12	-0.28
max	0.19

Armadura principal (inferior longitudinal)

$M_d = 58.6 \text{ tfm/m}$

Ilustração 66 – Dimensionamento a flexão para sapata corrida

SEÇÃO: sapata		
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO		
Dados para cálculo		
M_d	(kNm)	126.00
f_{ck}	(MPa)	25.00
h	(cm)	50.00
b_w	(cm)	100.00
h_{fsup}	(cm)	0.00
b_{fsup}	(cm)	0.00
h_{finf}	(cm)	0.00
b_{finf}	(cm)	0.00
c	(cm)	5.00
c_{min}	(cm)	3.00
<input checked="" type="checkbox"/> Barras de alta aderência		
f_{yk}	(MPa)	500.00
d_m	(mm)	16.00
f		10.00
E_s/E_c		10.00
Momentos: (+) arm. tracionada (-) arm. comprimida		
Resultados		
ϵ_{psup}	(‰)	0.340
ϵ_{pinf}	(‰)	4.070
x	(cm)	3.084
c_{gc}	(cm)	1.233
c_{gt}	(cm)	39.200
R_c	(kN)	349.478
R_t	(kN)	348.799
A_s	(5 Ø 16) (cm²)	8.022
M_{dr}	(≥ M_d) (kNm)	132.556
M_d	(kNm)	126.000
$A_{s'}$	(cm²)	∞
x_{lim}	(cm)	∞
c_{gclim}	(cm)	∞
c_{gtlim}	(cm)	∞
R_{clim}	(kN)	∞
R_{tlim}	(kN)	∞
M_{dclim}	(kNm)	∞

Ok! Teremos barras de 16mm cada $15 \text{ cm} = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$



Verificação da armadura mínima imposta pela NBR 6118/2014.

$$A_{s, \text{mín}} = 0,15\% * (7600) \text{ cm}^2 = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{const}} \geq \frac{1}{5} * 8,33 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Adotado \varnothing 8.0 mm c/30 – 1,67 cm²/m

Cacique Doble - RS 19 de Fevereiro de 2018

LEONARDO CONSORTE – ME

CNPJ: 27.244.990/0001-60

CREA/RS: 22.748-8

PREFEITURA MUNICIPAL DE CACIQUE DOBLE

CNPJ: 87.613.600/0001-03

