

Bernardo Sabença Gusmão
Fernanda dos Santos Zapata
Luis Henrique Lancellotti Zapparolli Pupin
William Brascher

**PROJETO DE PASSAGENS INFERIORES EM REGIÕES
URBANIZADAS SEM INTERRUPÇÃO DO TRÂNSITO**

São Paulo
2015

Bernardo Sabença Gusmão
Fernanda dos Santos Zapata
Luis Henrique Lancellotti Zapparolli Pupin
William Brascher

**PROJETO DE PASSAGENS INFERIORES EM REGIÕES
URBANIZADAS SEM INTERRUPÇÃO DO TRÂNSITO**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil.

São Paulo
2015

Bernardo Sabença Gusmão
Fernanda dos Santos Zapata
Luis Henrique Lancellotti Zapparolli Pupin
William Brascher

**PROJETO DE PASSAGENS INFERIORES EM REGIÕES
URBANIZADAS SEM INTERRUPÇÃO DO TRÂNSITO**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil.

Área de concentração:
Engenharia Civil

Orientador(es): Prof. Doutor(es)
Pedro Wellington G. N. Teixeira
Rui Nobhiro Oyamada

São Paulo
2015

Catálogo-na-publicação

Gusmão, Bernardo

Projeto de passagens inferiores em regiões urbanizadas sem interrupção do trânsito / B. Gusmão, F. Zapata, L. Pupin, W. Brascher -- São Paulo, 2015. 227 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes de concreto protendido 2.Método NATM 3.Canteiro de obras 4.Galeria 5.Escavação a céu aberto I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t. III.Zapata, Fernanda IV.Pupin, Luis V.Brascher, William

AGRADECIMENTOS

Aos professores Pedro Wellington G. N. Teixeira e Rui NobhiroOyamada, pela orientação e pelo constante estímulo transmitido durante o trabalho e a todos que contribuíram diretamente ou indiretamente na sua execução.

Às nossas famílias.

RESUMO

Este trabalho busca analisar a construção de uma passagem inferior a uma ferrovia na cidade de Teresina, Piauí. Trata-se de uma intervenção a uma estrutura existente para a extensão de uma avenida. O trabalho aborda as diversas maneiras de se realizar a obra com a mínima intervenção da via férrea, adotando, sobretudo, maneiras não destrutivas de construção de passagens inferiores. Foram analisados os seguintes métodos: escavação pelo método convencional austríaco (NATM), cravação de galerias pré-moldadas de concreto, execução da estrutura com enfilagens de grande diâmetro e utilização de componentes pré-moldados, este último com o remanejamento dos trilhos em períodos de pouca movimentação da via. Foram levantadas as características pertinentes a cada alternativa através de análises quantitativas e qualitativas. Análises essas que possibilitaram selecionar a alternativa que, segundo os autores, melhor se adequa ao caso aplicado: utilização de componentes pré-moldados. Na continuidade do trabalho, fez-se um aprofundamento de estudo sobre os seguintes aspectos: otimização da seção, movimentação e transporte da peça, análise das fundações, logística do canteiro e custos envolvidos. Feitas as análises descritas, o trabalho abrangeu as principais etapas dos processos envolvidos em um projeto real.

Palavras-chave:

Passagem inferior, ferrovia, não destrutivo, galeria pré-moldada, NATM, enfilagens de grande diâmetro.

ABSTRACT

This paper studies the construction of a railway underpass in the city of Teresina, Piauí. It is an intervention to an existing structure to extend an avenue. This study addresses the different ways to do the work with minimal intervention of the railroad, adopting mainly non-destructive ways of building underpasses. The following methods are analyzed: excavation by the New Austrian Tunneling Method (NATM), crimping precast concrete galleries, execution of the structure with large diameter forepoling and use of precast components, the latter with the relocation of the tracks in periods of little track movement. By means of quantitative and qualitative analyses, the main characteristics were pinpointed. Through these analyses, it was possible to select the alternative which was, according to the authors, the most adequate: the use of precast components. That being settled, the following aspects were considered in detail: section optimization, transportation and handling of the precast parts, foundation analyses, construction logistics and costs. This paper, therefore, covered the main stages of the processes involved in a real project.

Keywords:

Underpass, railway, non-destructive, precast galleries, New Austrian Tunneling Method, NATM, large diameter forepoling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Localização do empreendimento	18
Figura 2 - Inserção da passagem no projeto de mobilidade global.....	20
Figura 3 - Sondagens disponibilizadas.....	21
Figura 4 - Locação das sondagens	22
Figura 5 - Efeito arco em meio plano infinito – desvio do fluxo das tensões principais	26
Figura 6 - Túnel em NATM da estação Higienópolis do metrô de São Paulo	28
Figura 7 - Esquema da geometria da escavação	29
Figura 8 - Emboque do túnel.....	29
Figura 9 - Esquema da geometria da escavação	30
Figura 10 - Detalhe do emboque em cortina atirantada.....	30
Figura 11 - Tipologias de deformação	31
Figura 12 – Interação solo-suporte.....	32
Figura 13 - Exemplos de parcialização da escavação.....	33
Figura 14 - Galeria pré-moldada inserida no subsolo de Boston	35
Figura 15 - Galeria pronta para a instalação	37
Figura 16 - Detalhe dos atuadores hidráulicos	37
Figura 17 - Anel de distribuição de carga dos atuadores.....	38
Figura 18 - Detalhe interior das galerias com sistema anti-arraste	39
Figura 19 - Cargas durante a inserção da galeria	39
Figura 20 - Detalhe do escudo presente na frente da galeria	40
Figura 21 - Etapas da inserção da confecção da passagem inferior	42
Figura 22-Máquina pneumática de cravação dinâmica	44
Figura 23- Método dinâmico de cravação	45
Figura 24 - Inserção das armaduras na viga tubo	45
Figura 25 - Enfilagens concretadas e esperas	46
Figura 26 - Estrutura durante escavação	47
Figura 27 – Etapas do método das enfilagens de grande diâmetro.....	48
Figura 28 – Etapas do método dos componentes pré-moldados.....	51
Figura 29 - Dimensões da passagem inferior	53
Figura 30 - Trem-tipo TB360 vista longitudinal	55

Figura 31 - Relações entre raios	56
Figura 32 - Forma da seção dos túneis da alternativa 1 (medidas em metros)	58
Figura 33 - Forma da seção dos túneis da alternativa 2 (medidas em metros)	58
Figura 34 - Corte transversal (medidas em metros)	60
Figura 35 - Corte longitudinal (medidas em metros)	60
Figura 36 - Alternativa 1 (medidas em metros)	63
Figura 37 - Alternativa 2 (medidas em metros)	64
Figura 38 - Esquema da concordância em planta da alternativa 2	65
Figura 39 - Malha e carregamento em kN/m (valor característico)	67
Figura 40 – Tensões normais horizontais em kN/m ² (valores majorados de cálculo)	67
Figura 41 - Tensões normais verticais em kN/m ² (valores majorados de cálculo – x10 ³)	68
Figura 42 - Tensões normais máximas em kN/m ² (valores majorados de cálculo) ...	68
Figura 43 - Tensões normais mínimas em kN/m ² (valores majorados de cálculo – x10 ³)	69
Figura 44 – Deslocamentos horizontais em metros (x10 ⁻³)	69
Figura 45 – Deslocamentos verticais em metros (x10 ⁻³)	70
Figura 46 - Esforço normal na camada de concreto projetado em kN (valores majorados de cálculo)	70
Figura 47 - Momentos na camada de concreto projetado em kNm (valores majorados de cálculo)	71
Figura 48 - Malha e carregamento em kN/m (valor característico)	71
Figura 49 – Tensões normais horizontais em kN/m ² (valores majorados de cálculo)	72
Figura 50 - Tensões normais verticais em kN/m ² (valores majorados de cálculo – x10 ³)	72
Figura 51 - Tensões normais máximas em kN/m ² (valores majorados de cálculo) ...	73
Figura 52 - Tensões normais mínimas em kN/m ² (valores majorados de cálculo – x10 ³)	73
Figura 53 – Deslocamentos horizontais em metros (x10 ⁻³)	74
Figura 54 – Deslocamentos verticais em metros (x10 ⁻³)	74
Figura 55 - Esforço normal na camada de concreto projetado em kN (valores majorados de cálculo)	75

Figura 56 - Momentos na camada de concreto projetado em kNm (valores majorados de cálculo)	75
Figura 57 - Planta da geometria (dimensões em cm)	80
Figura 58 - Cortes A e B (dimensões em cm).....	80
Figura 59 - Espraçamento da carga concentrada.....	82
Figura 60 - Aproximação para o carregamento	83
Figura 61 - Espraçamento da carga distribuída.....	83
Figura 62 - Modelo da galeria	84
Figura 63 - Posição do trem-tipo	85
Figura 64 – Posição do trem-tipo (2)	85
Figura 65 - Momentos últimos [kN.m].....	86
Figura 66 - Cortantes últimas [kN].....	86
Figura 67 - Momento fletor [kN.m] e normal [kN], respectivamente, atuantes na parede	87
Figura 68 - Distribuição de estribos na laje superior	88
Figura 69 – Distribuição de estribos na laje inferior	89
Figura 70 - Armaduras superior e inferior da laje superior.....	90
Figura 71 - Armaduras superior e inferior da laje inferior.....	91
Figura 72 - Armadura externa das paredes laterais	92
Figura 73 - Deslocamentos globais da estrutura [mm]	93
Figura 74 - Deformação relativa dos elementos da estrutura [mm]	93
Figura 75 - Seção transversal da estrutura	96
Figura 76 - Seção longitudinal da estrutura	97
Figura 77 - Vista em planta	98
Figura 78 - Detalhe da seção longitudinal	100
Figura 79 - Espraçamento longitudinal.....	101
Figura 80 - Espraçamento transversal	101
Figura 81 - Carregamento permanente	102
Figura 82 - Carregamento total	102
Figura 83 - Carregamento permanente - Cortante	103
Figura 84 - Carregamento permanente - Momento	103
Figura 85 - Carregamento total–Cortante.....	103
Figura 86 - Carregamento total - Momento	103

Figura 87 - Armadura viga tubo – dimensões em cm	105
Figura 88 - Flecha viga tubo.....	106
Figura 89 - Trem tipo no eixo das vigas tubo.....	107
Figura 90- Modelo estrutural da viga portal	107
Figura 91 - Envoltória de diagrama de cortantes (em kN)	108
Figura 92 - Envoltória de diagrama de momentos (em kNm)	108
Figura 93 - Flecha viga portal.....	110
Figura 94 - Geometria do tubulão (em metros).....	112
Figura 95 - Carga permanente distribuída na viga	115
Figura 96 - Linha de influência do Trem-Tipo TB360 distribuído em posição crítica na viga	115
Figura 97 - Resultado da envoltória de momentos na viga.....	116
Figura 98 - Resultado da envoltória de esforços cortantes na viga	116
Figura 99 - Esquema de cargas concentradas e distribuídas para cada laje	117
Figura 100 - Envoltória de esforços cortantes na laje.....	117
Figura 101 - Envoltória de momentos na laje	117
Figura 102 - Geometria do componente pré-moldado	119
Figura 103 - Planta da geometria: componentes pré-moldados	120
Figura 104 - Corte da geometria: componentes pré-moldados.....	121
Figura 105 - Seção dos apoios e meio do vão com os cabos.....	123
Figura 106 - Traçado dos cabos (simétrico)	124
Figura 107 - Distribuição de estribos na viga pré-moldada.....	126
Figura 108 - Esquema na seção central com as armaduras pré-dimensionadas....	127
Figura 109 - Esquema na seção central com as armaduras pré-dimensionadas....	128
Figura 110 - Parâmetros de tubulão estimados.....	131
Figura 111 - Sistema de reforço dos trilhos	133
Figura 112 - Vista em planta da longarina em 1 vão	140
Figura 113 - Vistas em corte da seção no $\frac{1}{2}$ vão – Cortes A e B	141
Figura 114 - Vista longitudinal da longarina	142
Figura 115- Modelo Situação de prontesão.....	144
Figura 116- Modelo Situação ao final da execução da estrutura	144
Figura 117 – Espraçamento longitudinal do TB360.....	144
Figura 118 - Situação ao final da execução da estrutura - Carga variável.....	145

Figura 119 - Situação de protensão - Cortante (kN)	145
Figura 120- Situação de protensão - Momento (kNm).....	145
Figura 121- Situação ao final da execução da estrutura – Envoltória de cortantes (kN)	146
Figura 122- Situação ao final da execução da estrutura – Envoltória de Momentos (kNm)	146
Figura 123- Seção de 1/2 vão	147
Figura 124 – Seção de apoio	147
Figura 125 - Cabo 1	152
Figura 126 - Cabo 2	153
Figura 127- Hipótese: Somente laje A1 comprimida	154
Figura 128 - Tensões nas seções da longarina	158
Figura 129 - Ilustração do aparelho de apoio	160
Figura 130 - Áreas de influência para situação de cabos excêntricos	161
Figura 131 - Áreas de influência para situação de vários cabos.....	161
Figura 132 - Variáveis da fretagem para $Z_{borda, i}$	162
Figura 133 - Esquema de cálculo da armadura de ancoragem	163
Figura 134 - Armadura de Costura.....	164
Figura 135 - Modelo SAP2000	166
Figura 136 - Cortantes Máximas (kN)	167
Figura 137- Momentos na direção longitudinal (kNm)	167
Figura 138- Momentos na direção transversal (kNm).....	167
Figura 139 - Cortante na transversina mais carregada.....	168
Figura 140- Momento na transversina mais carregada	168
Figura 141- Pré-laje – Geometria	170
Figura 142 – Armadura na seção de apoio (fretagem de borda)	172
Figura 143 - Armadura na seção de apoio (fretagem)	173
Figura 144 - Armaduras seção de meio de vão.....	174
Figura 145 – Recalque diferencial na aproximação.....	175
Figura 146 – Esquema em elevação da laje de transição (medidas em cm)	175
Figura 147 – Detalhe do apoio da laje sobre balanço (medidas em cm)	176
Figura 148 – Detalhe do apoio da laje direto sobre o encontro	176

Figura 149 – Modelo de cálculo da laje de transição e das solicitações na estrutura de apoio	177
Figura 150 – Transição entre lastro sobre estrutura e lastro sobre terrapleno.....	178
Figura 151 – Espraçamento transversal (m)	180
Figura 152 – Espraçamento longitudinal (m)	181
Figura 153 – Modelo de cálculo	182
Figura 154 – Carregamento lastro (kN/m^2)	182
Figura 155 – Carregamento dormentes (valor característico, kN/m^2)	183
Figura 156 – Carregamento trem-tipo (valor característico, eixos no meio do vão – kN/m^2)	183
Figura 157 – Carregamento trem-tipo (valor característico, eixos no apoio – kN/m^2)	184
Figura 158 – Momentos na direção principal (valores de cálculo para eixos no meio do vão - kNm/m)	184
Figura 159 – Momentos na direção secundária (valores de cálculo para eixos no meio do vão - kNm/m)	185
Figura 160 – Cortante na direção principal (valores de cálculo para eixos nos apoios – kN/m)	185
Figura 161 – Cortante na direção secundária (valores de cálculo para eixos nos apoios – kN/m)	186
Figura 162 – Distribuição dos pontos de içamento (m).....	187
Figura 163 – Momentos na direção principal (valores de cálculo, kNm/m)	187
Figura 164 – Momentos na direção secundária (valores de cálculo, kNm/m)	188
Figura 165 – Cortante máxima (valores de cálculo, kNm/m)	188
Figura 166 – Reações (valores de cálculo, kN)	189
Figura 167 – Parâmetros de entrada.....	189
Figura 168 – Cálculo da flexão.....	190
Figura 169 – Verificação de ELS.....	191
Figura 170 – Cálculo do cisalhamento	192
Figura 171 – Verificação da fadiga.....	193
Figura 172 – Parâmetros de entrada.....	194
Figura 173 – Verificação da flexão e do cisalhamento	194
Figura 174 – Esquema para movimentação e transporte dos pré-moldados.....	196

Figura 175 – Tensão de contato tarugo-concreto	197
Figura 176 – Detalhe das tensões de contato nos furos.....	197
Figura 177 – Modelo e carregamento atuante	198
Figura 178 – Tensões n_y no concreto (kN/m)	198
Figura 179 – Tensões normais nas laterais dos furos	199
Figura 180 – Integração das tensões	199
Figura 181 – Superfície de cisalhamento	200
Figura 182 – Croqui dos grampos	202
Figura 183 – Geometria na seção central (m)	205
Figura 184 – Resultados do programa Oblíqua (Normal máxima).....	208
Figura 185 – Resultados do programa Oblíqua (Normal mínima)	209
Figura 186 – Resultados do programa Oblíqua.....	210
Figura 187 – Modelo de cálculo e diagrama de empuxo passivo com reações máximas equivalentes.....	213
Figura 188 – Momentos fletores solicitantes para os pilares extremos (valores característicos - kNm)	214
Figura 189 – Momentos fletores solicitantes para os pilares centrais (valores característicos - kNm)	214
Figura 190 – Esquema da distribuição do canteiro de obras	216
Figura 191 – Esquema 3D do canteiro de obras	216
Figura 192 – Sequência de execução da passagem inferior	218

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Exemplos de obras realizadas em NATM.....	28
Tabela 2 - Parâmetros do solo	54
Tabela 3– Quantitativos NATM	78
Tabela 4 - Armaduras - Viga tubo	104
Tabela 5 - Dimensionamento à flexão	108
Tabela 6 - Dimensionamento à cortante.....	110
Tabela 7 - Volume de concreto	113
Tabela 8 - Quantidade de aço - Vigas tubo	113
Tabela 9 - Quantidade de aço - Vigas portal	113
Tabela 10 - Levantamento de cargas por metro linear	114
Tabela 11 - Cargas verticais totais da estrutura em cada vão	115
Tabela 12 - Cargas máximas e mínimas na viga em seções críticas	116
Tabela 13 - Cargas concentradas e distribuídas para cada laje	117
Tabela 14 - Cargas máximas e mínimas na laje em seções críticas	118
Tabela 15 - Normais máximas para pilares	118
Tabela 16 - Resultados em laje para ELU, flexão simples	129
Tabela 17 - Resultados em laje para ELU, esforços cortantes	129
Tabela 18 - Resultados em laje para ELU, armação de pele.....	129
Tabela 19-Quantitativo de concreto	132
Tabela 20 - Quantitativo de aço em pilares	132
Tabela 21 - Quantitativo de aço no componente pré-moldado	132
Tabela 22 - Resumo de quantitativos.....	139
Tabela 23 - Propriedades das seções.....	148
Tabela 24 - Tensões no meio do vão	148
Tabela 25 - Força de protensão	149
Tabela 26 – Perdas imediatas.....	152
Tabela 27 - Resultado dos cálculos	154
Tabela 28 - Cortante	157
Tabela 29 - Relação das máximas e mínimas tensões	158
Tabela 30 - Dimensões do aparelho de apoio	160
Tabela 31–Cálculos para Z_y e Z_z	162

Tabela 32 - Armadura de Ancoragem	163
Tabela 33 - Armadura de costura - Resumo	165
Tabela 34 - Armaduras de flexão	168
Tabela 35 - Estribos	169
Tabela 36 - Dimensionamento armaduras transversina	169
Tabela 37 - Pré-laje - Armadura	171
Tabela 38 –Relação entre resistência cúbica e cilíndrica de corpos de prova de concreto	201
Tabela 39 – Cronograma das atividades.....	219
Tabela 40 – Atividades críticas da obra.....	220
Tabela 41 – Levantamento custos principais envolvidos na obra	222

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Problema e Motivação	18
1.2	Objetivo	22
2	METODOLOGIA	23
2.1	Análise das Alternativas	23
2.2	Detalhamento da Alternativa Escolhida.....	24
4	PROPOSTAS CONSTRUTIVAS	25
4.1	Métodos Destrutivos	25
4.2	Métodos Não Destrutivos	25
5	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
5.1	New Australian Tunneling Method (NATM).....	25
5.2	Cravação de Galeria Pré-Moldada.....	35
5.3	Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico.....	44
5.4	Componentes Pré-Moldados	49
6	DADOS PARA AS ANÁLISES.....	53
6.1	Restrições.....	53
6.2	Parâmetros Geotécnicos	54
6.3	Cargas Atuantes	55
7	ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS	55
7.1	NATM.....	55
7.2	Inserção de galerias pré-moldadas	79
7.3	Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico.....	96
7.3.1	Geometria adotada	96
7.3.2	Dimensionamento	98
7.4	Componentes pré-moldados	114
7.4.1	Levantamento das Cargas	114
7.4.2	Definição da Geometria	118
7.4.3	Pré-dimensionamento	122
7.4.4	Quantitativos	132
8	DISCUSSÃO	133
8.1	NATM.....	133

8.2	Galerias pré-moldadas	135
8.3	Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico	136
8.4	Componentes pré-moldados	137
9	ESCOLHA DA ALTERNATIVA.....	138
10	DETALHAMENTOS DA ALTERNATIVA	140
10.1	Estudo da seção	140
10.2	Método construtivo	142
10.3	Dimensionamento	142
10.3.1	Parâmetros	142
10.3.2	Dimensionamento	143
10.3.3	Croquis	171
10.4	Laje de Aproximação.....	174
10.5	Movimentação e Transporte.....	195
10.5.1	Parâmetros	195
10.5.2	Opções para Transporte.....	195
10.5.3	Esquema da Movimentação e Transporte	196
10.5.4	Dimensionamento	196
10.6	Pilares e Fundações.....	203
10.7	Logística do Canteiro.....	215
10.7.1	Área do Canteiro	215
10.7.2	Sequência Construtiva	217
10.7.3	Cronograma	218
10.8	Custos	220
10.8.1	Serviços	221
10.8.2	Materiais.....	221
10.8.3	Resultados.....	222
11	CONCLUSÕES.....	223
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	224

1 INTRODUÇÃO

Seja pelo crescimento das cidades ou pelo desenvolvimento de novos núcleos populacionais, a demanda pela infraestrutura de transportes será sempre uma realidade. Para o transporte terrestre, além da possibilidade de expansão e melhoria das condições de operação das vias existentes, aumentando assim sua capacidade, muitas vezes é necessária a implantação de uma nova via ligando as áreas geradoras dos fluxos. Com o progressivo adensamento da malha viária no espaço, é inevitável que ocorra a interceptação de traçados. Neste contexto, é papel da engenharia estudar, na fase de projeto, como será feita a transposição, buscando a melhor solução considerando diversos aspectos como custo, exequibilidade, aparência, impacto nos fluxos. Obviamente, a qualidade de extensão dos dados de entrada deste estudo, representados pela topografia, solo, geometria das vias, prazos, recursos e condições de execução influenciam consideravelmente no resultado final.

Neste trabalho, será estudado um caso específico de um cruzamento entre uma ferrovia existente e o prolongamento de uma avenida na cidade de Teresina, Piauí. Os cruzamentos entre rodovias e ferrovias são pontos delicados de uma infraestrutura de transportes. Por um lado, por se tratarem de modais diferentes, não ocorre o compartilhamento de fluxos, eliminando a necessidade de acessos que permita uma mudança de via. Por outro, as características tão diferentes dos veículos tornam esta travessia mais arriscada dependendo de como for projetada. Existem três maneiras de realizar esses cruzamentos: passagem em nível, passagem superior e passagem inferior.

As passagens em nível resultariam em obras de custo mais baixo, porém com interferência direta dos fluxos, acarretando riscos maiores de acidentes além de interrupções de tráfego. No caso estudado, dada a intensa operação da ferrovia e da avenida, isto seria extremamente indesejado. As superiores, além de causarem um impacto visual maior no ambiente, podem resultar em viadutos de grande altura e rampas de acesso de considerável comprimento, exigindo um gasto maior para a sua construção. Como isto ocorreria no caso em questão, eliminou-se a escolha deste tipo de cruzamento.

A passagem inferior resultaria em não só uma adaptação melhor à paisagem, mas também em uma estrutura menor. O maior problema desta alternativa é que ela pode envolver métodos executivos que requerem a paralisação da operação da

ferrovia durante longos períodos. Para o caso estudado, esta exigência não seria aceitável. Entretanto, existem soluções destrutivas e não destrutivas que ou não interrompem o tráfego em qualquer momento, ou o fazem por períodos muito curtos. Deste modo, este tipo de travessia foi escolhido para uma análise mais aprofundada.

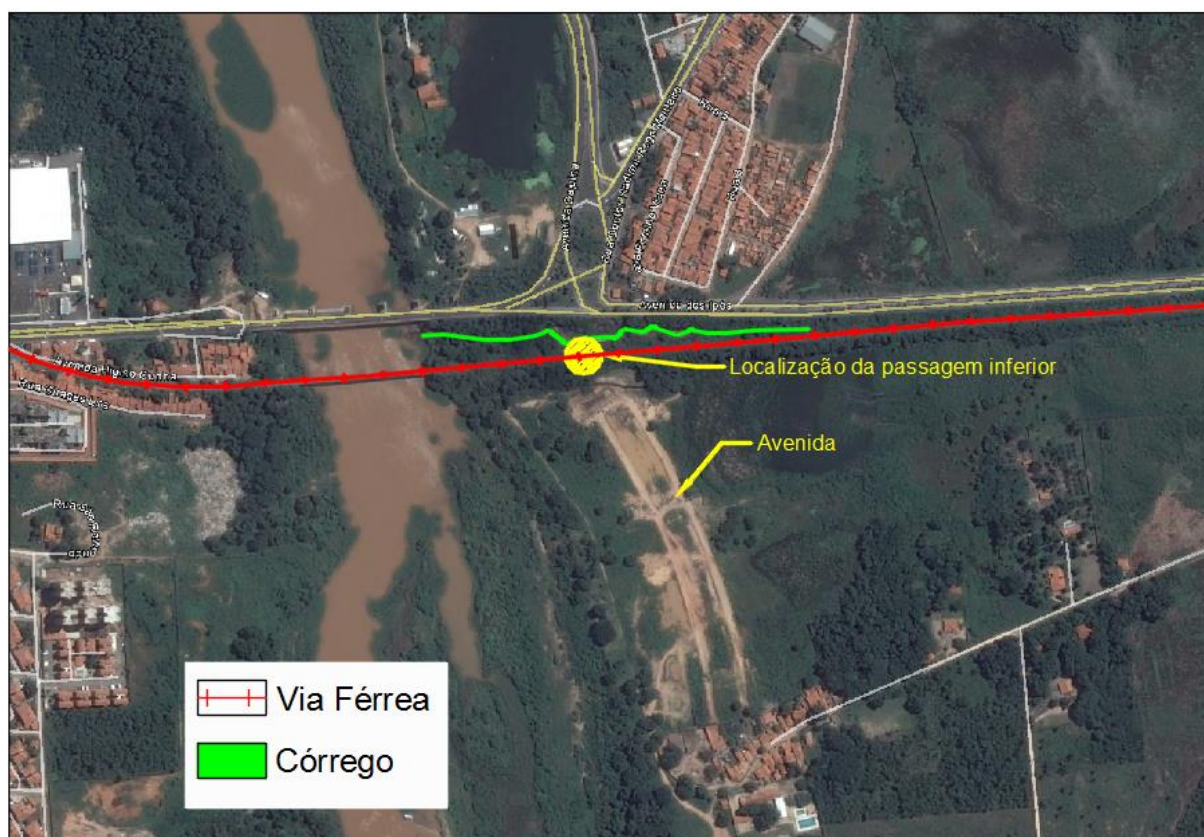
Nos capítulos seguintes, um estudo de caso de passagem inferior, a ser implantado no cruzamento entre a avenida e a ferrovia, será desenvolvido. O estudo possibilitará a escolha da melhor alternativa construtiva.

1.1 Problema e Motivação

O município de Teresina no Piauí está investindo em projetos de mobilidade urbana nas zonas Sul e Sudeste. Um dos projetos consiste no prolongamento da Avenida Cajuína até a futura ponte da Avenida Gil Martins, cujo edital apresenta processo de número 042-1089/2014.

Pela geometria do empreendimento será necessário cruzar o prolongamento da Avenida Cajuína com a via férrea destacada na Figura 1 - Localização do empreendimento.

Figura 1 - Localização do empreendimento



Fonte: Google Maps.

A ferrovia em questão é utilizada para transporte de carga e pelo sistema de metrô do município, portanto, a paralisação do tráfego é um fator crítico na definição dos métodos a serem estudados. Recalques, vibrações causados pelos métodos construtivos, assim como, a garantia da operacionalidade da via férrea são importantes para esse projeto.

Optou-se por esse caso em especial, devido à sua complexidade e à grande disponibilidade de dados para o desenvolvimento do estudo.

O estudo acompanhado de uma aplicabilidade prática foi importante na escolha do tema. A necessidade do estudo de alternativas em métodos construtivos para a viabilidade do empreendimento atual justifica e impulsiona este trabalho.

A via férrea está localizada no topo de um aterro e no sentido do rio Poti ela atravessa uma ponte, o que exclui a construção de um desvio para a execução da passagem inferior (Figura 2). O tráfego diário na ferrovia consiste de 16 passagens de metrô, 8 em cada sentido, e 2 passagens de trens de carga (trem tipo TB360). Pode-se notar que o tráfego na via férrea é relativamente pequeno para uma via que é utilizada pelo sistema metroviário.

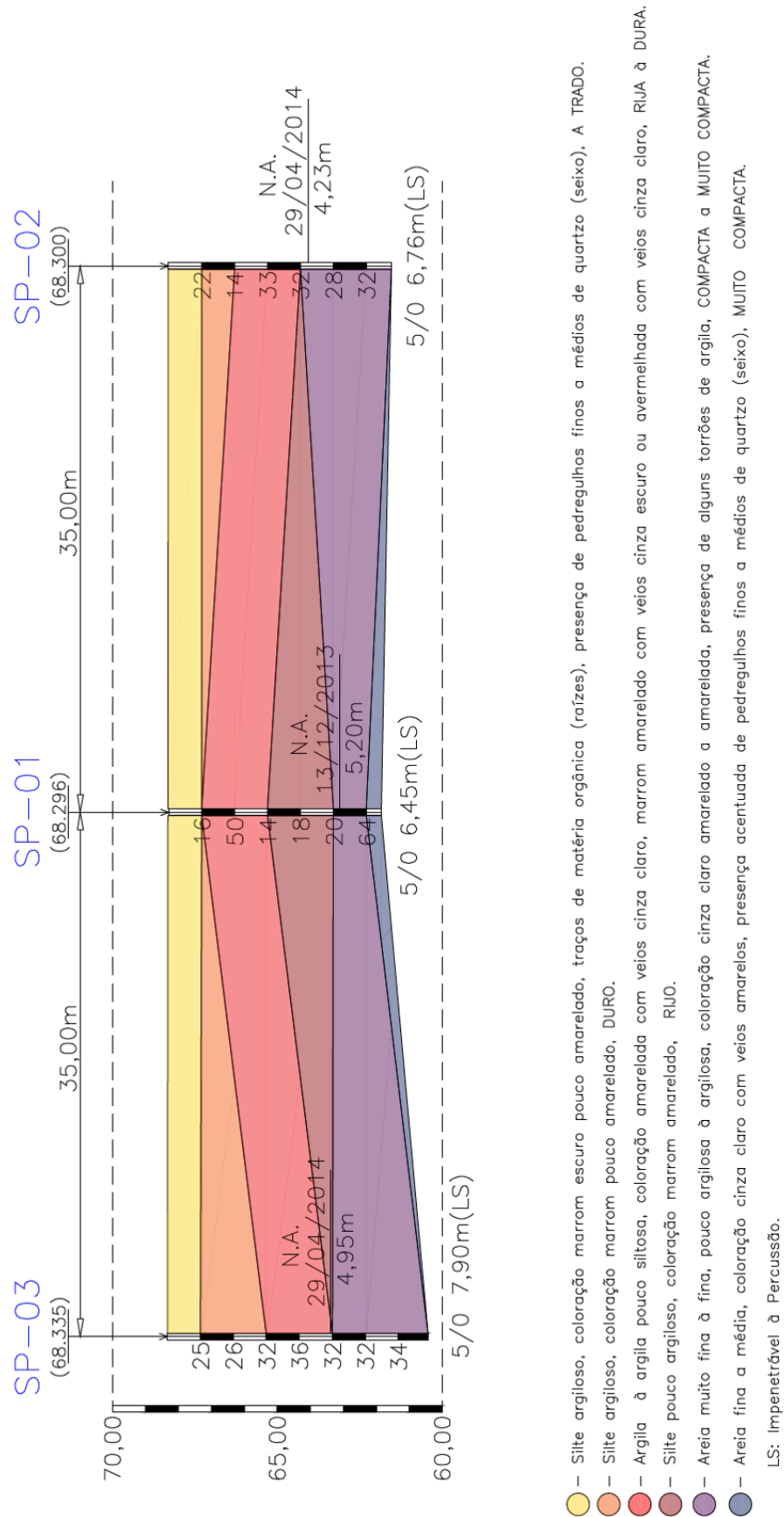
O aterro, onde será construído a passagem inferior, possui geometria trapezoidal com largura da base superior de 5,0m, 8,5m de altura com taludes de inclinação 1V:1,5H.

Foram obtidas, por meio de auxílio do professor Pedro Wellington G. N. Teixeira, orientador do presente trabalho, três sondagens à percussão do tipo *Standard Penetration Test* (SPT) e suas locações. A Figura 3 e a Figura 4 detalham as informações das sondagens e sua locação respectivamente.

Pode-se notar que as sondagens foram realizadas fora do aterro, portanto, não há dados sobre as características do mesmo.

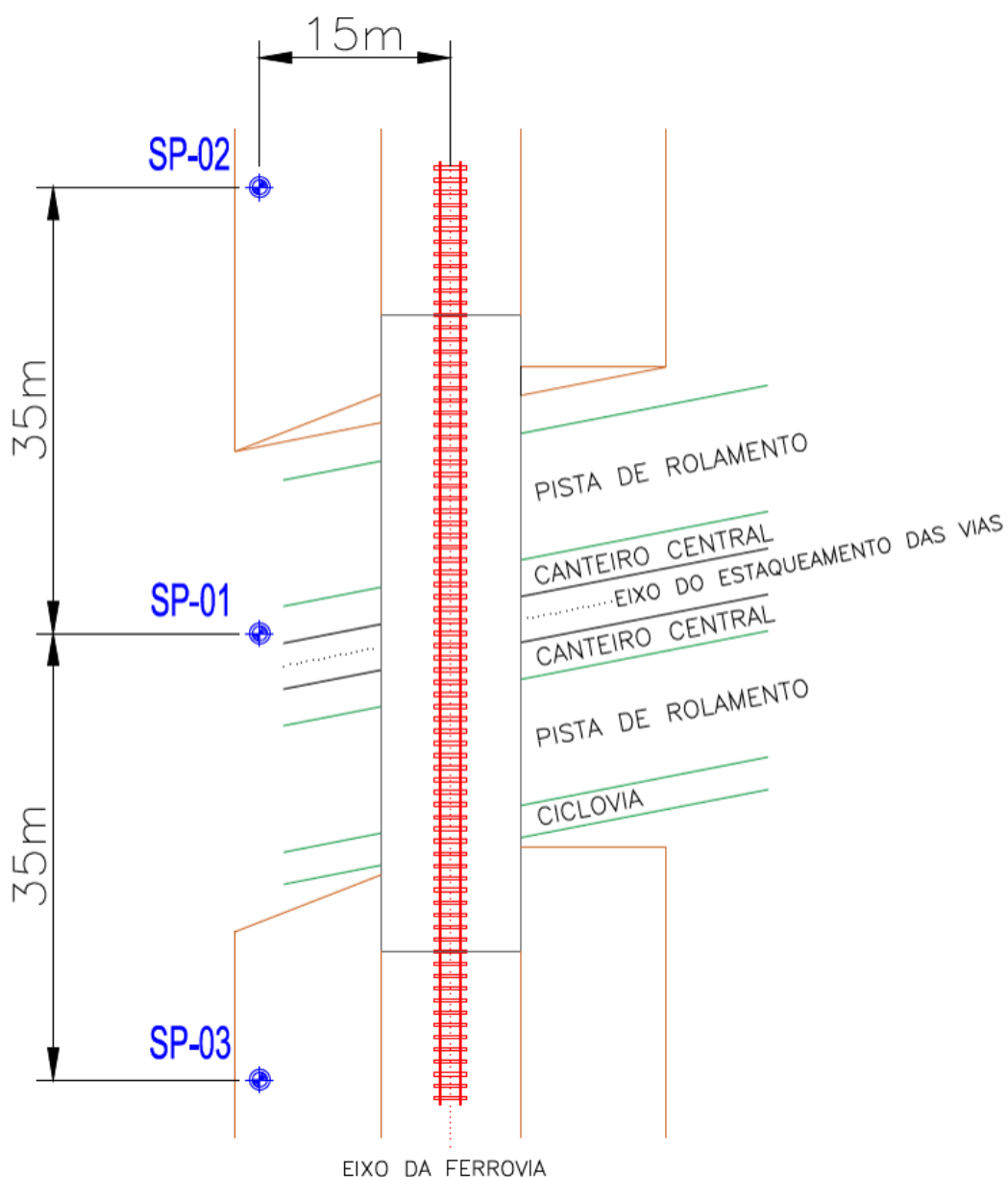
Para permitir o prolongamento da Avenida Cajuína serão necessários dois vãos de 16,5 m de largura interna livre e 5,5m de gabarito, de modo que possibilite a passagem de três faixas de rolamento por sentido, acostamento externo, acostamento interno, passeio e ciclovia.

Figura 3 - Sondagens disponibilizadas



Fonte: Prefeitura Municipal de Teresina, Secretaria Municipal de Planejamento

Figura 4 - Locação das sondagens



Fonte: Prefeitura Municipal de Teresina, Secretaria Municipal de Planejamento

1.2 Objetivo

O trabalho busca levantar, analisar e escolher uma alternativa de construção da passagem inferior para o caso descrito dentro de quatro possíveis soluções distintas para o problema.

Dentre as soluções levantadas, busca-se escolher a que melhor se adeque, segundo julgamento dos autores, à passagem inferior em Teresina – PI. Definida a alternativa, o objetivo do estudo será percorrer as diferentes disciplinas envolvidas em

um projeto de engenharia. Ao final, busca-se uma solução otimizada e a descrição das atividades envolvidas durante à execução da alternativa escolhida.

2 METODOLOGIA

O trabalho será dividido em duas grandes partes: a primeira onde será feita uma análise geral de alternativas de construção de passagens inferiores e, a segunda, onde a escolha de uma alternativa que melhor se adeque à situação presente será melhor detalhada e analisada.

2.1 Análise das Alternativas

O trabalho buscará analisar quatro formas diferentes de construção de uma passagem inferior, a saber: NATM, cravação de galerias pré-moldadas, enfilagens de grande diâmetro para confecção do pórtico e componentes pré-moldados.

Inicialmente será realizada uma revisão bibliográfica a fim de se obter os fundamentos teóricos pertinentes a cada tipo de alternativa de construção da passagem.

Com o embasamento teórico adquirido, realizar-se-á uma análise específica para cada alternativa da seguinte forma:

- Estrutura no Estado Final:

Para cada método estudado será modelado sua estrutura no estado final. Os modelos serão analisados utilizando os softwares mais adequados para cada método.

A partir dos esforços obtidos através da análise estrutura, serão levantados os dados necessários para que seja analisada a viabilidade da alternativa para a situação.

- Estados de serviço

Após verificar-se a viabilidade da alternativa, será feita uma análise superficial quanto às flechas das estruturas. Por se tratar de uma obra sob uma linha férrea, os recalques da estrutura devem ser limitados para que não cause problemas à via acima.

- Estimativas de Quantitativos de Materiais:

Com todas as análises anteriores realizadas, um quantitativo aproximado de materiais pode ser levantado e, se preciso, utilizado para a escolha, de forma comparativa, entre as alternativas estudadas.

Com as análises realizadas, será escolhida a alternativa que melhor se adeque à situação presente; sendo a escolhida, o foco da continuidade do trabalho.

2.2 Detalhamento da Alternativa Escolhida

Para abordar detalhadamente alternativa escolhida como mais viável e para percorrer as diversas disciplinas envolvidas em um projeto de engenharia, o trabalho será dividido da seguinte maneira:

- Justificativa da alternativa escolhida para análise;
- Detalhamentos específicos:
 - Otimização da seção: buscar a seção mais econômica possível com respeito aos volumes de concreto e armadura.
 - Movimentação e transporte das peças: enumeração das opções de elementos para transporte, escolha e dimensionamento do que melhor atende ao caso.
 - Análise das fundações: dimensionamento das fundações utilizando os dados disponíveis sobre sondagens da região.
 - Logística do canteiro de obras: levantamento dos equipamentos a serem utilizados, disposição dos elementos no canteiro de obras, sequência construtiva e cronograma de execução.
 - Custos: levantamento dos custos de materiais e serviços envolvidos com a obra.

Cada etapa será composta por subitens que visam facilitar a exposição dos dados e ordenar o pensamento conforme o desenvolvimento do estudo da solução.

4 PROPOSTAS CONSTRUTIVAS

Para execução de passagens inferiores existem duas alternativas: a baseada em métodos destrutivos e a baseada em métodos não destrutivos. A explicação de cada método será detalhada a seguir.

4.1 Métodos Destrutivos

Os métodos destrutivos são aqueles nos quais há a destruição da estrutura superior e a construção das passagens inferior e superior.

Esta alternativa exige, obrigatoriamente, que a via existente seja desviada ou interrompida até que se finalizem as obras no local. Tal característica, muitas vezes inviabiliza sua utilização para construções sob ferrovias movimentadas, como linhas de metrô, devido aos transtornos causados aos usuários.

4.2 Métodos Não Destrutivos

Para que se evitem os problemas decorrentes da interrupção do tráfego, os métodos não destrutivos, como o próprio nome já diz, partem do pressuposto da manutenção da passagem superior que, durante a execução da passagem inferior, pode ter sua operação descontinuada, continuada com pequenas interrupções ou totalmente operante, sem nenhuma interrupção. Por outro lado, caso a via superior tenha seu funcionamento mantido durante a execução da obra, devem-se estabelecer limites reduzidos de velocidade e sistemas de sinalização adequados para o trecho em obra (ALLEMBY e ROPKINS, 2007).

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir serão apresentados alguns métodos não destrutivos utilizados atualmente para a construção de passagens inferiores.

5.1 New Australian Tunneling Method (NATM)

Definição

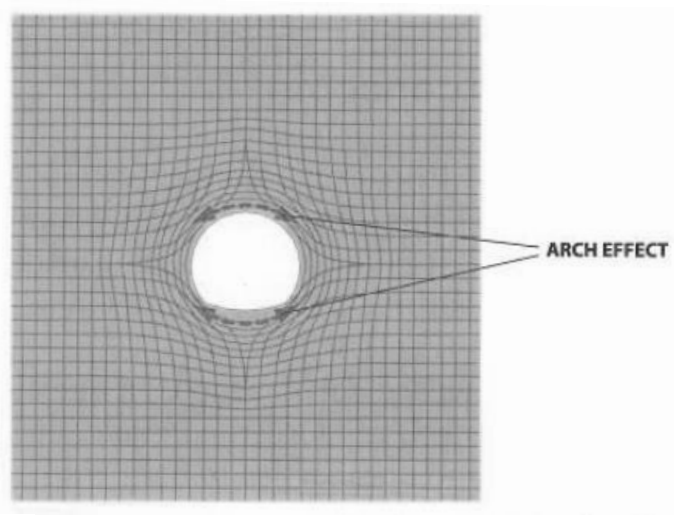
O *New Austrian Tunneling Method* (NATM) é um conjunto de princípios e recomendações empírico-científicos a serem aplicados na execução de túneis.

Sua característica é a de se obter a estabilização da cavidade através de um alívio de pressões controlado, com o maciço funcionando em parte como elemento portante. Deste modo, segurança e economia ótimas podem ser obtidas (CBPO e Figueiredo Ferraz, 1994).

A ideia principal consiste na escavação da frente em avanços curtos com a imediata aplicação do suporte, notadamente em concreto projetado com eventual uso de cambotas metálicas. As medidas de escavação e suporte dependem da observação das deformações obtidas durante a escavação. São, portanto, continuamente ajustadas. Busca-se manter as deformações, como a convergência, controladas. Estas devem ser suficientes para mobilizar a resistência do solo, mas pequenas o bastante para evitar o desconfinamento elevado, e consequente perda da capacidade resistiva (Kolymbas, 2005).

A teoria por trás do método envolve a ativação do efeito arco, resultando na formação de um anel de suporte no solo que envolve a escavação. Este efeito é entendido como o desvio das linhas de fluxo do campo de tensões do maciço ao redor da cavidade, o qual cria uma região de aumento de tensões ao lado das paredes da escavação (Lunardi, 2008).

Figura 5 - Efeito arco em meio plano infinito – desvio do fluxo das tensões principais



Fonte: Lunardi, 2008

Encarado como uma filosofia na escavação de túneis, os princípios mais relevantes do método NATM são:

- O principal suporte da cavidade é o maciço circundante.
- As deformações do maciço e do suporte devem ser rigorosamente observadas.

- Os suportes necessitam ser aplicados no tempo correto, de acordo com as características geomecânicas do maciço.

- A extensão do túnel a ser deixada sem suporte durante a escavação deve ser a menor possível. Preferencialmente seguir a frente da escavação em seção plena, ou com o mínimo de parcializações necessárias e com o menor tempo de ciclo entre escavação e aplicação do suporte.

- A rigidez dos suportes deve ser compatível com o maciço, de forma a se obterem deformações seguras.

- A geometria da escavação deve evitar descontinuidades acentuadas para que não surjam concentrações de tensão.

(CBPO e Figueiredo Ferraz, 1994)

Histórico

O conceito do NATM foi desenvolvido entre os anos de 1957 e 1965 por especialistas austríacos em túneis, notadamente Ladislaus von Rabcewicz. Neste período, foram consolidadas as ideias do método que ficou restrito à Europa Central, Itália e Suécia. Somente com a publicação de dois artigos no final de 1965, de autoria de Rabcewicz, que o NATM teve repercussão mundial, alastrando sua aplicação fora da Europa. No Brasil, chegou com a execução da Rodovia dos Imigrantes, em 1970 (CBPO e Figueiredo Ferraz, 1994). Atualmente, já foram executadas obras com as mais variadas condições do solo, dimensões da escavação e cobertura. Destacam-se obras como a ampliação da extensão da linha norte e as estações Brigadeiro e Trianon-Masp do metrô de São Paulo e trechos do metrô de Salvador e de Brasília.

Figura 6 - Túnel em NATM da estação Higienópolis do metrô de São Paulo



Fonte: Medeiros, 2006

Para exemplificar as possibilidades de aplicação do método, tomando como base as experiências em solo nacional, a tabela a seguir apresenta alguns dados de geometria, materiais e tempo de execução de túneis realizados em NATM no Brasil pela empresa Solotrat, que foi consultada para a produção deste trabalho:

Tabela 1 - Exemplos de obras realizadas em NATM

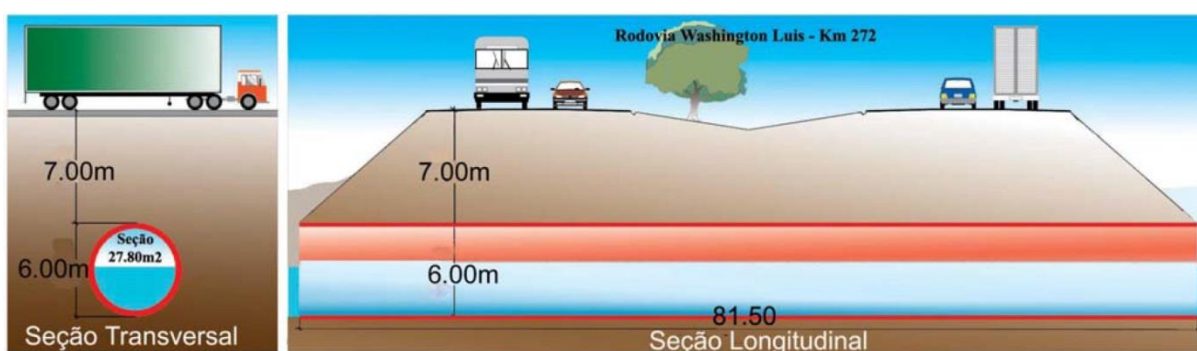
Identificação	N.º	ANO	Dimensões Úteis		Dimensões da escavação		Espessura do concreto	Cobertura	Extensão	Armação	Tempo de exec. (turnos de 12h)	Escavação m³/turno
			Ø (m)	(m²)	Ø (m)	(m²)						
Hosp. N. Sra. de Lourdes	1	ago/96	3,40	9,08	3,64	10,41	12	3,30	32,2	CPAF	25	13,4
Adutora Rio Grande SABESP / Carioca	2	jul/98 poço	1,8	2,54	2,04	3,27	12	7,0 a 11,1	35,2	CPAF	82	1,4
	2		3,14	2,24	3,94	12	7,0 a 11,1	220	CPAF	176	4,9	
	4		12,56	4,48	15,86	12		71,9	CPAF+CPAT			
Supermercado Andorinha	3	mai/99	7,85	48,3	8,45	56,08	30	6,7	21	CPAT	63	18,7
	4		5,1	20,4	5,4	23,61	20	3,65	21	CPAF	26	19,1
	4a		3	7,07	3,24	8,24	12	3,65	10,7	CPAF		
Camargo Corrêa / Av. Paulista	5	abr/00	1,50	1,77	1,74	2,37	12	4,00	60,0	CPAF	37	3,8
Triângulo do Sol / Araraquara	6	abr/00	5,40	23,00	6,00	27,80	30	7,00	81,5	CPAF	164	13,8
Cons. Construtor / Ribeirão Preto	7	abr/00	1,60	2,01	1,82	2,60	11	4,00	23,0	CPAF	21	2,8
CESBE / Aguiarnópolis / TO	8	jul/00	8,15	52,00	8,75	60,00	30	3,00	69,0	CPAF+CPAT	290	14,3
R. Traipu / Pacaembu	9	jul/00	2,75	6,00	3,05	7,30	15	0,35	22,0	CPAF	21	7,6
Moraes Dantas / Renault - (Prensa)	10	jan/01	4,60	16,60	5,16	20,90	28	2,50	49,5	CPAF	92	11,2
Moraes Dantas / Renault - (Acesso ao Fosso - 37°)	11	jan/01	2,60	5,30	2,96	6,90	18	4,10	12,7	CPAT	30	2,9
TRW/ Três Corações	12	jul/01	1,72	2,32	2,06	3,30	14	0,70	22,7	CPAF	20	3,7
SERPAL Votorantim (túneis 13a e 13c tem 29°)	13a	nov/01	4,62	16,75	5,44	23,62	40	0 a 12,0	23,3	CPAT	163	3,4
	13b		4,34	14,77	5,15	20,86	40	0 a 12,0	4,8	CPAT	24	4,2
	13c		2,68	5,64	3,48	9,62	30	0 a 12,0	20,4	CPAT	60	3,3
	13d		2,68	5,64	3,28	8,45	30	0 a 12,0	9,5	CPAT	20	4
	13e		9,5	4,55 (alt.útil)	5,35 (alt. escavação)		SALÃO			CPAT		
Terramoto/CPTM/Osasco	14	jan/03	2,92	6,7	3,42	9,2	25	0 a 2,5	32,0	CPAF+CPAT	60	4,9
OBRAS COM TRABALHO EM 2 TURNOS: 2, 6, 8, 10, 13a, 13b, 13c, 13d, 14												
Legenda : CPAF – Concreto Projetado Armado com Fibras CPAT – Concreto Projetado Armado com Tela												

Fonte: Zirliset al, 2003

Em relação ao uso do NATM em passagens inferiores, que é o objeto deste trabalho, podem-se citar dois casos de interesse da tabela anterior.

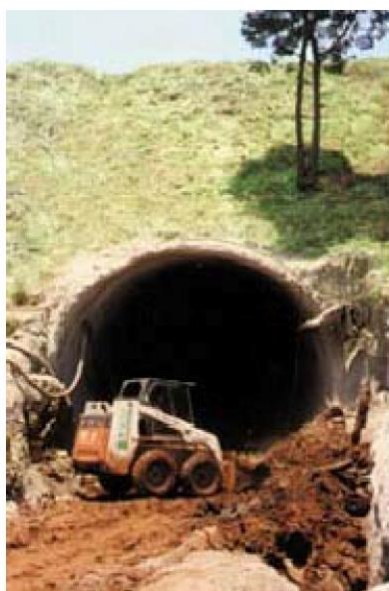
O primeiro é o caso identificado como Triângulo do Sol/Araraquara, no qual, para a melhoria da drenagem do Ribeirão do Ouro, que passa sob a Rodovia Washington Luiz, km 272, optou-se pela execução de uma segunda passagem escavada sob o aterro da rodovia, paralela à existente. O solo escavado do aterro correspondia a uma argila arenosa, pouco siltosa, com SPT variando entre 5 e 20 golpes. A obra resultou numa seção com altura de 6,00 m e cobrimento de 7,00 m. A extensão total é de 81,50 m.

Figura 7 - Esquema da geometria da escavação



Fonte: Zirliset al, 2003

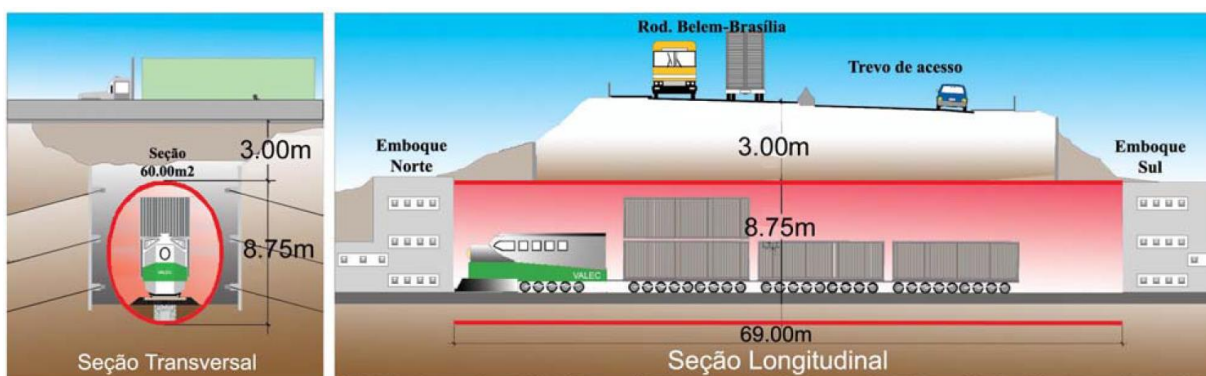
Figura 8 - Emboque do túnel



Fonte: Zirliset al, 2003

O outro caso, identificado como CESBE/Aguiarnópolis/TO, visou permitir a passagem da Ferrovia dos Carajás sob a rodovia BR-226 Belém-Brasília, imediatamente após a travessia do Rio Tocantins. A geometria da seção possui 8,75 m de altura com uma cobertura de 3,00 m, escavada com parcialização da seção em uma argila pré-adensada, por uma extensão de 69,00 m.

Figura 9 - Esquema da geometria da escavação



Fonte: Zirliset al, 2003

Figura 10 - Detalhe do emboque em cortina atirantada



Fonte: Zirliset al, 2003

Método

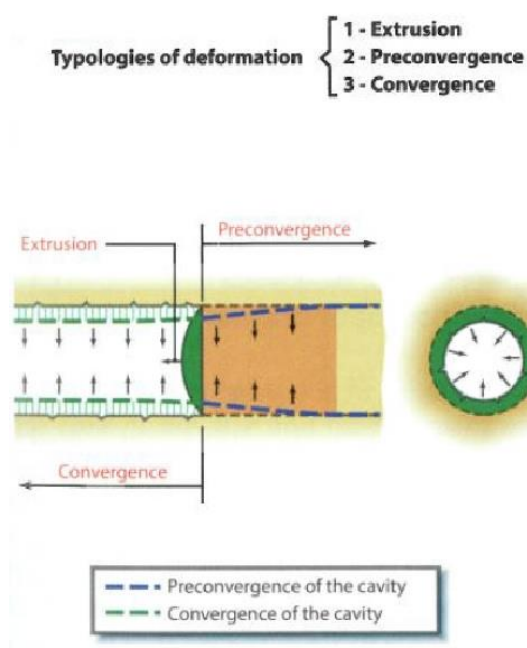
Para o definição do projeto da seção e da execução da obra, é fundamental uma investigação das características geológico-geotécnicas do maciço, como tipo de solo,

estado de tensões, parâmetros de resistência, de deformabilidade e condições d'água.

Dependendo das condições locais, bem como das dimensões da seção de escavação, diferentes medidas podem ser tomadas para a realização do túnel.

Ao remover-se o solo, acarreta-se o progressivo alívio de tensões e aumento de deformações, que se dão na forma de convergência da cavidade escavada, extrusão da frente de escavação e pré-convergência do solo nas adjacências da frente (Lunardi, 2008):

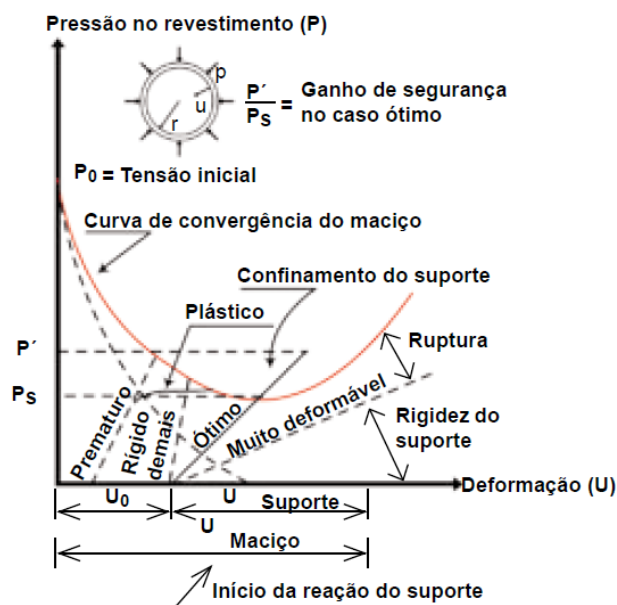
Figura 11 - Tipologias de deformação



Fonte: Lunardi, 2008

Com o alívio de tensões e aumento das deformações, inicia-se a mobilização da resistência do maciço. A aplicação do suporte deve acontecer no momento adequado, quando já ocorreu deslocamento suficiente para que o maciço desenvolva a máxima capacidade portante e descarregue o mínimo no suporte inserido. Se aplicado tarde demais, a deformação exagerada deflagrará a perda da resistência do solo, que passará a ser totalmente sustentado pelo suporte. Além do momento de entrada, é necessária a adequação da rigidez do suporte. Se esta for elevada, absorverá grande parte da carga que deveria passar pelo maciço. Se for baixa demais, deixará o maciço livre para deformar até a ruptura.

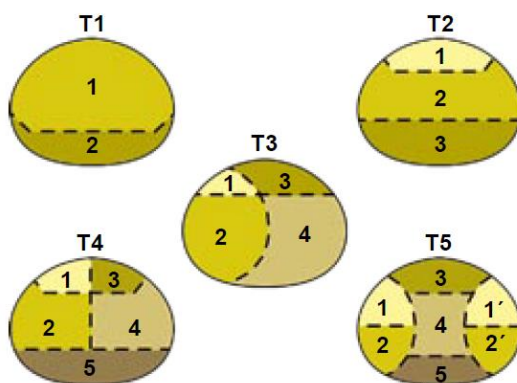
Figura 12 – Interação solo-suporte



Fonte: Solotrat, 2015

O colapso pela deformação excessiva e consequente perda da capacidade portante se traduz no tempo de auto-sustentação, que depende das características do maciço e do tamanho da frente de escavação. Desta forma, devem ser adotados tempos de ciclo entre escavação e aplicação do suporte compatíveis com este período no qual o solo fica sem escoramento. Uma forma de melhorar este fator, principalmente em seções transversais finais de grande dimensão, é parcializar a escavação em seções menores, o que aumenta o tempo de auto-suporte (Campanhãet al, 1998). Há o inconveniente da perda de material com a demolição da camada de suporte provisória interna à geometria final.

Figura 13 - Exemplos de parcialização da escavação



Fonte: Solotrat, 2015

As medidas de deformação durante a escavação são de extrema importância para o acompanhamento da escavação, pois balizam a tomada rápida de ações corretivas, como o reforço do escoramento, em caso de indícios de início do processo de colapso.

A definição do suporte depende do modelo geomecânico feito a partir das investigações do maciço, o qual pode ser adaptado durante a escavação, face aos comportamentos obtidos na obra. O concreto projetado armado com fibras ou com telas é o principal elemento de suporte aplicado, devido à sua versatilidade em se adaptar a qualquer superfície, preenchendo os vazios. Evita deste modo deslocamentos e acomodações não desejadas do maciço, melhorando a interação solo-estrutura. Faz-se o uso também, de acordo com a necessidade, de cambotas metálicas devidamente encunhadas como medida inicial de suporte, reforço e gabarito para a forma final, e de tirantes para estabilização do maciço circundante.

É importante o fechamento da estrutura com o arco invertido seguindo o avanço da frente de escavação a uma distância não muito defasada, pois esta medida torna a estrutura mais rígida aos esforços e propicia uma distribuição melhor da tensão no solo abaixo. Isto diminui os recalques do trecho à frente, em arco não completo, que pode ser imaginado como estando em balanço (CBPO e Figueiredo Ferraz, 1994).

Conforme a condição do solo e da altura da cobertura, é feito o tratamento da frente de escavação com grampeamento ou presença de cunha de estabilização. Já a abóboda do teto pode ser reforçada, antes da escavação da face, com enfilagens, injeções de cimento, congelamento e *Jet-Grouting* (Campanhãet al, 1998).

Equipamentos

Os principais equipamentos utilizados nas escavações em NATM, excetuando casos especiais, estão relacionados a seguir, por atividade. Pode ser necessário um conjunto gerador para fornecer energia aos equipamentos na eventualidade de esta não estar disponível, seja por falta de rede próxima ou por queda temporária.

- Escavação

A escavação pode se dar de diversas formas, conforme tipo de material, passo de avanço, volume escavado e outros fatores. Em maciços de solo, podem ser utilizadas retroescavadeiras e escavação manual para volumes mais baixos, como em regiões menores inexecutáveis com equipamento mais pesado.

- Suporte

Projeção de concreto: o concreto projetado envolve a utilização de equipamentos como máquina de projeção, betoneira, alimentadora contínua, dosador de aditivo, bomba de água e compressor (Campanhã et al, 1998).

Atirantamento: o atirantamento das laterais do túnel para a melhora da sustentação necessita de equipamentos específicos como perfuratriz, bomba de água, compressor, bomba injetora, misturador, agitador, macaco e extensômetros (Solotrat, 2015).

Enfilagens: são requeridos perfuratriz, bomba de água, misturador, bomba de injeção e compressor (Solotrat, 2015).

- Instrumentação

A instrumentação a ser utilizada para medição das deformações do maciço conforme avanço da escavação consiste em: marcos de superfície para controle de recalques, tassômetro para controle de recalques logo acima da calota, inclinômetros para detectar movimentos laterais e frontais e pinos internos para medições de convergência. Para monitoramento das condições de água, lança-se mão de piezômetros para verificação da pressão hidráulica e indicadores de nível d'água para controle no nível freático (Solotrat, 2015).

5.2 Cravação de Galeria Pré-Moldada

Definição

A cravação de galerias pré-moldadas é um método de confeccionar túneis retangulares abaixo de rodovias, ferrovias, aeroportos entre outras estruturas. Este método evita que sejam necessárias a interrupção e a realocação da via acima para confecção da passagem inferior (FHWA, 2009), se encaixando, assim, nas necessidades do projeto em estudo.

Histórico

O método em questão originou-se, na década de 1960, como uma adaptação da cravação de tubos por atuadores hidráulicos no solo. Nesta adaptação, esteve presente a necessidade de um túnel em formato retangular a uma profundidade e com interferências na superfície que inviabilizavam a escavação de trincheiras para a alocação das galerias. Desta forma, foi desenvolvido um método capaz de satisfazer as tais condições (MAMAQANI, 2014).

Há alguns casos interessantes realizados desta maneira no mundo, dentre eles, o *Big dig* em Boston, nos Estados Unidos. Esta obra foi descrita como sendo o maior projeto de engenharia civil na história da América (POWDERHAM, ca. 2004).

Figura 14 - Galeria pré-moldada inserida no subsolo de Boston



Fonte: POWDERHAM, ca. 2004

Esta obra, compreendida na zona central de Boston, em um complexo rodoviário onde há a interseção de sete rodovias, passando abaixo de uma ferrovia com tráfego de mais de 400 trens e 40.000 veículos por dia. Acrescendo-se a estes fatores, o solo no qual houve a inserção das galerias era composto principalmente por argila mole intercalada com depósitos de areia e, durante a escavação, foram encontrados obstáculos como tubulações de fibra ótica e antigas fundações (POWDERHAM, ca. 2004).

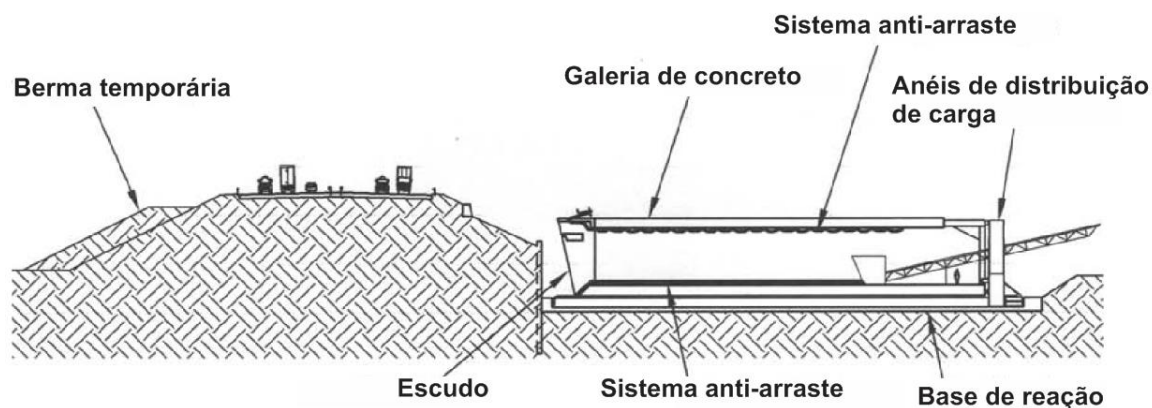
As elevadas dimensões das galerias, 24 m de largura e 12 m de altura, o que justifica o título de maior obra deste tipo já executada, e o grande sucesso da tecnologia adotada fez com que a Federal Highway Administration dos EUA estabelecesse um programa para o compartilhamento do conhecimento obtido com a obra para que outras experiências com esse método ficassem facilitadas (WOOD, 2001).

Método

O método consiste na inserção de galerias pré-moldadas de concreto no solo concomitantemente com a escavação do solo à sua frente. Ele se baseia numa sequência sucessiva de passos para a inserção de galerias sob uma via em funcionamento. A seguir, serão descritos as etapas e os elementos que fazem parte deste método:

- **Preparação da galeria:** nesta etapa, a galeria é confeccionada adjacente ao local da sua inserção. Esta galeria de concreto pode ser moldada no local ou composta por segmentos menores pré-fabricados que são encaixados em sequência na área destinada a montagem da estrutura. Para tanto, a área adjacente ao local de inserção deve apresentar uma fundação adequada de modo a suportar a carga proveniente do peso da estrutura, isto é garantido pela execução prévia de uma laje sobre a qual se dará todo o processo de construção e movimentação da galeria. A figura a seguir mostra esta etapa.

Figura 15 - Galeria pronta para a instalação



Fonte: Adaptado de ALLENBY e ROPKINS, 2007

Alguns elementos passíveis de explicação estão apresentados na figura acima.

- Base de reação:

A base de reação tem a função de dar suporte à estrutura a ser inserida além de fornecer a reação necessária à ação dos atuadores hidráulicos responsáveis pela movimentação da galeria.

Para ilustração, a figura abaixo mostra a alocação dos atuadores hidráulicos. Nota-se que eles são fixados na galeria pré-moldada, de modo que a reação na base seja feita por meio dos espaçadores que são colocados após certa movimentação da estrutura para garantir o alcance dos atuadores. No caso mostrado na figura, verifica-se ainda a necessidade de uma protensão da base de reação para evitar rupturas localizadas.

Figura 16 - Detalhe dos atuadores hidráulicos



Fonte: FHWA, 2009

- Anéis de distribuição de carga:

Os anéis de distribuição de carga são compostos por perfis metálicos cuja função é, de certa forma, uniformizar a carga aplicada pelos atuadores hidráulicos de modo que não se crie tensões muito elevadas em pequenas áreas de concreto, o que poderia acarretar rupturas localizadas por puncionamento, por exemplo. A figura abaixo mostra a inserção de um anel de distribuição de carga para a cravação de uma galeria de pequenas dimensões.

Figura 17 - Anel de distribuição de carga dos atuadores



Fonte: TAVAKOLI, 2012

- Sistema anti-arraste:

Os sistemas anti-arraste são compostos por elementos que tem a função de diminuir o atrito entre o solo e a estrutura além de evitar que o solo seja carregado durante a inserção da estrutura no maciço (ALLENBY e ROPKINS, 2007). Um tipo desse sistema baseia-se na injeção, na interface concreto/solo, durante a inserção da estrutura, de lama bentonítica, de modo que se garanta a manutenção da estrutura do solo e evite que este sofra grandes movimentações durante o processo (MAMAQANI, 2014).

Outro tipo de sistema anti-arraste é composto por cabos de aço instalados em série, tanto no teto quanto na base da galeria, de modo que, quando da movimentação da galeria, as bobinas deste material giram liberando cabo para o contorno da superfície em contato com o solo (FHWA, 2009). Juntamente com os cabos, recomenda-se o bombeamento de lama bentonítica na face recém escavada. A figura abaixo mostra um detalhe da disposição dos cabos no teto da galeria. Nota-se que

não há um grande rigor na disposição destes por se tratar de um método empírico que se mostra eficiente.

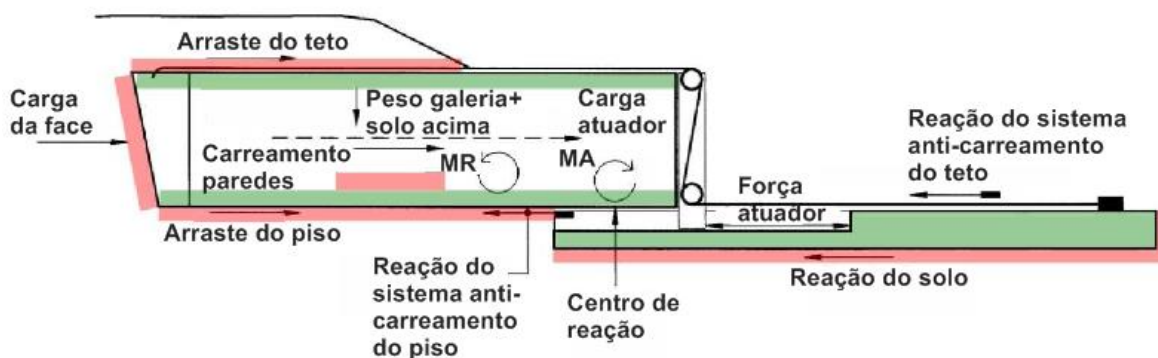
Figura 18 - Detalhe interior das galerias com sistema anti-arraste



Fonte: ALLENBY e ROPKINS, 2007

Além desse tipo de sistema evitar que haja o carreamento do solo e atrito exagerado entre o solo e a estrutura, ele cria uma ação contrária à reação dos atuadores hidráulicos, como mostrado na figura abaixo.

Figura 19 - Cargas durante a inserção da galeria



Fonte: Adaptado de ALLENBY e ROPKINS, 2007

Durante a inserção da galeria, a carga de reação do atuador na laje de apoio da estrutura é equilibrada, caso se utilize cabos de aço engraxados como sistema anti-arraste, pela reação no leito abaixo da placa e pela reação do sistema anti-arraste de solo do teto ancorado sobre esta placa. Há, portanto, um alívio das cargas que chegam ao solo.

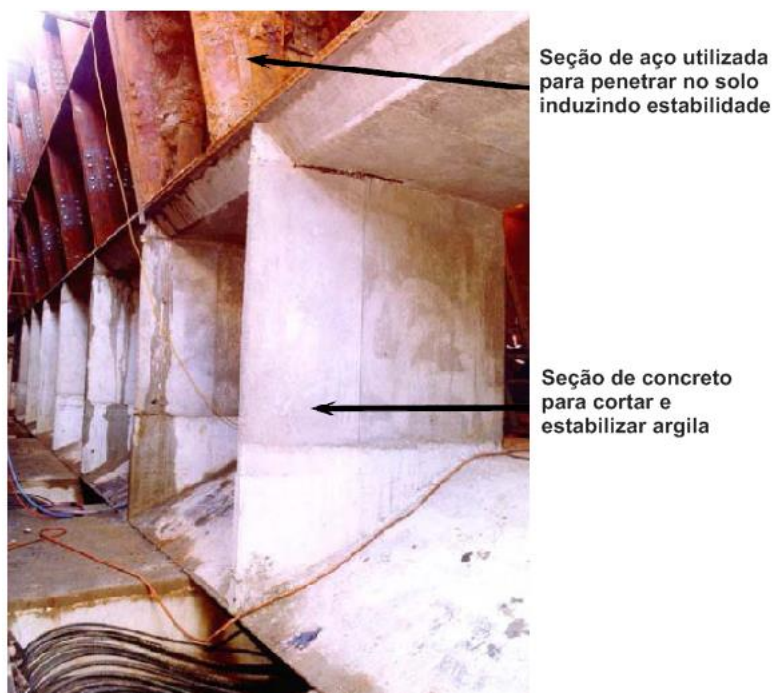
$$\text{Força atuador} = \text{Reação do solo} + \text{Reação do sistema anti-arraste do teto} \quad (1)$$

Na Figura 19, verifica-se, ainda, que há um momento atuante (MA) devido à excentricidade da força aplicada pelos atuadores hidráulicos. Este momento é equilibrado pelo momento de restauração (MR) resultado do peso da galeria e das sobrecargas atuantes sobre ela. Estes momentos não seriam relevantes caso o centro de aplicação de força pelos atuadores fosse o mesmo centro de atuação das forças de atrito (das laterais, teto e base da galeria). Por outro lado, a excentricidade da força dos atuadores pode se fazer presente devido às elevadas cargas de reação que estes aplicam sobre a base, não sendo possível, pois, distribuir os atuadores no perímetro da galeria de modo que o centro dos seus esforços coincida com o centro dos atritos desenvolvidos.

- Escudo:

A frente da galeria deve apresentar uma estrutura que penetre no solo e dê sustentação a este durante a escavação. Isso é conseguido com uma estrutura lamelar, de aço ou de concreto, que setoriza a frente da galeria e cria nichos para escavação. Desta maneira, acima da galeria na frente de trabalho haverá sustentação necessária para quando for retirado o solo abaixo. A figura a seguir mostra a estrutura em questão.

Figura 20 - Detalhe do escudo presente na frente da galeria



Fonte: Adaptado de ALLENBY e ROPKINS, 2007

Os esforços que atuarão na face frontal do escudo devem ser cuidadosamente verificadas de modo que se evite rupturas e danos à este (ALLENBY e ROPKINS, 2007). A composição do escudo (aço, concreto ou misto) deve ser pensada de acordo com o solo que este irá penetrar e, como descreve Allenby e Ropkins, 2007, esta estrutura deve ser projetada de acordo com as condições do solo previstas nas investigações, devendo ainda ser confeccionada de modo a manter a integridade da via acima.

Os mesmos autores enfatizam outras características dos escudos, dentre elas: o tamanho dos nichos. As dimensões devem ser planejadas de acordo com a força de atrito desenvolvida nas suas faces (estando de acordo com a reação nos atuadores hidráulicos e na base de reação) e com a capacidade de suporte do solo na frente aberta de escavação.

- Berma temporária:

Este componente serve para dar suporte à fase final de escavação. Quando a frente de escavação chega à face final da berma, esta terá servido para evitar que houvesse perda de solo do aterro que sustenta a via acima evitando, assim, possíveis desestabilizações deste aterro.

A berma temporária pode ser substituída por outras formas de contenção que seja possível a sua retirada para passagem da galeria. Quando feita em solo, esta contenção fica facilitada pois pode ser simplesmente escavada para a passagem da galeria.

- Controle do solo:

Durante a escavação, solos moles provavelmente precisarão de algum tipo de pré-tratamento para que seja garantido o tempo de auto-sustentação durante a inserção da galeria (FHWA, 2009).

Os tipos de pré-tratamentos estão enumerado em FHWA, 2009, sendo eles: métodos de grauteamento, congelamento do solo e drenagem, sendo escolhido de acordo com as características pertinentes à cada caso. Pode ser possível que haja uma inserção da galeria sem a necessidade de tratamento do solo, porém, este deve ser analisado de forma que se sustente durante toda etapa de escavação e inserção da estrutura.

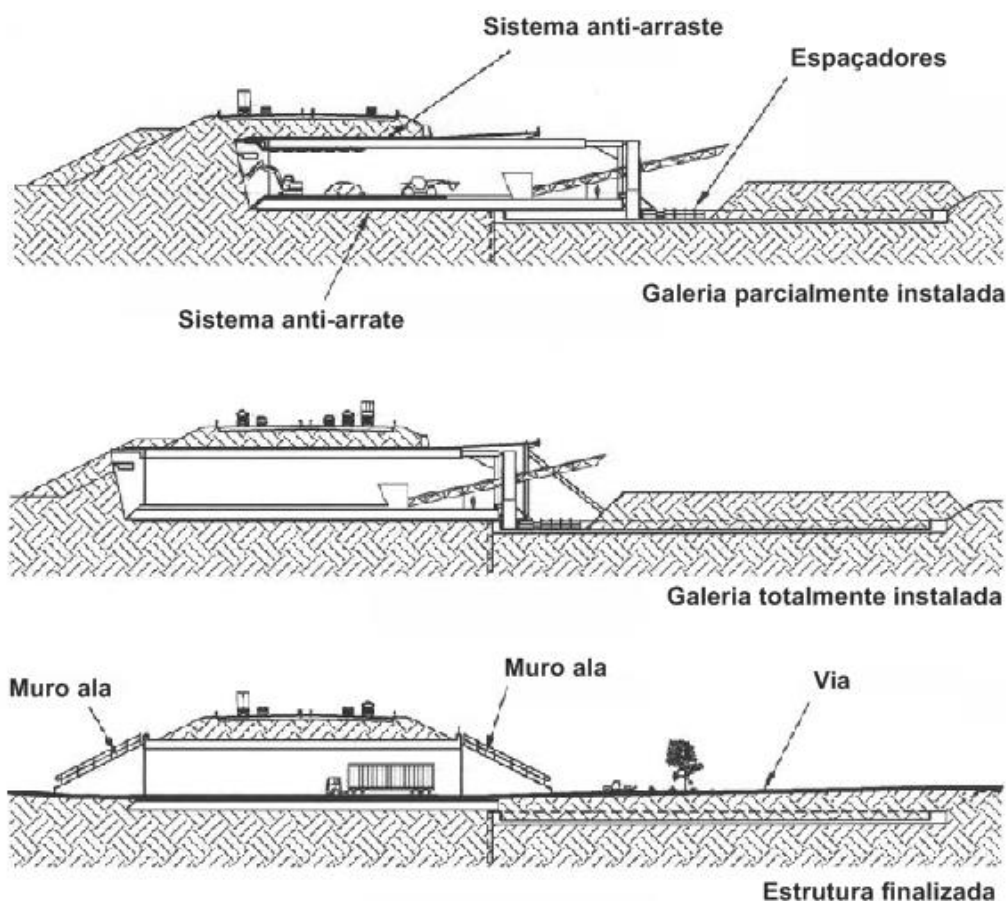
- Etapas subsequentes:

Após a preparação da galeria, esta passa a ser inserida no aterro em ciclos de escavação e cravação. A galeria é fortemente pressionada contra o solo, logo após faz-se escavação de, tipicamente, 15 cm frente da galeria e, novamente, um avanço de 15 cm da galeria até pressionar o solo. Assim, sucessivamente, até a inserção de toda a estrutura (FHWA, 2009).

Finalizado a inserção, há a confecção das contensões laterais no emboque e na saída do túnel utilizando um dos diversos métodos conhecidos de contenção de taludes. Após esta etapa, a estrutura está pronta pra receber os acabamentos necessários e os equipamentos para passagem da via inferior.

A figura a seguir ilustra as etapas descritas anteriormente.

Figura 21 - Etapas da inserção da confecção da passagem inferior



Fonte: Adaptado de ALLENBY e ROPKINS, 2007

Para que sejam absorvidas as irregularidades da estrutura, normalmente faz-se uma escavação do teto e laterais um pouco maior que a dimensão necessária para a galeria. Além deste motivo, este *over cut* é desejável para diminuir as pressões entre

a superfície e o solo e, conseqüentemente, diminuir o arrete de material além de remover totalmente obstruções do perímetro da galeria (FHWA, 2009). Esta região em que haverá um vazio entre a estrutura e o solo providencia um espaço para o bombeamento de lama bentonítica, e, em contrapartida causa um recalque do solo acima (MAMAQANI, 2014).

Deve-se, portanto, buscar a escavação mais justa quanto possível às dimensões da galeria, com isso, FHWA, 2009, apresenta os valores normalmente adotados para as tolerâncias das formas de concretagem das galerias de modo a se evitar um *over cut* muito grande, tolerâncias essas de 10 mm para a base e 15 mm para as paredes e teto das galerias.

5.3 Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico

Definição

As enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico constituem um método apropriado para a execução de passagens inferiores, quando se deseja utilizar um método não-destrutivo com restrições de cobertura.

Histórico

O método de execução de passagem inferior em questão já foi realizado com sucesso nas estações Trianon – Brigadeiro, Clínicas e Consolação do Metrô de São Paulo, na Via Anhanguera km 14, na passagem sob a Avenida Herculano Bandeira no Recife, PE, na passagem inferior da Radial Leste sob os trilhos do Metrô de São Paulo, entre outros.

Método

O método das enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico consiste na execução das fundações, até a cota onde serão apoiadas as vigas portais.

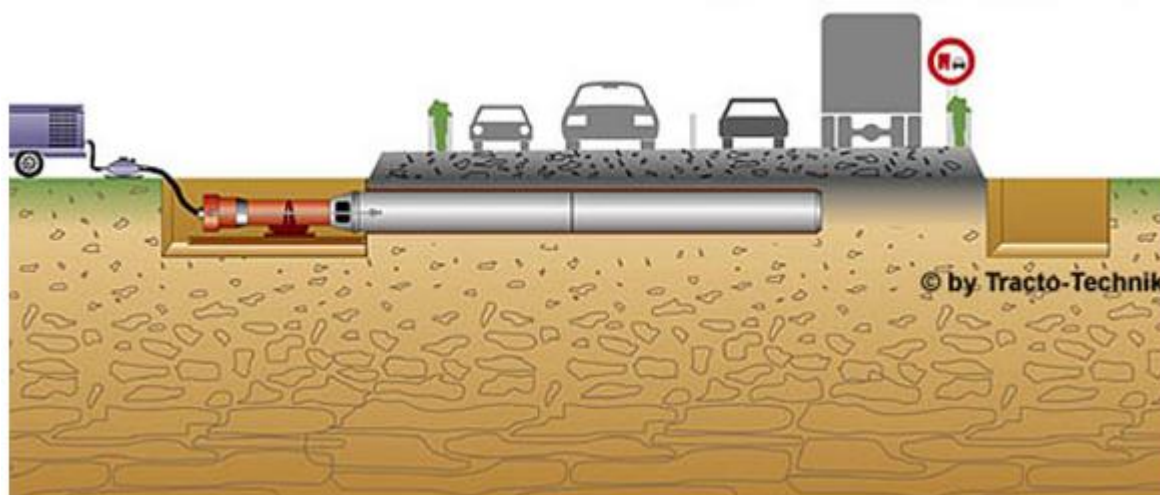
Concomitantemente à execução das fundações, inicia-se o processo de cravamento das enfilagens. Existem diversos processos para a execução das enfilagens, sendo eles divididos em processos de cravação estático, onde uma estrutura de reação se faz necessária, e em processos de cravação dinâmica, no qual é necessária atenção as vibrações geradas. A Figura 22 e a Figura 23, exemplificam o método de cravação dinâmica.

Figura 22-Máquina pneumática de cravação dinâmica



Fonte:<http://www.sondeq.com.br/>

Figura 23- Método dinâmico de cravação



Fonte: <http://www.sondeq.com.br/>

Finalizado a cravação das enfilagens, inserem-se as armaduras (Figura 24) e, em seguida, elas são concretadas. A Figura 25, mostra o resultado da concretagem. Após a concretagem das enfilagens, inicia-se a execução das vigas portais que sustentarão as enfilagens.

Figura 24 - Inserção das armaduras na viga tubo



Fonte: Maffei Engenharia

Figura 25 - Enfilagens concretadas e esperas



Fonte: Maffei Engenharia

Assim que a estrutura finalizada obtiver a resistência necessária, inicia-se o processo de escavação feita pelo método invertido, em túnel. A Figura 26 mostra o aspecto da estrutura durante a escavação e a execução das contenções.

Figura 26 - Estrutura durante escavação



Fonte: Maffei Engenharia

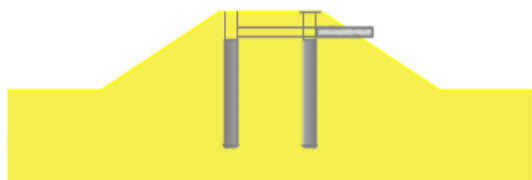
A Figura 27 ilustra todas as etapas do método construtivo.

Figura 27 – Etapas do método das enfilagens de grande diâmetro

1- Execução
das fundações



2- Cravação das
enfilagens



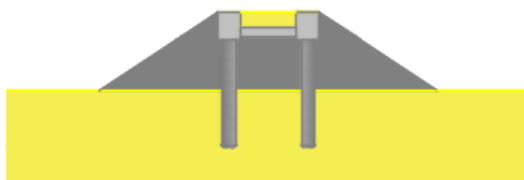
3- Execução
das vigas
portais



4- Escavação e
contenção



5- Estrutura
finalizada



5.4 Componentes Pré-Moldados

Definição

Esta alternativa foi elaborada pelos alunos em conjunto com Prof. Dr. Rui Nobhiro Oyamada, orientador do trabalho. Comparando com os outros métodos, é a alternativa que mais interfere na via férrea durante sua construção, pois é prevista sua breve destruição e reconstrução durante o período noturno.

A criação deste método foi motivada pela intenção dos alunos poderem elaborar sua própria proposta e adotar métodos construtivos mais simples e conhecidos que as alternativas anteriores.

O método utiliza elementos pré-moldados para a concepção da superestrutura agilizando o tempo de obra. Para construí-la, é necessário a destruição do trecho ferroviário que intercepta o local da passagem inferior e reconstrução posterior.

Adota-se a escavação pelo método invertido, ou seja, em primeira etapa se constrói os componentes da passagem inferior em ordem: fundação e pilares, lajes e vigas, reconstrução do lastro e via férrea; em segunda etapa é feita a escavação interna do vão da passagem juntamente com as contenções.

As fundações profundas da passagem farão parte dos pilares dos pórticos, que serão conectados com a laje e vigas. As fundações serão construídas durante o período diurno da obra e com total operacionalidade da ferrovia.

Durante as construções das fundações, a laje e as vigas (que serão protendidas) poderão ser moldadas no canteiro da obra e montadas formando um único elemento (um para cada vão). Este único elemento será transportado por guindastes e posicionado posteriormente na passagem. Devido ao transporte, esta estrutura deve ser projetada para suportar o transporte com armação necessária.

Deve ser previsto um período de paralisação da via férrea para ser destruída, posicionadas as lajes e vigas e reconstruída novamente (sublastro, lastro e estrutura da linha férrea). Acredita-se que este processo não atrapalhará a operação da via, pois será executado durante o período noturno, em que a via férrea não é praticamente utilizada.

Por último, é executado a escavação do aterro e solo existente internamente no pórtico finalizado com retroescavadeiras e atirantamento e construção da parede de contenção sucessivamente.

O método é simples, mas apresenta pontos críticos na construção do elemento viga-laje, seu transporte e encaixe na estrutura. Assim como planejamento da reconstrução da via férrea é de grande importância para não ocorrer imprevistos que possam interditá-la mais do que o período previsto.

Método

O método consiste de duas etapas: a estruturação da infra e superestrutura; e a escavação do solo interno à passagem inferior conjuntamente com as contenções.

A construção do pórtico apresenta as seguintes fases:

Na primeira fase, executa-se a fundação. As fundações serão construídas com a via férrea operando. Devido às grande cargas que serão suportadas optou-se pela fundação de tubulão a céu aberto ou estacas escavadas. A definição do tipo de fundação não pertence a esta fase de estudo, portanto, com o pré-dimensionamento das cargas e condições do solo e aterros a serem escavados foram selecionados este dois tipos.

Em seguida, será escavada uma parcela do aterro e executada uma breve destruição da via férrea. A altura escavada é a altura da cota de fundo que a laje ficará posicionada e encontro com os pilares.

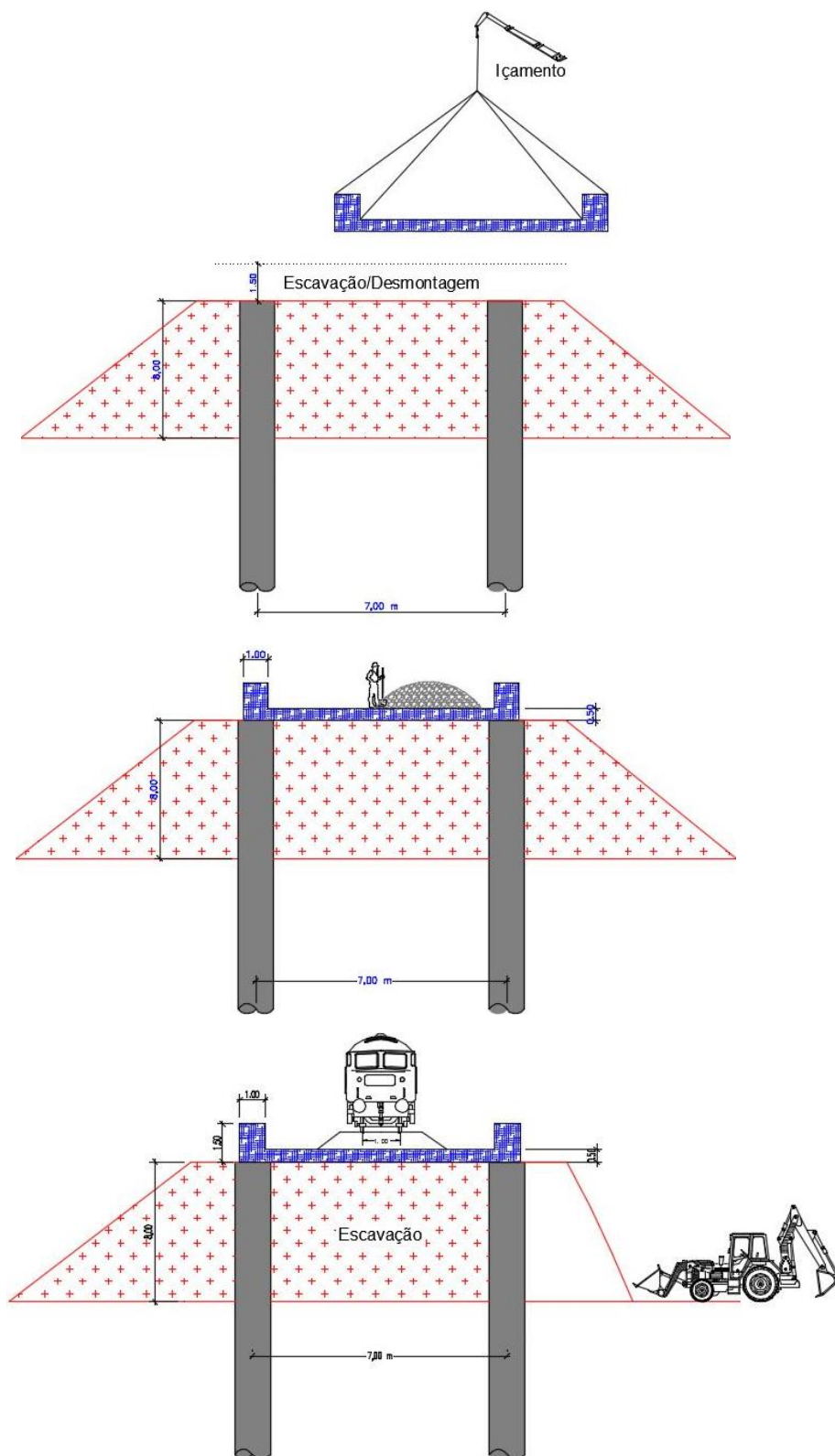
Os 2 elementos pré-moldados no canteiro da obra incluindo vigas e lajes será içado com equipamento adequado à carga dimensionada e posicionará as duas lajes em cada vão. Será feito a fixação dos pontos móveis da estrutura.

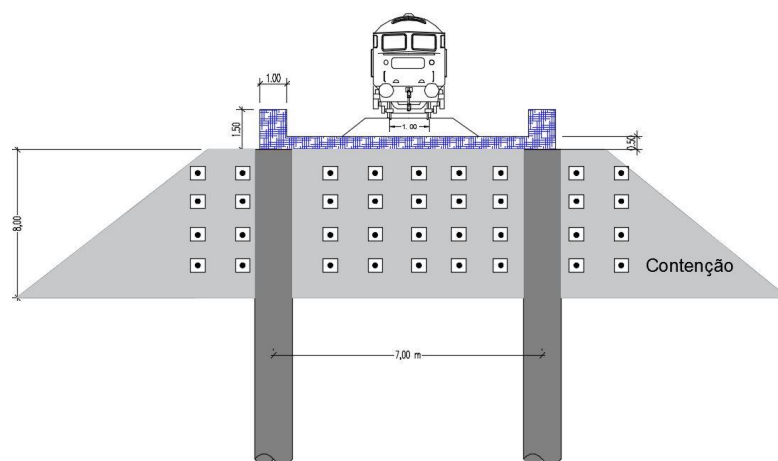
Em seguida, a via férrea é reconstruída sobre a laje.

Após a fase de construção da infraestrutura e superestrutura do pórtico, é executada a segunda etapa: a escavação interna da passagem em conjunto com a contenção do solo nas paredes extremas dos vãos.

A Figura 28 ilustra todas as etapas do método construtivo em questão.

Figura 28 – Etapas do método dos componentes pré-moldados





6 DADOS PARA AS ANÁLISES

Para que seja possível o estudo das alternativas viáveis, posterior comparação e escolha da que melhor se encaixa ao caso em questão, o presente capítulo busca sistematizar os dados comuns a todas as análises.

6.1 Restrições

O empreendimento possui restrições que necessariamente deverão ser atendidas. As restrições são:

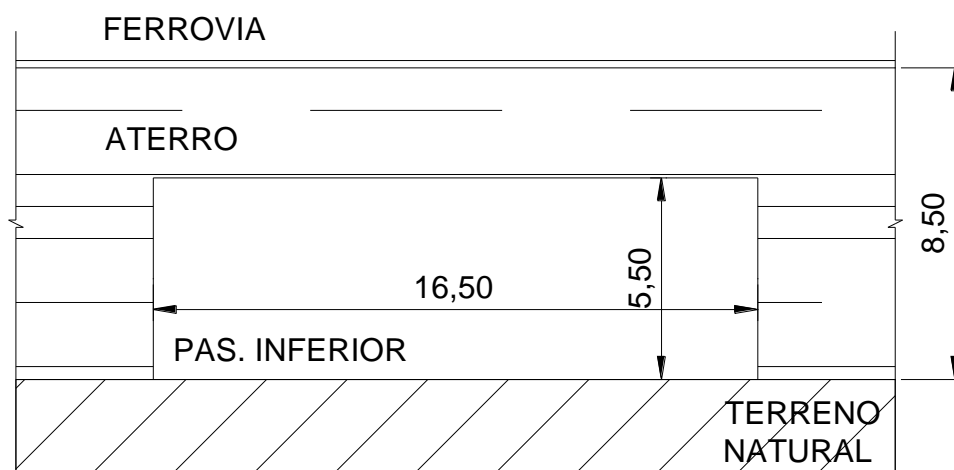
- Garantia de operacionalidade mínima da via férrea

Devido à utilização da ferrovia pelo sistema metroviário do município de Teresina, interrupções no tráfego acarretariam grandes transtornos aos usuários e ao sistema de transporte como um todo. Portanto, qualquer solução proposta deve garantir mínima ou nenhuma interrupção ao funcionamento da via férrea.

- Vão mínimo de 16,50m de extensão

Para o empreendimento em questão, farão parte da seção transversal da via: 3 faixas de rolamento de 3,5 m de largura por sentido, acostamento externo de 3,0, acostamento interno (faixa de segurança) de 0,60 m e um passeio de 2,40 m. A dimensão de vão mínimo é recomendada pelo Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas do DNIT (2009). A figura abaixo ilustra as dimensões da abertura mínima da passagem inferior.

Figura 29 - Dimensões da passagem inferior



- Garantir gabarito mínimo de 5,50m para a rodovia

Segundo DNIT (2009) para gabaritos verticais no país, utiliza-se, usualmente, 5,50 m. O mesmo será utilizado para o projeto em questão.

- Tecnologias Locais

Uma restrição passível de análise é a disponibilidade da tecnologia necessária para realização da alternativa escolhida. Será escolhida uma alternativa que seja viável frente à mão de obra e recursos disponíveis na região ou por empresas que realizam este trabalho pelo país.

6.2 Parâmetros Geotécnicos

A partir dos resultados das sondagens da Figura 3, estimaram-se os parâmetros geotécnicos apresentados na tabela abaixo. A coesão foi estimada pela correlação proposta por Teixeira e Godoy, 1998, que diz:

$$c \approx 10N_{spt}[kPa]$$

Tabela 2 - Parâmetros do solo

Solo	Tipo	Detalhes	Espessura camada (m)	SPT	γ (kN/m³)	ϕ (°)	C (kPa)
1	Silte argiloso	Marrom pouco amarelado, traços de matéria orgânica	1	16 - 25	20	0	205
2	Silte argiloso, duro	Marrom pouco amarelado	0 - 2	14 - 32	20	22	230

Como não há investigações do aterro, as estimativas dos parâmetros desse solo serão feitas baseando-se em Cruz, 1963. Para verificação das estimativas, o Prof. Dr. Waldemar Hachichi¹ foi contatado. As estimativas são:

- Aterro composto por um solo argiloso;
- Peso específico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Coesão $c = 100 \text{ kPa}$
- Ângulo de atrito $\phi = 0^\circ$;

¹ As estimativas foram apresentadas ao Prof. Waldemar Hachichi da Escola Politécnica da USP que consentiu com os parâmetros desde que sejam utilizados para uma análise inicial, sendo necessário um refinamento para etapas futuras do projeto.

6.3 Cargas Atuantes

As cargas aplicadas às estruturas deverão ser levantadas considerando:

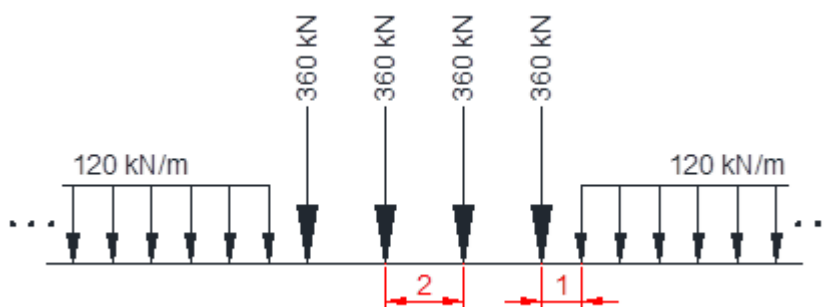
- Peso do solo acima da estrutura;
- Trem-tipo TB360;
- Empuxos horizontais (quando necessário);
- Peso próprio da estrutura.

O trem-tipo TB360 é o mais pesado carregamento ferroviário normalizado no Brasil.

Ele é composto por 4 eixos espaçados de 2,0 m entre eles e uma sobrecarga distribuída de 120 kN/m onde não há aplicação das cargas dos eixos (NBR 7189).

A figura abaixo mostra a composição deste carregamento.

Figura 30 - Trem-tipo TB360 vista longitudinal



7 ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS

7.1 NATM

Modelagem

Para uma análise preliminar da viabilidade da execução da passagem inferior em túnel pelo método NATM, considerou-se uma primeira verificação da situação final do túnel em sua seção média, com caráter de estudo inicial. É sabido que as condições durante a escavação muitas vezes são mais severas do que na estrutura pronta. Mesmo os emboques possuem particularidades de devem ser previstas e projetadas de forma adequada. Entretanto, devido ao maior detalhamento exigido para esse nível de aprofundamento no projeto da solução, o qual inclusive é sujeito a revisão constante conforme avanço da obra, optou-se por deixar este estudo para a etapa posterior do trabalho, no caso de o NATM se mostrar a melhor solução frente às outras pesquisadas.

a) Definição da seção

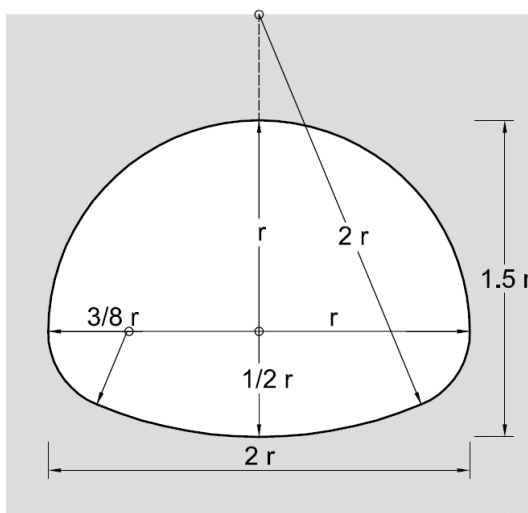
De acordo com a Instrução de Projeto de Túneis do DER/SP (2005), o projeto da seção transversal deve ter sua geometria verificada através de cálculos, mas definida de forma a minimizar a área escavada, comportando o espaço necessário pelos elementos que irão ocupar o interior do túnel.

Segundo Kolymbas (2005), as formas mais utilizadas que fazem o revestimento trabalhar apenas à compressão são as circulares, de raio único, e as de perfil *mouth*, nas quais há variações nos raios. Estas últimas se mostram melhores para comportar seções retangulares nas quais a base é maior que a altura, pois o arco invertido pode ter raio maior, diminuindo a área total necessária. Isto economiza em escavação e material de enchimento. Para o projeto deste tipo de seção, são recomendadas as seguintes observações:

- A razão entre raios adjacentes não deve ser maior que 5.
- O menor raio não deve ficar abaixo de 1,50 m.

Ainda em Kolymbas, além das recomendações anteriores é apresentada uma forma prática para estabelecer a geometria da seção numa primeira aproximação, com base em relações entre os raios, conforme a figura a seguir:

Figura 31 - Relações entre raios



Fonte: Kolymbas, 2005

Dadas as informações obtidas, a definição da seção para este estudo preliminar seguiu os seguintes critérios:

- Formas circulares, conforme princípio do NATM.
- Minimização da área, levando em conta elementos obrigatórios da seção transversal da via e suas respectivas dimensões.
- Posicionamento da seção em compatibilidade com as dimensões do talude.

O vão livre necessário para vencer toda a largura da avenida, com as duas pistas, uma por sentido, resultaria numa altura de escavação incompatível com a altura disponível do aterro. Desta forma, partiu-se para o estudo de alternativas que dividissem a seção transversal da via em túneis paralelos. Dois casos foram produzidos a partir desta consideração.

O primeiro, alternativa 1, divide a passagem em dois túneis principais, cada um contendo uma pista com três faixas de 3,50 m, acostamento de 3,00 m e faixa de segurança de 0,60 m, mais dois túneis secundários para os passeios de 2,00 m que, por possuírem pequenas dimensões, não foram considerados como elementos críticos, portanto não são estudados a fundo nesta etapa.

O segundo, alternativa 2, consiste em quatro túneis de mesma seção, dois por sentido. Ocorreria a divisão das faixas de cada pista em dois túneis: um com duas faixas de 3,50 m mais faixa de segurança de 1,05 m para cada lado e o outro com passeio de 2,00 m, acostamento de 3,00 m, uma faixa de 3,50 m e faixa de segurança de 0,60 m.

Adotando as recomendações de Kolymbas, chegaram-se às seguintes geometrias:

Figura 32 - Forma da seção dos túneis da alternativa 1 (medidas em metros)

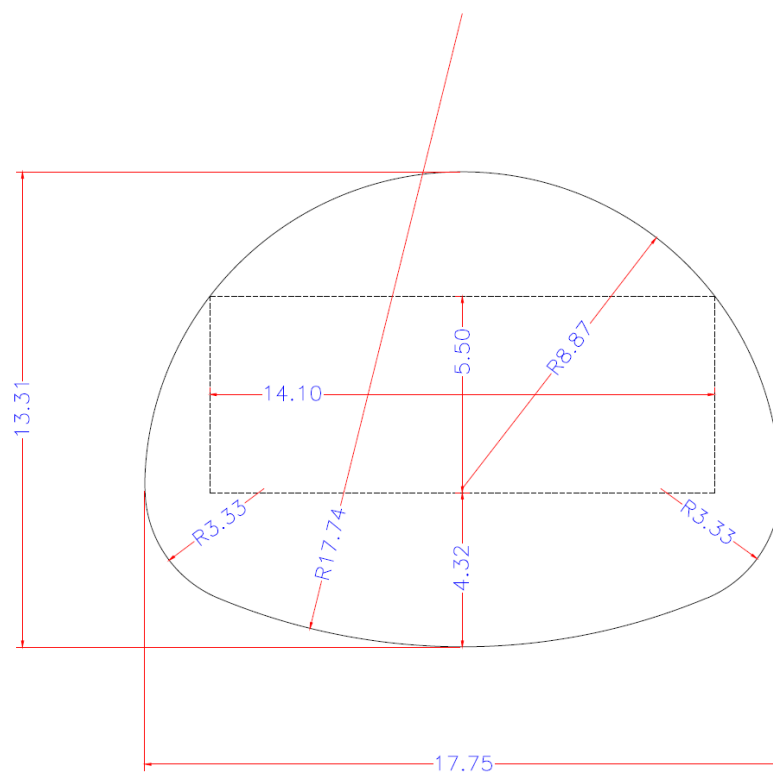
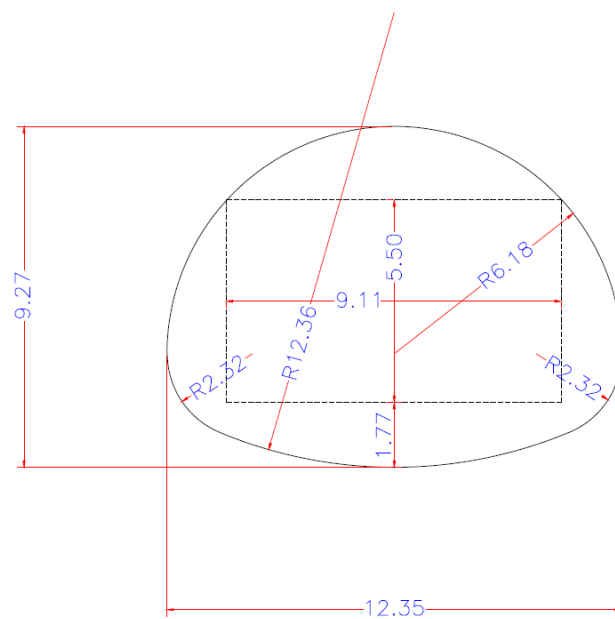


Figura 33 - Forma da seção dos túneis da alternativa 2 (medidas em metros)



b) Definição da espessura de concreto

Como visto em Couto (2011), a maioria dos textos que tratam do NATM apresentam os princípios relacionados à execução, mas nenhuma formulação que oriente sua utilização. Segundo ele, há métodos empíricos que se baseiam em experiências de outras obras de características semelhantes, nas quais o papel do engenheiro é, baseado nas referências dos dados geométricos e geomecânicos bem documentados, avaliar a reprodução dos suportes que se mostraram eficientes. Há também métodos de análise numérica, como o método dos elementos finitos (MEF), que permite a simulação de estruturas mais complexas e a consideração de vários parâmetros, o que o torna instrumento útil dada a maior facilidade de análise de diferentes soluções.

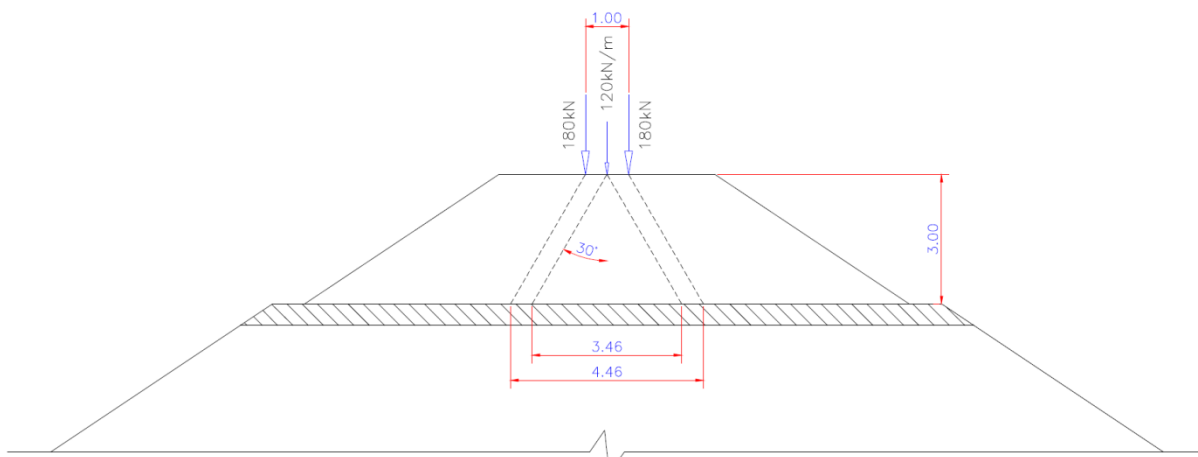
Para o cálculo preliminar da espessura do revestimento de concreto projetado, admitiu-se que, conforme Maffei (1995), a força normal solicitante é igual ao produto da pressão no suporte pelo raio da abertura. Idealmente, se o revestimento possuir baixa rigidez à flexão, a estrutura deformará para trabalhar apenas à compressão, com o esforço normal constante. Desta forma, no trecho de menor raio, logo acima do arco invertido, haverá uma pressão maior no solo do que aquela que é descarregada no arco superior, para que o produto de raio e pressão seja constante.

Pela deformação da estrutura, o solo lateral é deslocado para fora e compelido a mobilizar a sua resistência passiva. É preciso verificar então se, para a geometria definida, a pressão no solo não ultrapassa a máxima passiva que este pode suportar. Se for maior, deve-se alterar a forma da seção ou considerar que o revestimento trabalha à flexão, o que diminui os esforços laterais no solo.

Para a avaliação dos carregamentos atuantes no topo da seção e na profundidade do menor raio, estimou-se um cobrimento mínimo de 3,00 m, conforme observado nas obras semelhantes apontadas no histórico.

Em relação ao trem-tipo TB360, adotando um ângulo de espraio de 30° para o solo tem-se, transversalmente ao aterro:

Figura 34 - Corte transversal (medidas em metros)

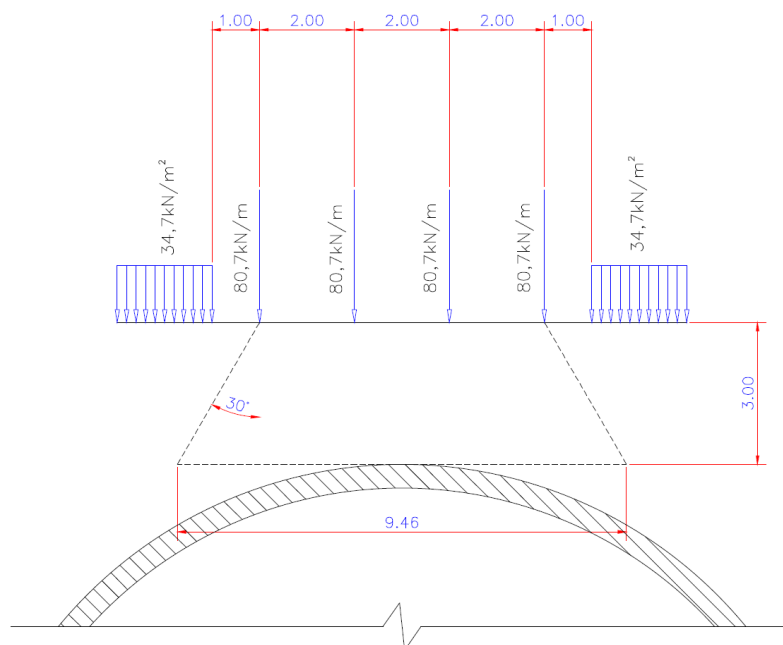


$$Q_{eixo} = \frac{180 \times 2}{4,46} = 80,7 \text{ kN/m} \quad (1)$$

$$q_{multidão} = \frac{120}{3,46} = 34,7 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

Longitudinalmente:

Figura 35 - Corte longitudinal (medidas em metros)



$$q_{eixo} = \frac{4 \times 80,7}{9,46} = 34,1 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

Como:

$$q_{multidão} = 34,7 > q_{eixo} = 34,1 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

Adota-se:

$$q_{trem-tipo} = q_{multidão} = 34,7 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Portanto, considerando um peso específico de 20 kN/m³ para o solo do aterro, a carga no topo do suporte é:

$$q_{d,total} = (q_{solo} + q_{trem-tipo}) \times 1,4 = (20 \times 3 + 34,7) \times 1,4 = 132,6 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

Como a relação entre o raio do arco superior e o menor é de 8/3, já que ambas as seções foram definidas de acordo com os critérios sugeridos em Kolymbas, a pressão lateral será:

$$q_{d,lateral} = \frac{8}{3} q_{d,total} = \frac{8}{3} \times 132,6 = 353,6 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

Admitindo-se que, de acordo com as sondagens, o solo no qual estará embutida a parte inferior da seção é um silte argiloso duro com ângulo de atrito interno de 22°, calcula-se o coeficiente de empuxo passivo para verificar se a pressão lateral não ultrapassa a máxima de resistência passiva do solo:

$$K_p = \frac{1 + \sin(22)}{1 - \sin(22)} = 2,20 \quad (8)$$

Considerando que o nível d'água está abaixo da cota inferior do arco invertido, pois conforme sondagens ele localiza-se a aproximadamente 5 m de profundidade do nível do terreno natural, e assumindo peso específico do solo do aterro e do silte argiloso de 20 kN/m³, tem-se:

Alternativa 1:

$$q_{m\acute{a}x} = K_p \times \sigma_v = K_p \times (z \times \gamma + q_{trem\ tipo}) = 2,2 \times [(8,87 + 3) \times 20 + 132,6] = 814 \text{ kN/m}^2 > q_{d,lateral} \Rightarrow ok! \quad (9)$$

Alternativa 2:

$$q_{m\acute{a}x} = 2,2 \times [(6,18 + 3) \times 20 + 132,6] = 695,6 \text{ kN/m}^2 > q_{d,lateral} \Rightarrow ok! \quad (10)$$

Assim, ambas as alternativas apresentam, numa primeira análise, geometrias compatíveis com a hipótese de apenas força normal constante solicitante no revestimento.

Pode-se então passar para o pré-dimensionamento da espessura do revestimento. Especificando uma resistência característica de 15 MPa para o concreto projetado, tem-se:

Alternativa 1:

$$N_d = q_{d,total} \times r = 132,6 \times 8,87 = 1176,2 \text{ kN/m} \quad (11)$$

$$e = \frac{N_d}{0,85 \times \frac{f_{ck}}{1,4}} = \frac{1176,2}{0,85 \times \frac{15000}{1,4}} = 0,13 \text{ m} \Rightarrow adotado 20 \text{ cm} \quad (12)$$

Alternativa 2:

$$N_d = q_{d,total} \times r = 132,6 \times 6,18 = 819,5 \text{ kN/m} \quad (13)$$

$$e = \frac{819,5}{0,85 \times \frac{15000}{1,4}} = 0,09 \text{ m} \Rightarrow adotado 20 \text{ cm} \quad (14)$$

Como as espessuras obtidas no cálculo foram pequenas se comparadas às obras destacadas no histórico, adotou-se o mínimo de 20 cm. As figuras a seguir apresentam um estudo em corte do posicionamento das alternativas:

Figura 36 - Alternativa 1 (medidas em metros)

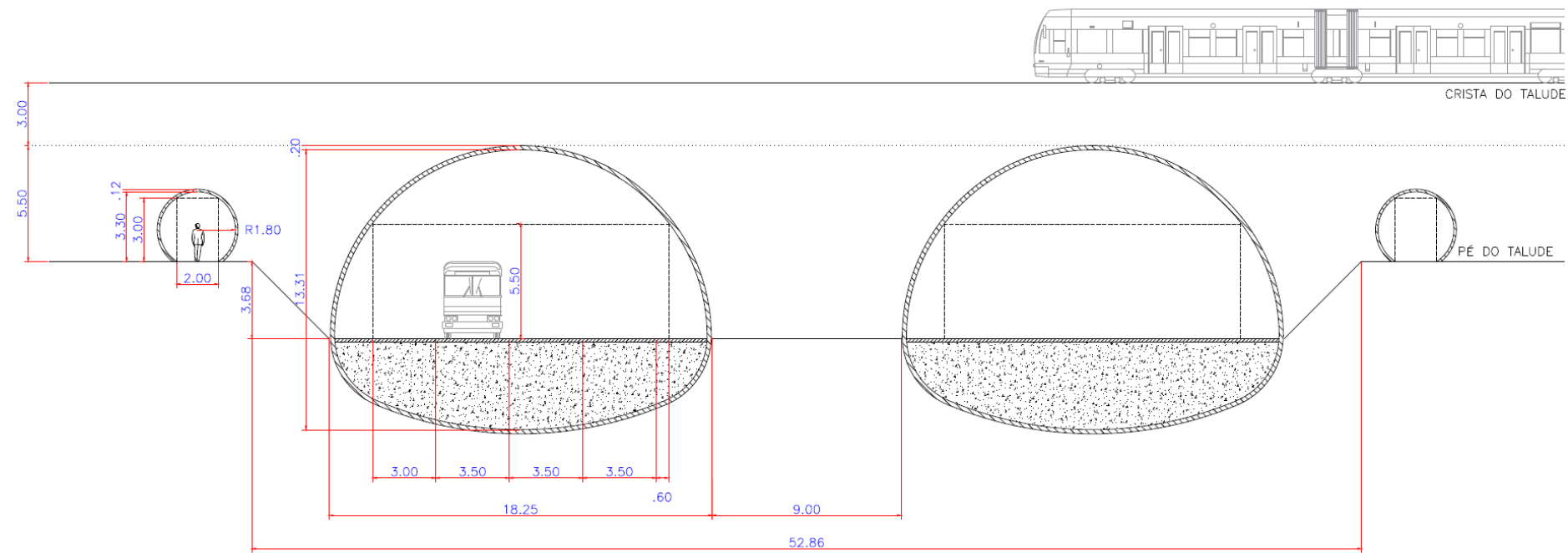
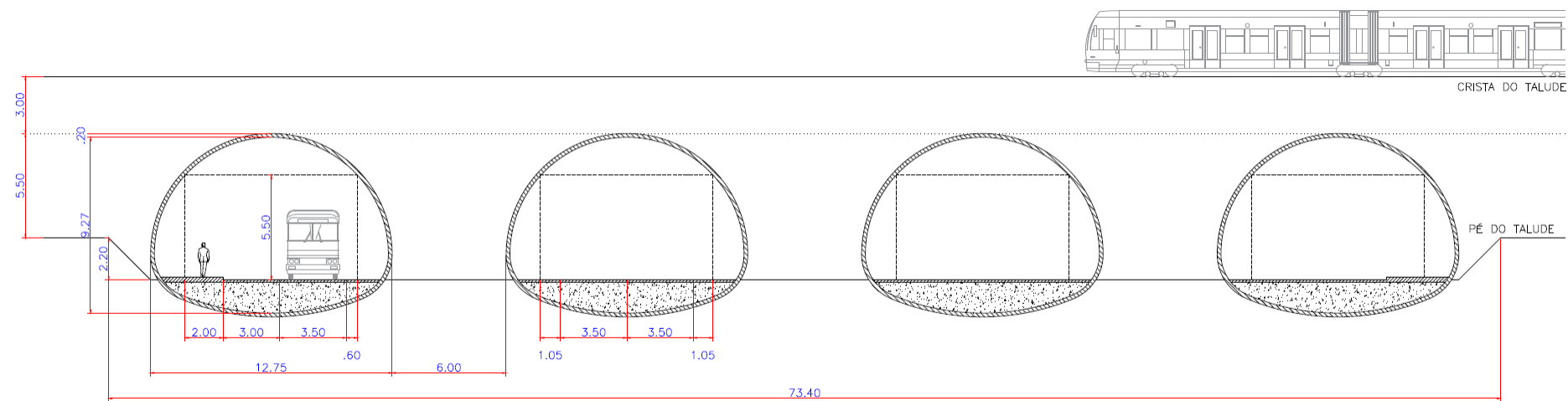


Figura 37 - Alternativa 2 (medidas em metros)



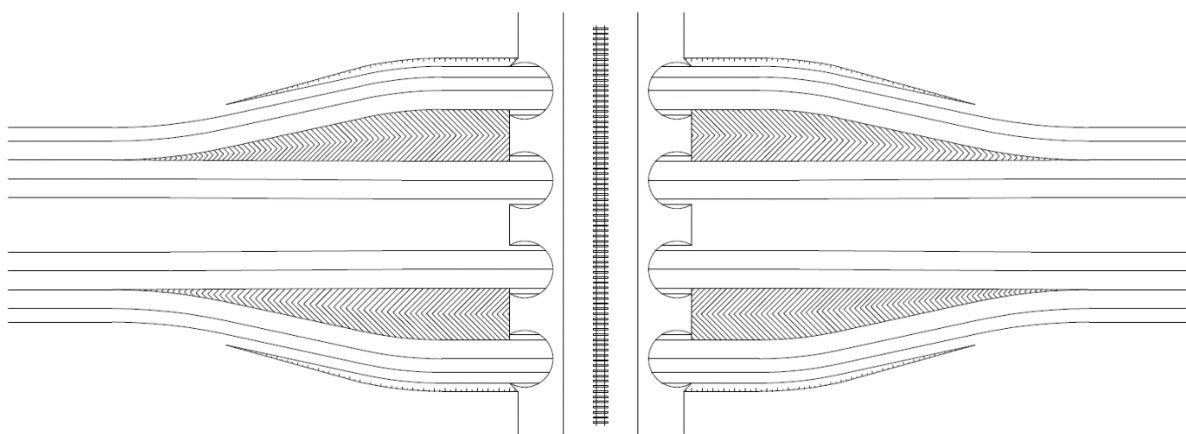
Nota-se que o cobrimento mínimo adotado de 3,00 m para ambas as alternativas levou ao rebaixamento dos túneis em relação ao nível do pé do talude, considerado o nível do terreno natural. Isto provocará o corte no terreno para acomodar as declividades no perfil longitudinal da avenida necessárias à realização de concordância de cotas.

Como o nível d'água está a aproximadamente 5 m de profundidade em relação ao terreno natural, ambas as soluções, apesar dos rebaixos, apresentariam a cota da avenida acima do nível d'água.

Para ambos os casos, foi considerado que o canteiro central é interrompido e a ciclovia poderia ser desviada, apenas no trecho do túnel, para o acostamento, diminuindo assim a largura da seção.

Em relação à alternativa 2, percebe-se que, pelo afastamento das faixas de mesmo sentido para a travessia em túneis diferentes, ocorrerá um alargamento da seção total. A concordância em planta necessária está esquematizada, de forma apenas ilustrativa, na figura a seguir:

Figura 38 - Esquema da concordância em planta da alternativa 2



Modelos

Para melhor análise de tensões no solo e esforços sobre o suporte, foi decidido por um modelo simplificado de elementos finitos em estado plano de deformações, com espessura de 1,00 m. Utilizou-se o software SAP200 v17.3. A principal hipótese simplificadora foi assumir o solo como sendo o do aterro, homogêneo e isotrópico no domínio da simulação. Outra hipótese feita para esta primeira avaliação foi a inexistência de nível d'água. Os parâmetros adotados para o solo foram:

- Peso específico de 20 kN/m³
- Módulo de elasticidade de 10 MPa (Argila muito rija, Godoy e Teixeira, 1998)
- Coeficiente de Poisson de 0,3 (Argila não saturada, Godoy e Teixeira, 1998)

Já para o concreto, assumiu-se peso específico de 25 kN/m³ e, com a resistência característica de projeto de 15 MPa, estimou-se o módulo de elasticidade inicial conforme NBR 6118:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 * 5600 * \sqrt{15} \cong 18435 \text{ MPa} \quad (15)$$

Adicionalmente, reduziu-se a 10% a rigidez à flexão da camada de concreto, com o intuito de dar maior deformabilidade à estrutura imaginando-se pouco tempo entre projeção e solicitação. Assim, aumenta-se o esforço no solo para o qual este deve resistir.

Quando aos carregamentos foram considerados apenas peso próprio dos elementos e trem-tipo da ferrovia, simulando uma fase logo após o fechamento do revestimento, para a qual ainda não há a presença de enchimento ou cargas de veículos da avenida.

As condições de contorno aplicadas nos nós foram:

- Bordas laterais: apoio horizontal.
- Borda inferior: apoio vertical.

Apresenta-se a seguir uma série de figuras mostrando, para ambas as alternativas estudadas, a malha de elementos com os carregamentos aplicados, os mapas de tensão e de deslocamento no solo e os esforços normais e de flexão no suporte.

Observação 1: Os mapas de tensão no solo da alternativa 1 tiveram cortes nas laterais devido à presença de distorções decorrentes do ajuste de elementos nos cantos inferiores (elementos triangulares alongados).

Observação 2: Os valores de deslocamentos correspondem apenas à aplicação do carregamento do trem tipo em valor característico, tendo em vista que o solo já se encontra naturalmente deformado por ação de seu peso próprio.

Observação 3: Valores normais positivos são de tração.

Alternativa 1:

Figura 39 - Malha e carregamento em kN/m (valor característico)

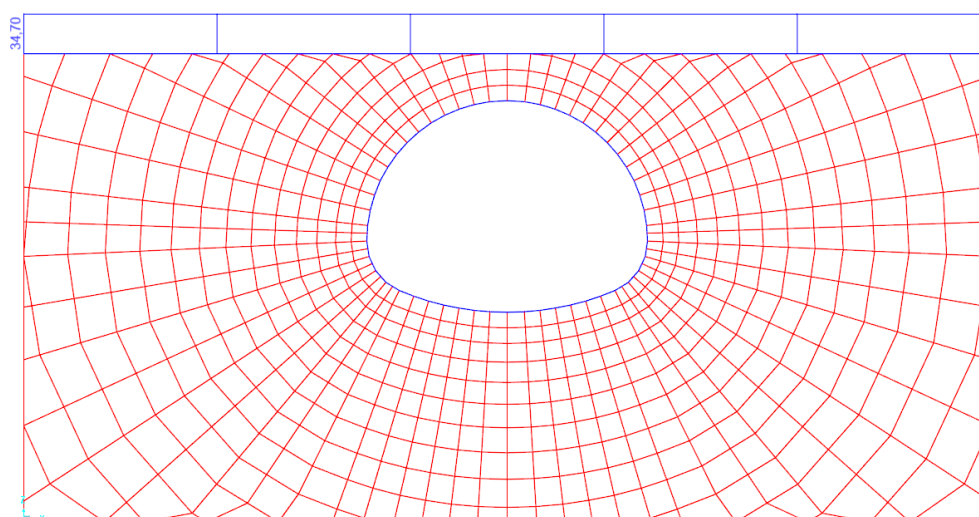


Figura 40 – Tensões normais horizontais em kN/m² (valores majorados de cálculo)

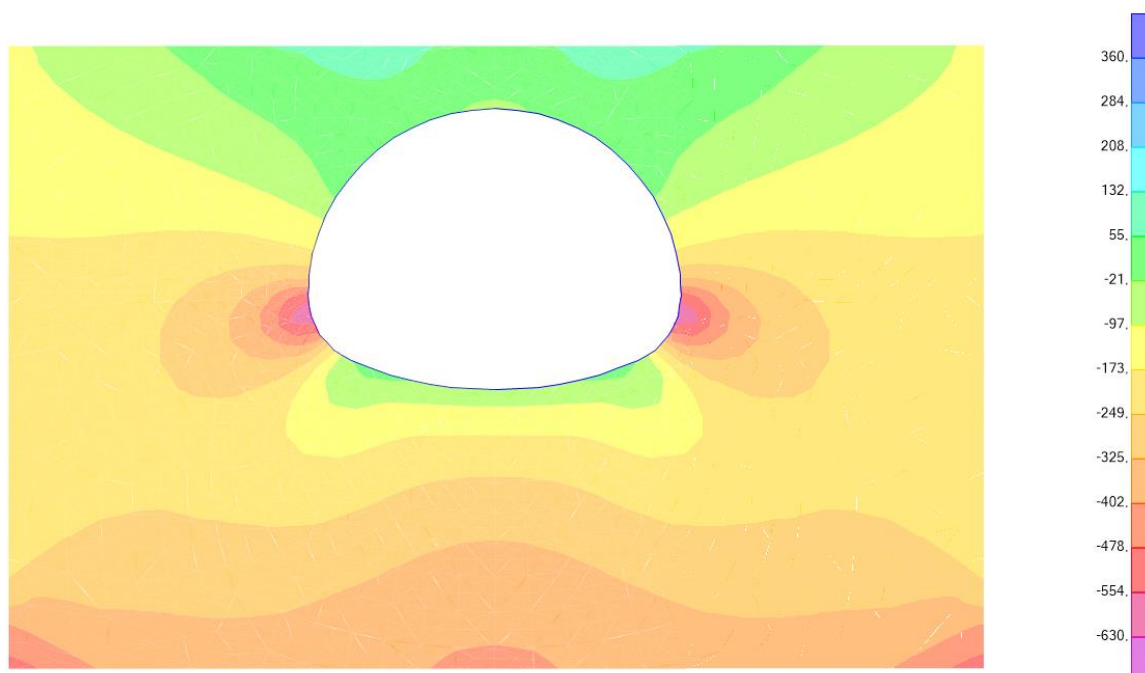


Figura 41 - Tensões normais verticais em kN/m² (valores majorados de cálculo – $\times 10^3$)

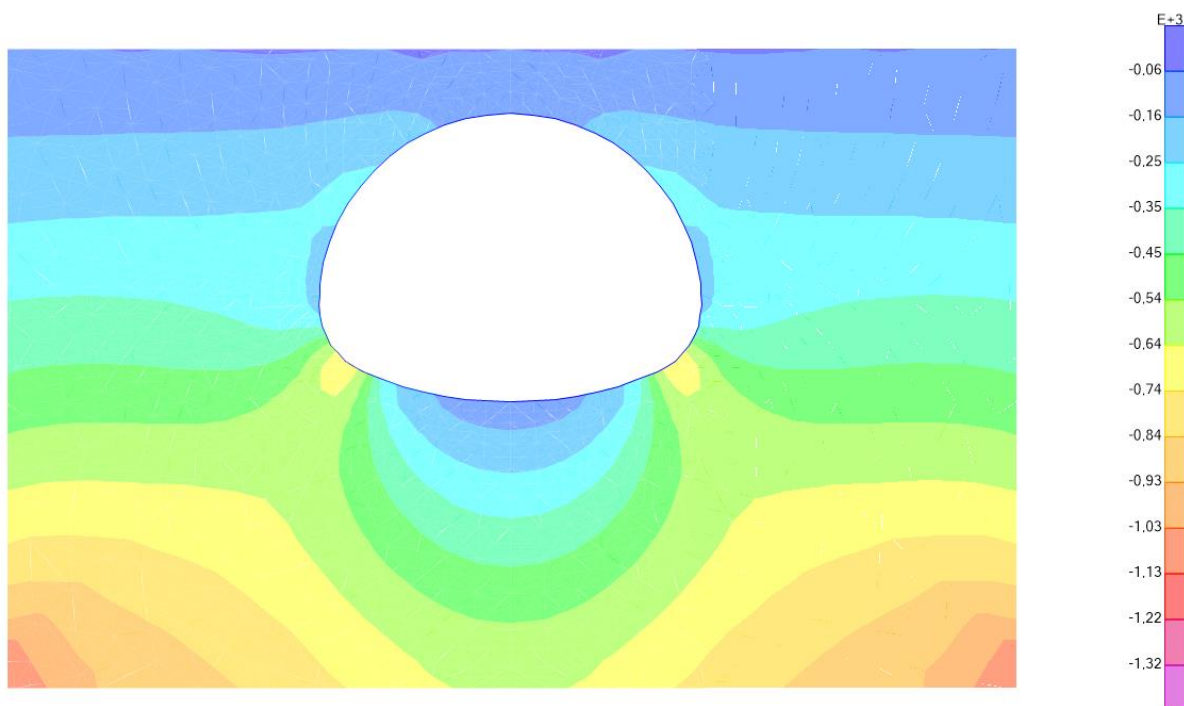


Figura 42 - Tensões normais máximas em kN/m² (valores majorados de cálculo)

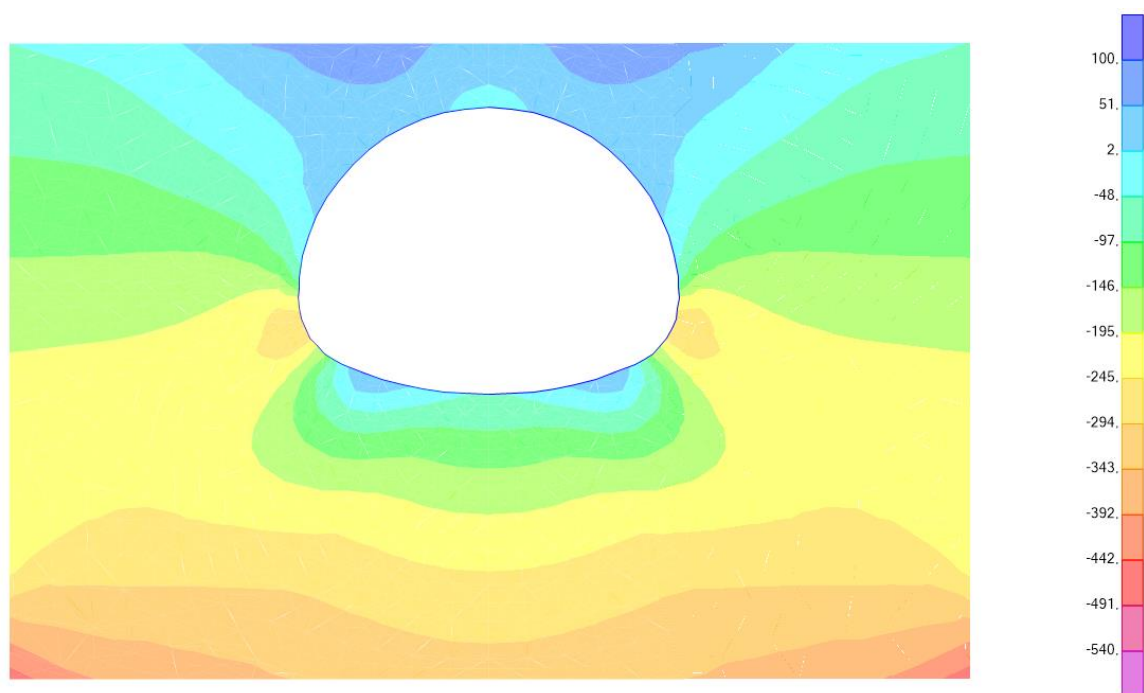


Figura 43 - Tensões normais mínimas em kN/m² (valores majorados de cálculo – $\times 10^3$)

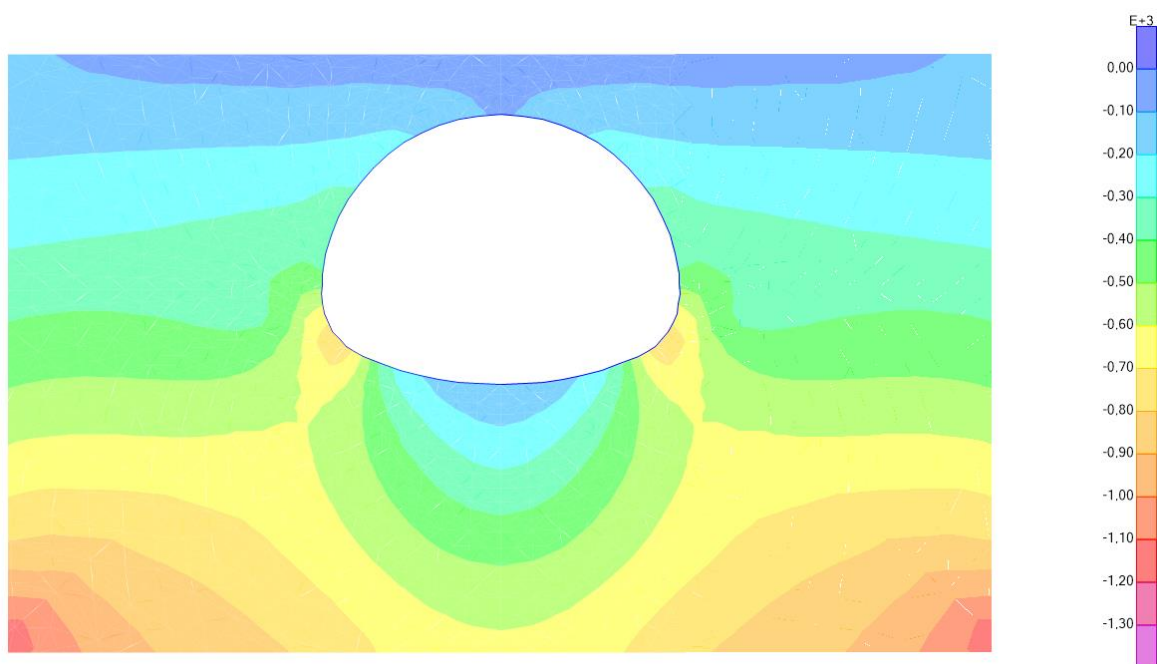


Figura 44 – Deslocamentos horizontais em metros ($\times 10^{-3}$)

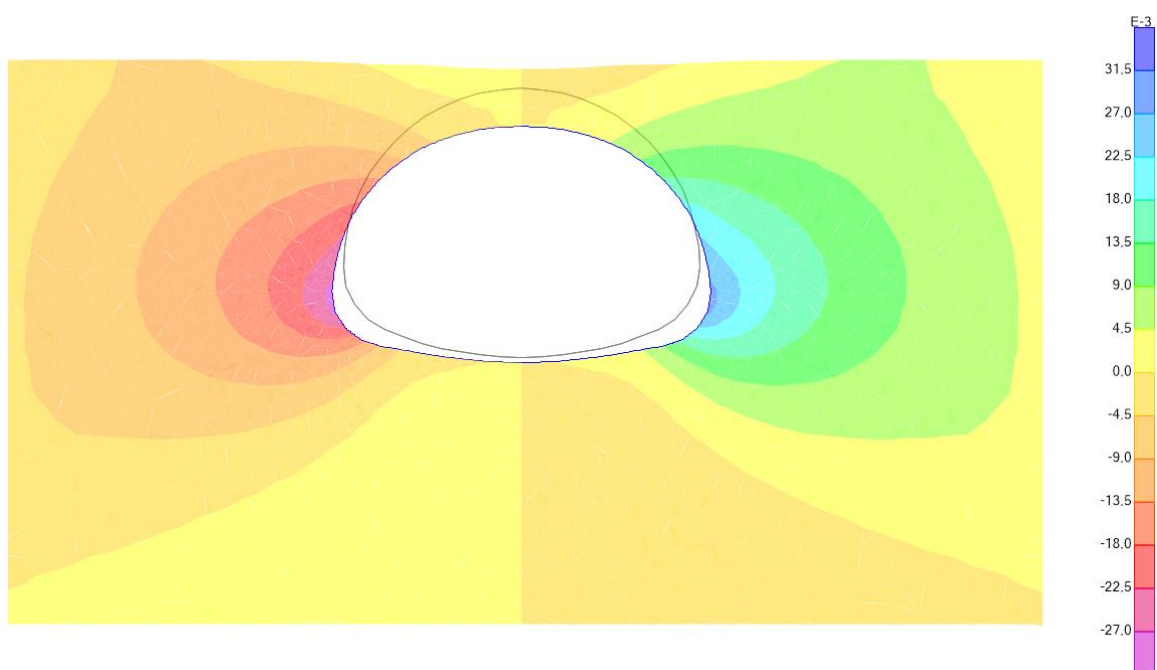


Figura 45 – Deslocamentos verticais em metros ($\times 10^{-3}$)

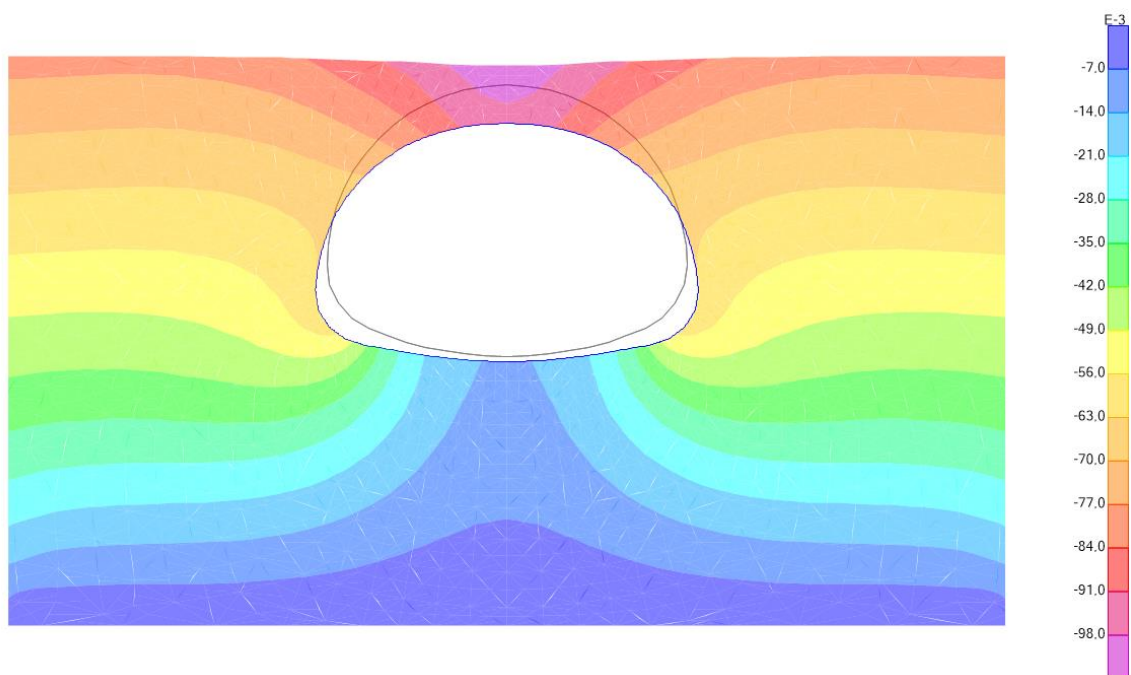


Figura 46 - Esforço normal na camada de concreto projetado em kN (valores majorados de cálculo)

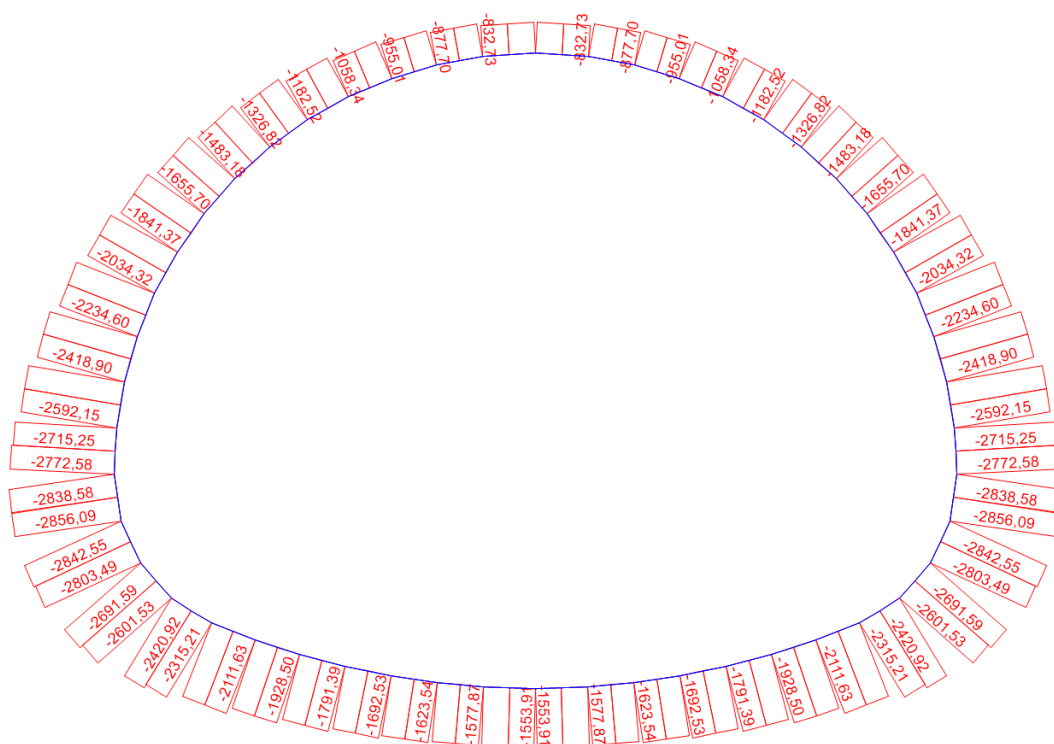
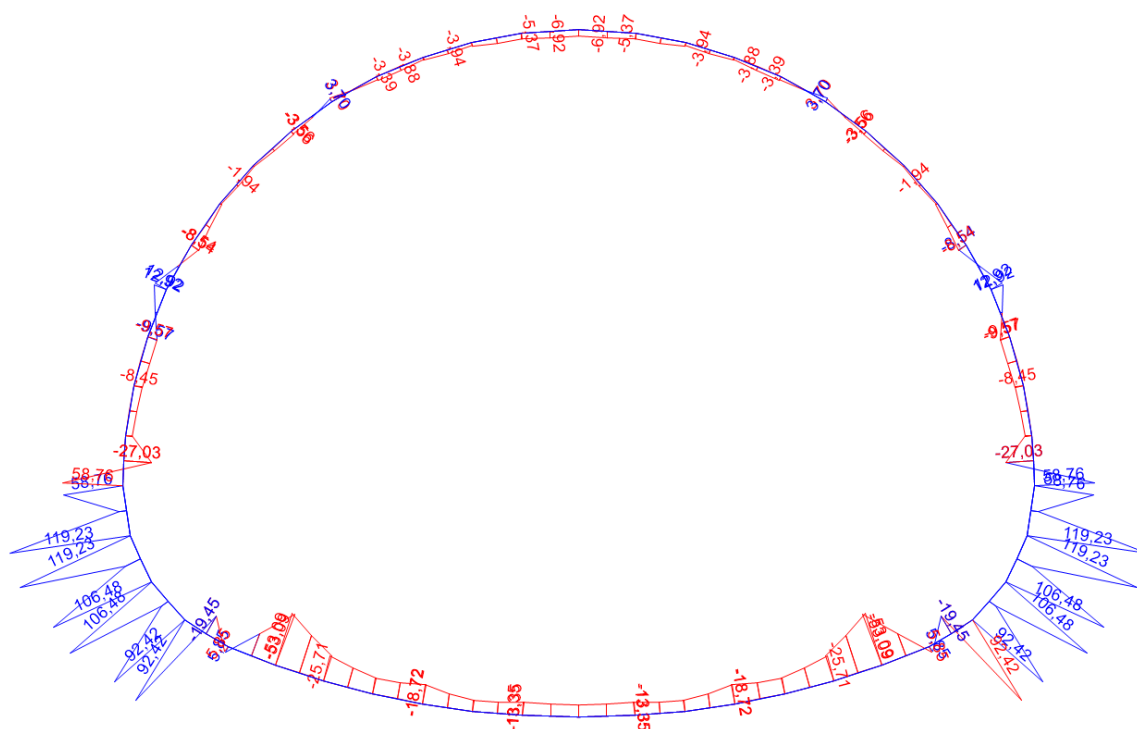


Figura 47 - Momentos na camada de concreto projetado em kNm (valores majorados de cálculo)



Alternativa 2:

Figura 48 - Malha e carregamento em kN/m (valor característico)

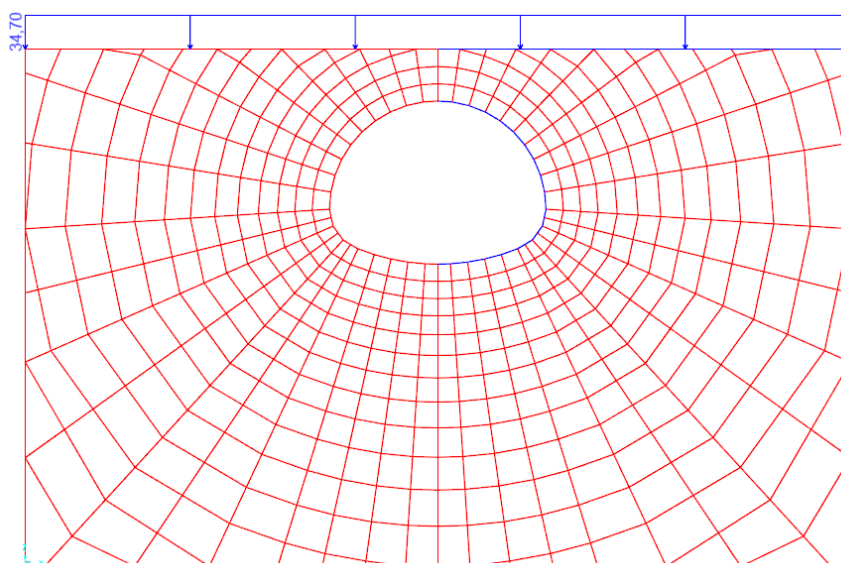


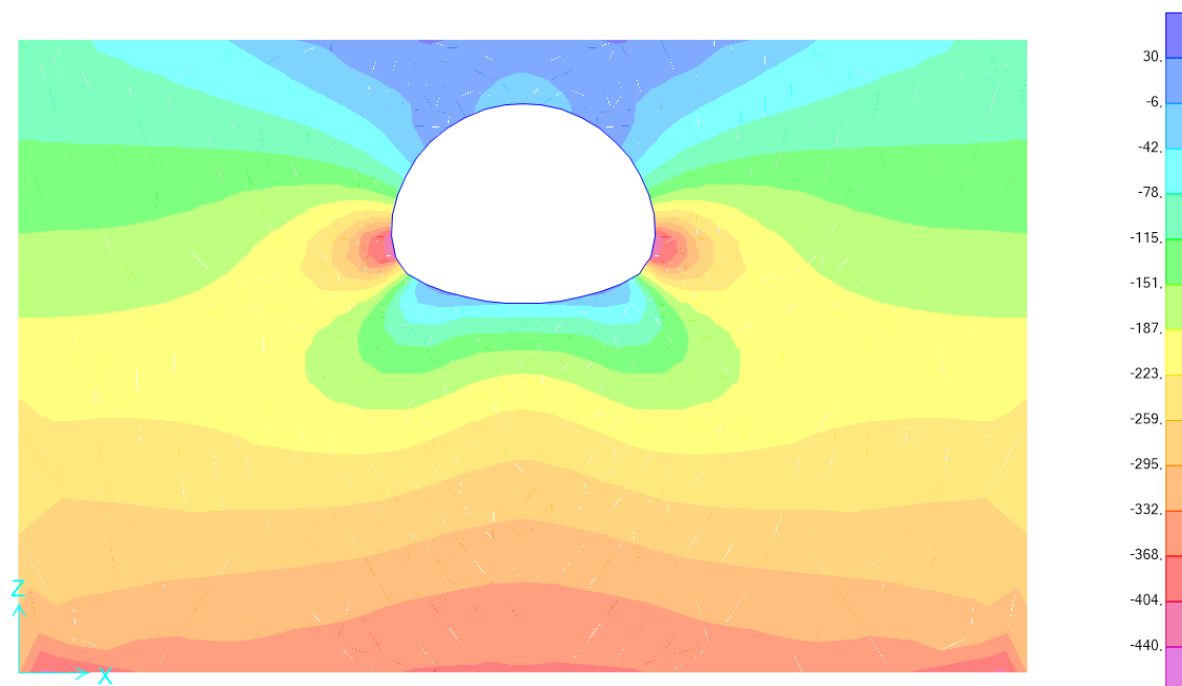
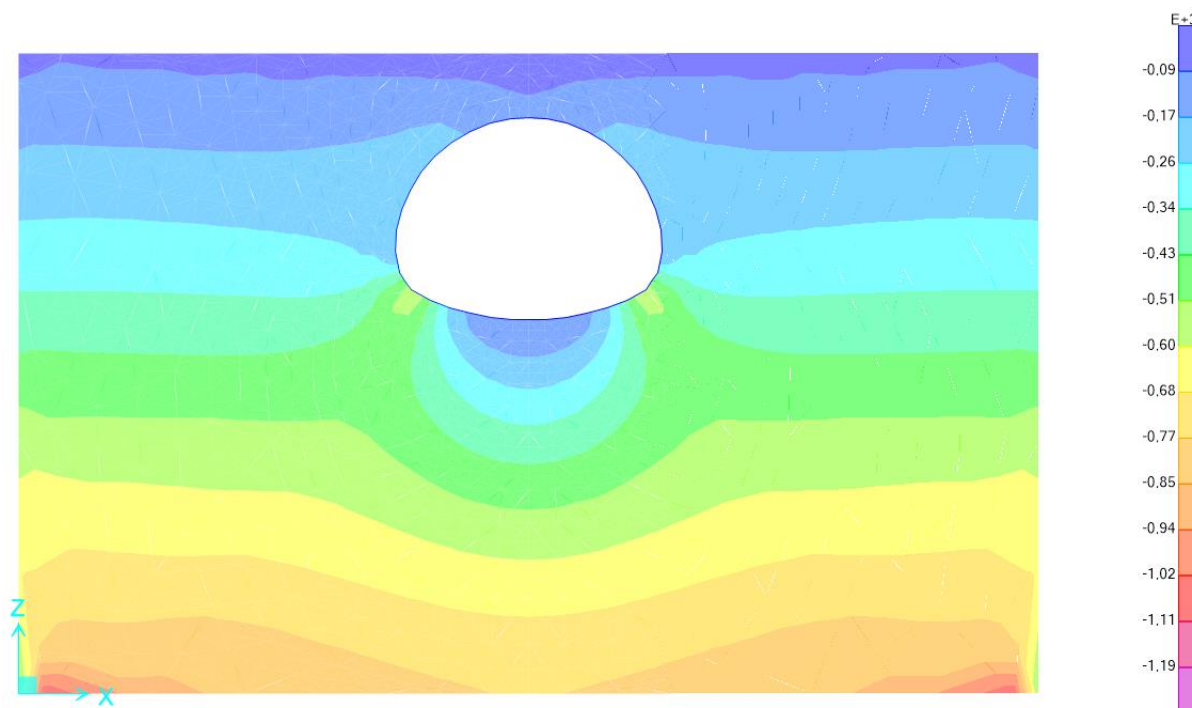
Figura 49 – Tensões normais horizontais em kN/m² (valores majorados de cálculo)Figura 50 - Tensões normais verticais em kN/m² (valores majorados de cálculo – $\times 10^3$)

Figura 51 - Tensões normais máximas em kN/m^2 (valores majorados de cálculo)

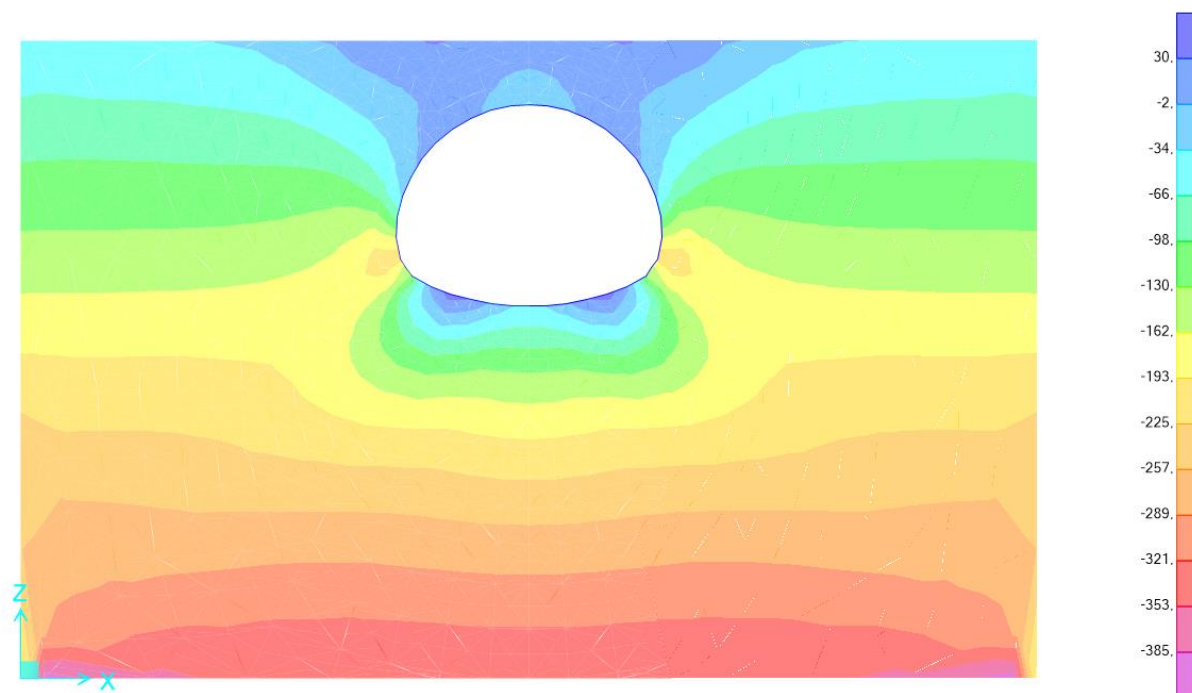


Figura 52 - Tensões normais mínimas em kN/m^2 (valores majorados de cálculo – $\times 10^3$)

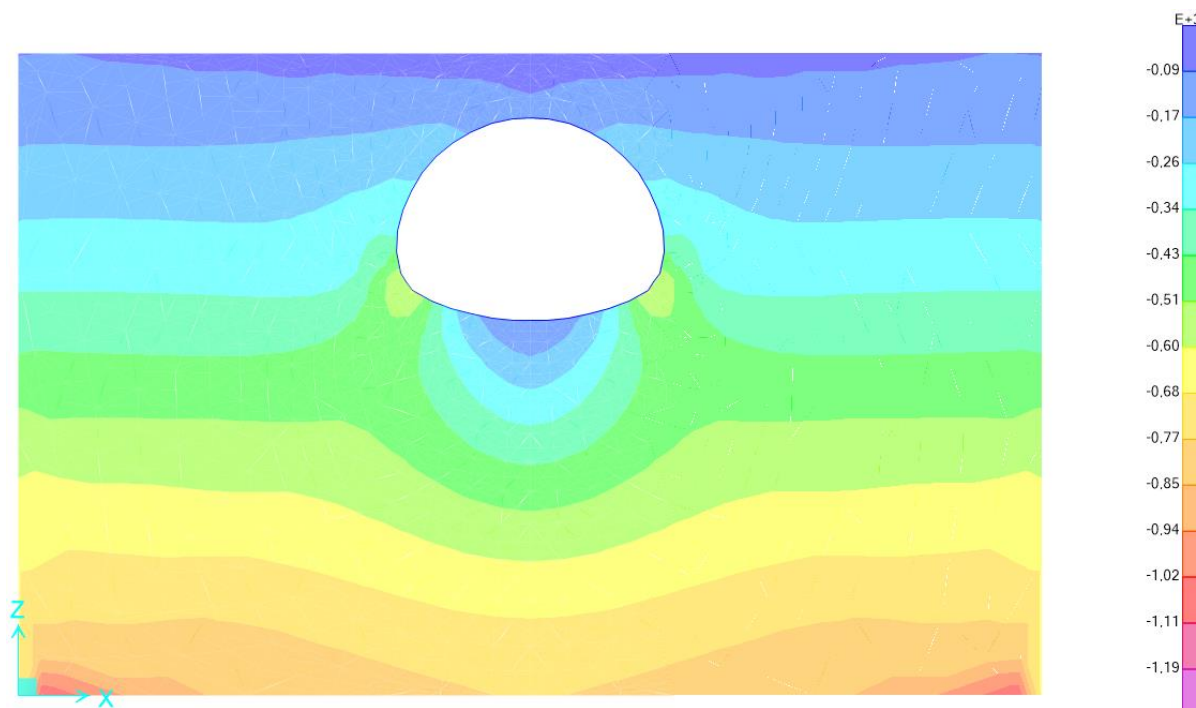


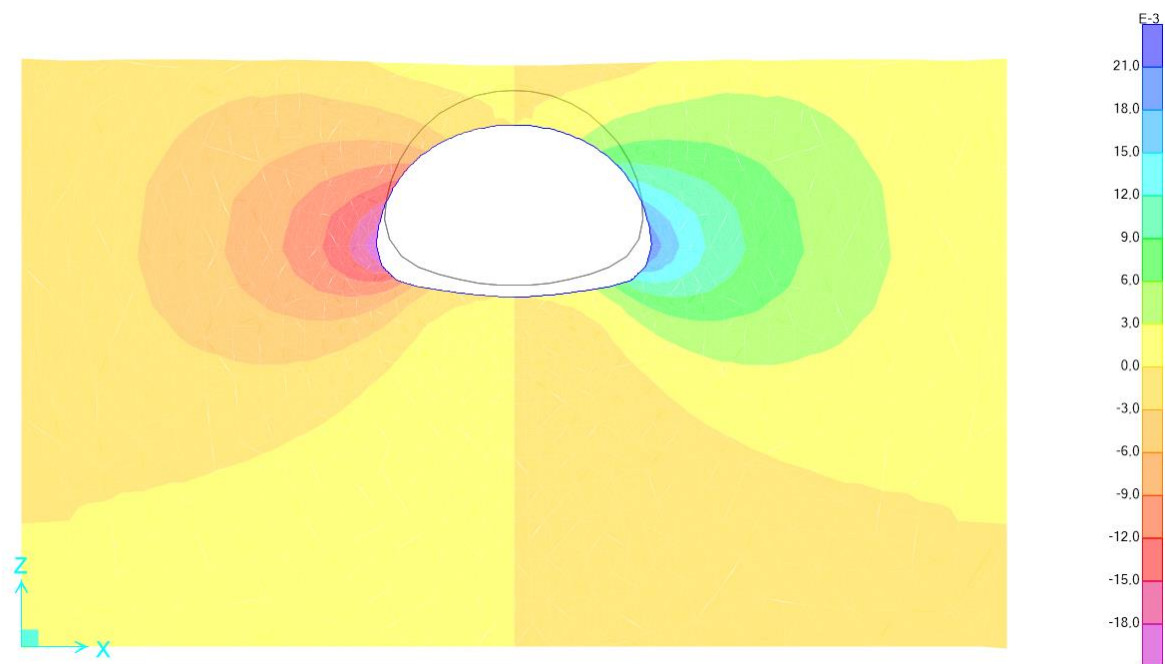
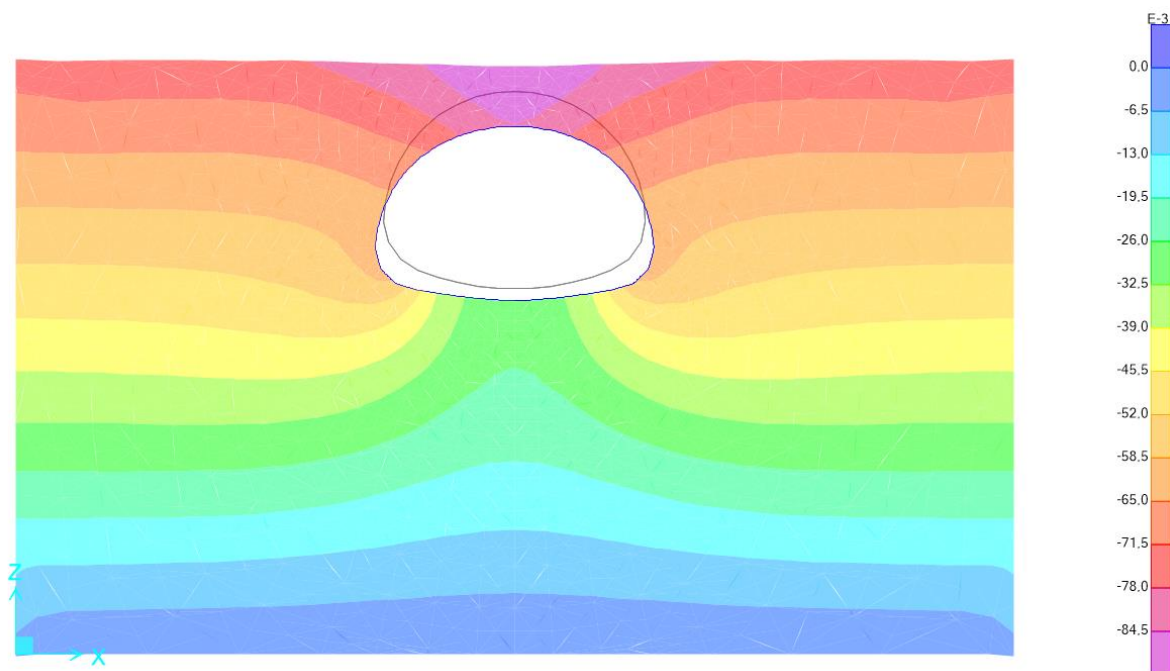
Figura 53 – Deslocamentos horizontais em metros ($\times 10^{-3}$)Figura 54 – Deslocamentos verticais em metros ($\times 10^{-3}$)

Figura 55 - Esforço normal na camada de concreto projetado em kN (valores majorados de cálculo)

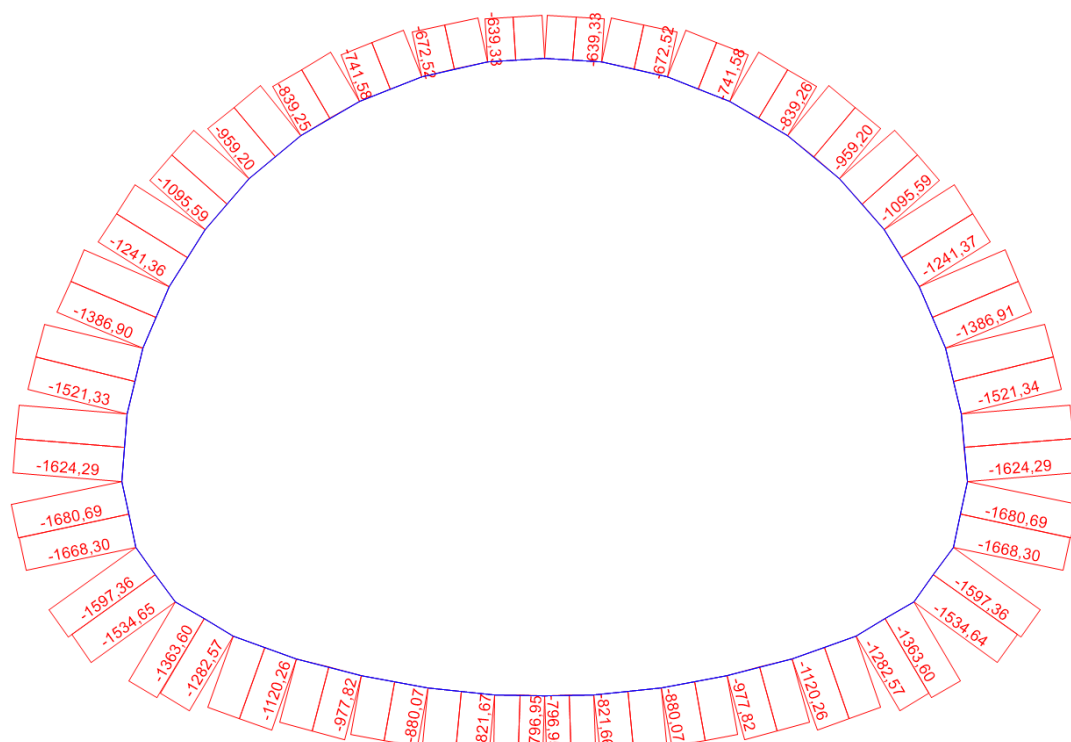
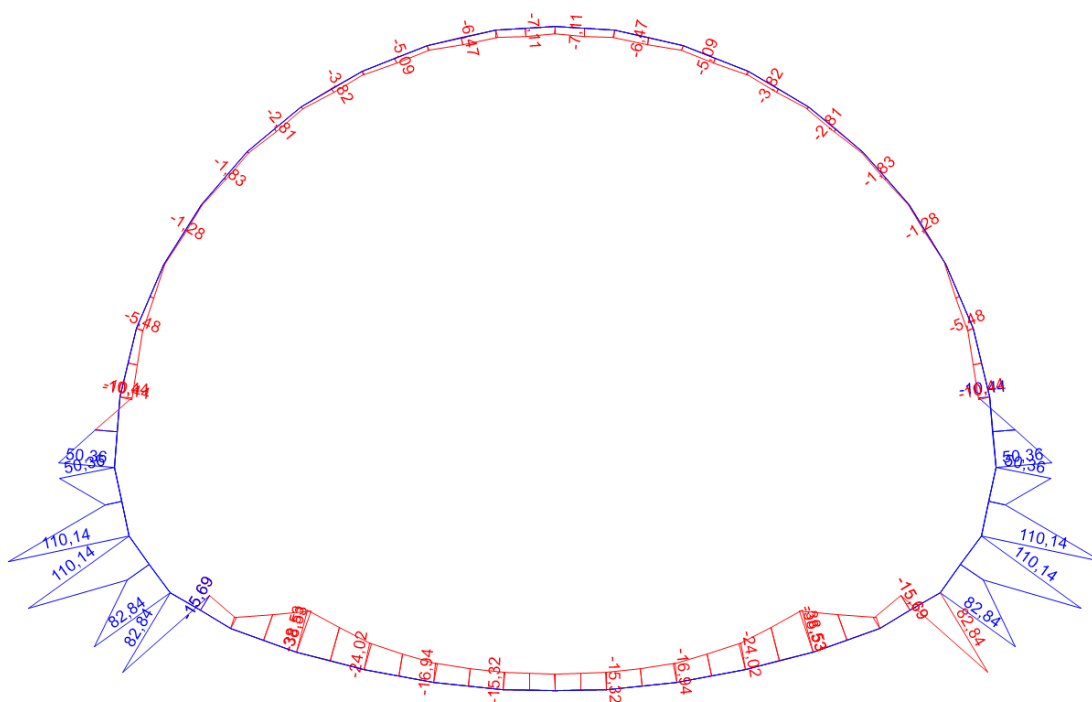


Figura 56 - Momentos na camada de concreto projetado em kNm (valores majorados de cálculo)



Análise dos resultados

Algumas observações podem ser realizadas a partir dos resultados obtidos:

- Ocorrem tensões horizontais de tração no solo de cobertura nas duas alternativas.

- Em ambas as alternativas, os esforços normais no concreto, principalmente na região de menor raio, ultrapassam o estimado para o pré-dimensionamento da espessura.

- Há a presença de esforços de flexão relevantes nos dois casos, na região de menor raio. O arco superior apresentou bom comportamento neste aspecto.

- O solo contribuiu para confinar a estrutura lateralmente. Foi mobilizada reação passiva o suficiente para, mesmo na região com menor raio, chegar-se a uma normal, produto da pressão pelo raio, maior. Entretanto, o deslocamento ocorrido para mobilizar esta resistência ocasionou maior achatamento da seção, a qual começou a trabalhar à flexão nas laterais.

- Incorre-se à necessidade de maiores espessuras tanto pelas normais maiores quanto pelo fato de as estruturas trabalharem à flexão. Há, portanto, perda de eficiência e gasto maior com materiais.

- Não foi ultrapassada a pressão máxima passiva horizontal em qualquer das alternativas.

- A cobertura reduzida fez com que as cargas de solo e do trem tipo acima das seções fossem predominantemente resistidas pelas estruturas. É nítida nas imagens de tensões normais verticais a sua concentração logo abaixo dos arcos de raio menor, onde as estruturas descarregam no solo. Outra evidência é que não há aumento relevante de tensão normal vertical no solo das laterais.

- Sem o arqueamento expressivo das tensões no solo, há maior solicitação na estrutura. Novamente, perde-se em eficiência e economia.

- Para o módulo de elasticidade do solo adotado, o deslocamento vertical máximo no nível da ferrovia ficou em torno de 10 cm nas duas situações.

Redimensionando as espessuras de concreto para as maiores forças normais de cada alternativa, tem-se:

Alternativa 1:

$$e = \frac{2860}{0,85 \times \frac{15000}{1,4}} = 0,31 \text{ m} \Rightarrow \text{adotado } 35 \text{ cm} \quad (16)$$

Alternativa 2:

$$e = \frac{1680}{0,85 \times \frac{15000}{1,4}} = 0,18 \text{ m} \Rightarrow 20 \text{ cm ok!} \quad (17)$$

Considerando como trecho crítico aquele de menor raio, o qual possui os momentos e normais máximos presentes em ambas as estruturas, chega-se, através de cálculo das armaduras para seção solicitada à flexão normal composta (FNC), nas seguintes distribuições de aço longitudinal (adotado para todo o túnel):

Alternativa 1

Principal: $\Phi 12,5\text{c}/15$ int. e $\Phi 12,5\text{c}/25$ ext.

Secundária (mínima): $\Phi 10\text{c}/30$ int. e ext.

Alternativa 2

Principal: $\Phi 10\text{c}/25$ int. e ext.

Secundária (mínima): $\Phi 8\text{c}/30$ int. e ext.

Observação: utilizou-se o programa Normal versão 1.3 para o cálculo das armaduras para seção solicitada FNC (disponível gratuitamente em <<http://www.cesec.ufpr.br/concretoarmado/normal1.htm>>, acesso em 15/06/2015).

Quantitativos

Utilizando o software AutoCAD para mensuração de volumes e áreas, produziu-se o quadro abaixo com uma previsão das quantidades envolvidas em cada alternativa. Como nesta fase ainda não se definiu em detalhes a geometria precisa de todos os elementos da passagem, em planta e em corte, algumas simplificações foram adotadas. Estima-se uma variação de 25% nos valores.

Tabela 3– Quantitativos NATM

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
VOLUME DE ESCAVAÇÃO (m³)	-	-
Túneis	14965	11736
Rampas (i=6%)	14760	8872
Total	29725	20608
VOLUME DE CONCRETO (m³)	-	-
Projetado	1300	852
Enchimento	5914	2307
CONSUMO DE AÇO (kg)	-	-
Túneis	53207	32028
Taxa (kg/m³ de conc. proj.)	40,9	37,6

7.2 Inserção de galerias pré-moldadas

Neste tópico será analisado a viabilidade estrutural da alternativa em galerias pré-moldadas inseridas por macacos hidráulicos.

- Parâmetros adotados:

- Resistência do concreto à compressão: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;

- Módulo de elasticidade: $E = 26.072 \text{ MPa}$ ($E_{CS} = 0,85 \times 5.600 \times \sqrt{f_{ck}}$);

- Peso específico concreto: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$;

- Classe de agressividade: Classe III pela estrutura ficar em contato constante com o solo;

- Cobrimento mínimo: $4,0 \text{ cm}$;

- Coeficiente de reação vertical do solo: segundo Terzaghi (1995, apud HACHICHlet al., 2009), para solos argilosos muito rijos, como é característica do solo sobre o qual a galeria se apoiará, o coeficiente de reação vertical $k_v = 48 \text{ MN/m}^3$;

- Peso específico solo: $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$;

- Coesão do solo: $c = 100,0 \text{ kPa}$.

Como explicitado anteriormente, os parâmetros do solo constituinte do aterro foram estimados com base em Cruz, 1963.

- Geometria:

A estrutura é retangular com altura total de $9,10 \text{ m}$ e largura total de $20,10 \text{ m}$, todas as paredes apresentam espessura de $1,80 \text{ m}$. É importante salientar que as dimensões aqui adotadas, principalmente a espessura dos componentes, são passíveis de mudança e refinamento caso a alternativa venha a ser adotada para a continuidade do trabalho. As figuras a seguir mostram as características descritas.

Figura 57 - Planta da geometria (dimensões em cm)

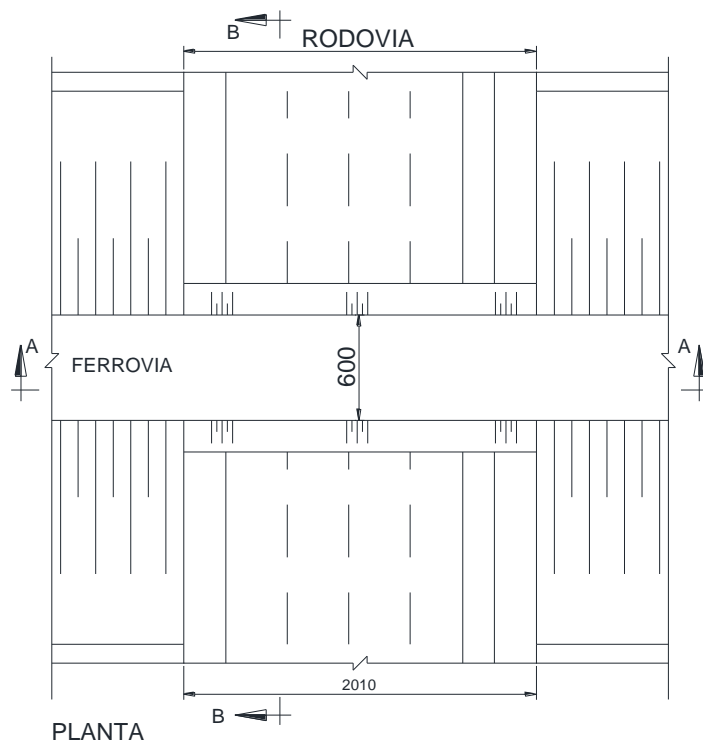
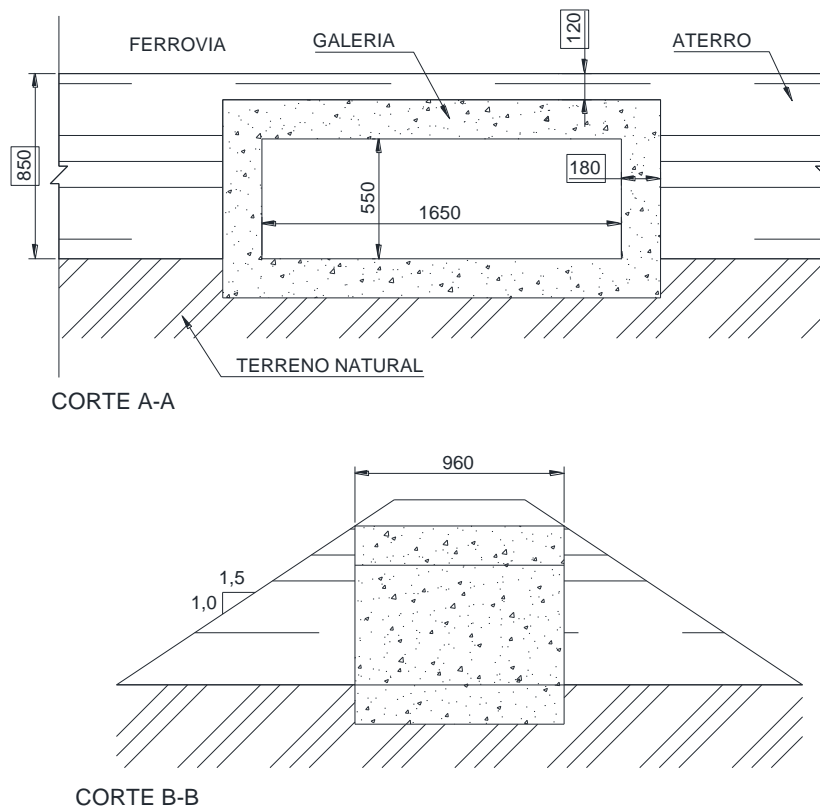


Figura 58 - Cortes A e B (dimensões em cm)



As figuras mostradas anteriormente são referentes à inserção de apenas uma galeria porém, no final ter-se-á duas estruturas iguais, uma ao lado da outra e sem

nenhum solo entre elas, ficando, portanto, as paredes laterais das duas galerias em contato. Esta geometria final foi adotada para que, quando da instalação da outra galeria, não haja atrito solo/estrutura em uma das faces, além disso, fazendo-se desta maneira, há uma face a menos para amolgar o solo durante a inserção, o que diminui interferências na superfície. Por outro lado, ao se juntar as paredes laterais das duas galerias, ter-se-á 3,60 m de espessura na parede central, o que foi aceito devido às vantagens descritas anteriormente.

As análises para viabilidade estrutural foram realizadas para a etapa final com a estrutura terminada e consolidada. Com essa análise, as etapas anteriores de inserção da galeria ficam verificadas.

- Carregamentos:

A estrutura estará sujeita aos seguintes carregamentos:

- Peso próprio: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;

- Peso do solo: $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$;

- Empuxo do solo: a estimativa usualmente adotada para o coeficiente de empuxo em repouso para análises preliminares é $K_o = 0,5$, ou seja, a tensão horizontal tem metade da intensidade da vertical. Considerou-se o empuxo em repouso devido à acomodação do solo no entorno da galeria quando da finalização desta; coube discussão sobre considerar-se empuxo ativo ou em repouso e optou-se pelo último à favor da segurança e por se acreditar que o estado real do solo, quando da finalização da estrutura, fique em uma situação entre o repouso e o ativo;

- Trem tipo TB360: o trem-tipo considerado é referente à maior solicitação que a galeria estará sujeita uma vez que a ferrovia acima é utilizada tanto para carga como para o transporte de pessoas. Este carregamento, por ser dinâmico, deve ser majorado pelo coeficiente de impacto referente à obras ferroviárias (NBR-7187/2013):

$$\phi = 0,001 \times (1600 - 60\sqrt{l} + 2,25l) \geq 1,2 \quad (2)$$

Com um vão de $l = 16,50 \text{ m}$ tem-se $\phi = 1,393$.

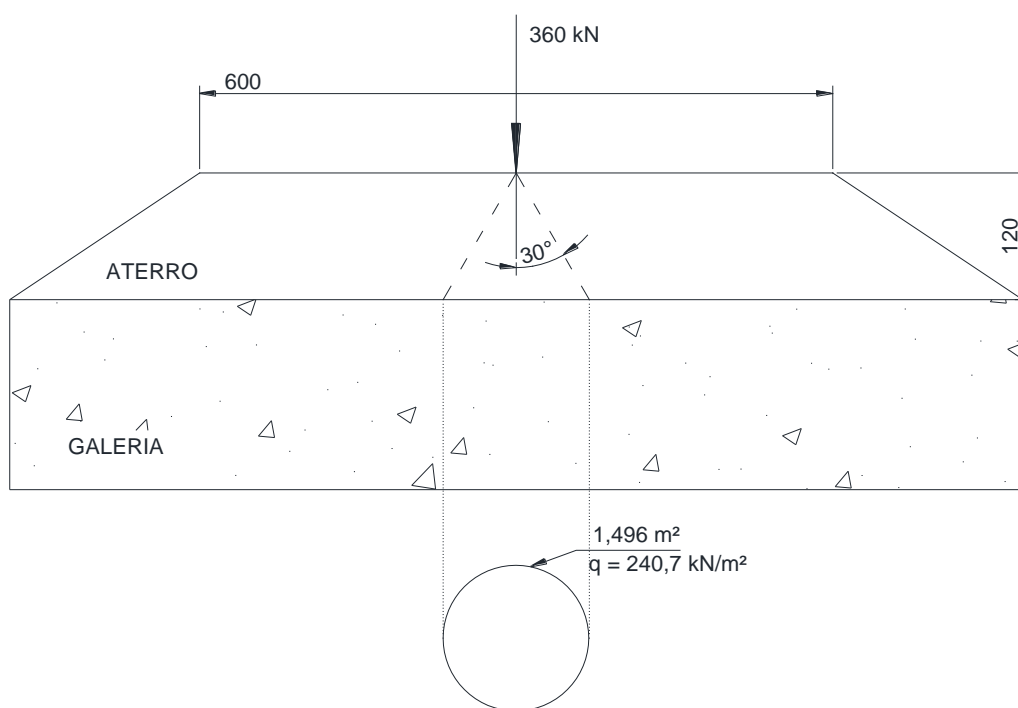
Quando da passagem deste carregamento, as laterais da galeria ficam solicitadas pela sobrecarga no topo do terreno corrigida pelo coeficiente de empuxo ativo, sendo este último, de acordo com a formulação de Mohr-Coulomb:

$$ka = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2(\alpha - \beta) \times \sin(\alpha - \delta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2 \quad (3)$$

Sendo: α o ângulo do paramento com a horizontal e β o ângulo da inclinação do terreno acima do paramento. Adotando $\alpha = 90$ e $\beta = 0$, obtém-se $k_a = 1,0$. Com isso pode-se determinar os empuxos nas laterais da galeria devido à sobrecarga do trem-tipo.

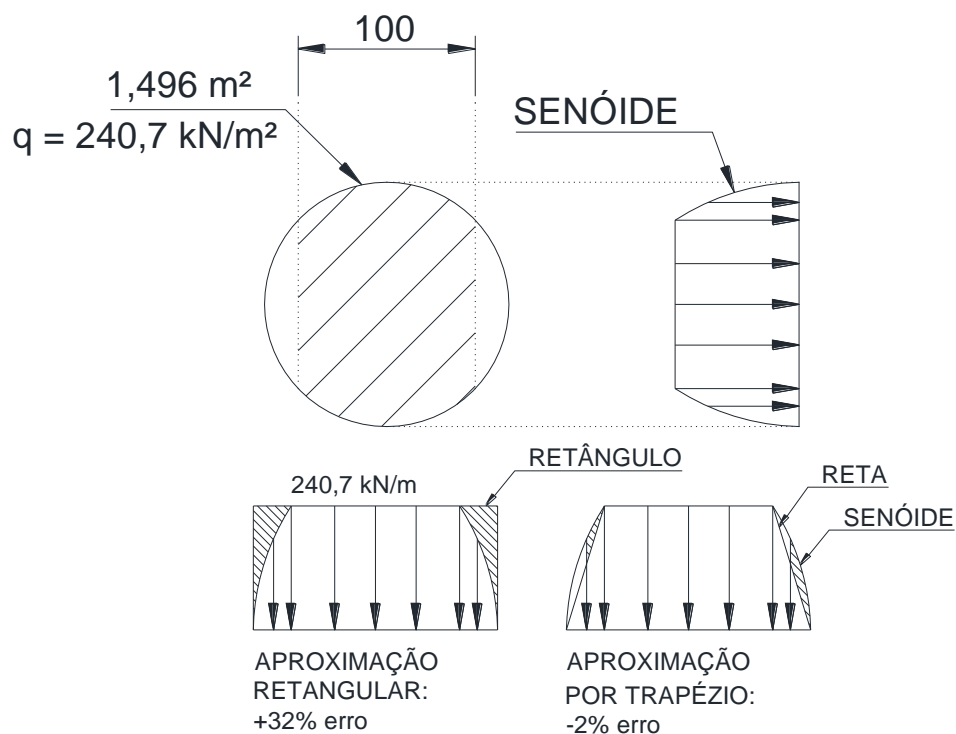
As cargas atuantes no topo do talude sofrem um espraio de 30° (HACHICHI et al., 2009) e carregam a superfície da laje superior como uma carga distribuída em uma área. A seguir será demonstrado o espraio e as aproximações utilizadas na modelagem.

Figura 59 - Espraio da carga concentrada



Adotou-se uma seção de 1,0 m de profundidade para se fazer uma análise plana da estrutura. Realizou-se, portanto, a aproximação ilustrada na figura abaixo.

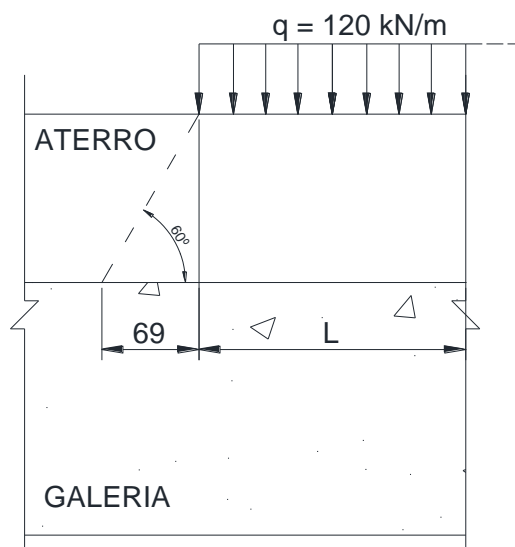
Figura 60 - Aproximação para o carregamento



Adotou-se a aproximação por um trapézio do carregamento resultante de 1,0 m de profundidade. Desta maneira tem-se um erro de 2% para menos do carregamento. O diagrama retangular, caso fosse adotado, apresentaria um acréscimo de 32% do carregamento.

Para o carregamento distribuído utilizou-se a distribuição mostrada abaixo.

Figura 61 - Espraçamento da carga distribuída



O carregamento sobre o teto da galeria resultou, considerando o espraramento especificado, em $q' = q.L/(L+0,69)$ [kN/m]. Para etapas posteriores deste trabalho poderá ser realizado um refinamento deste carregamento utilizando fórmulas que descrevem a tensão vertical no solo devido à sobrecargas atuantes neste. Fórmulas estas decorrentes da integração das equações de Boussinesq para cargas pontuais.

- Combinações:

Para determinação da envoltória dos esforços, tem-se as seguintes combinações:

$$ELU1 = 1,4(PPe + PPs) + 0,9Es;$$

$$ELU2 = 1,4(PPe + PPs) + 1,4(Es + \phi PPt + Et);$$

$$ELU3 = 0,9(PPe + PPs) + 1,4(Es + \phi PPt + Et).$$

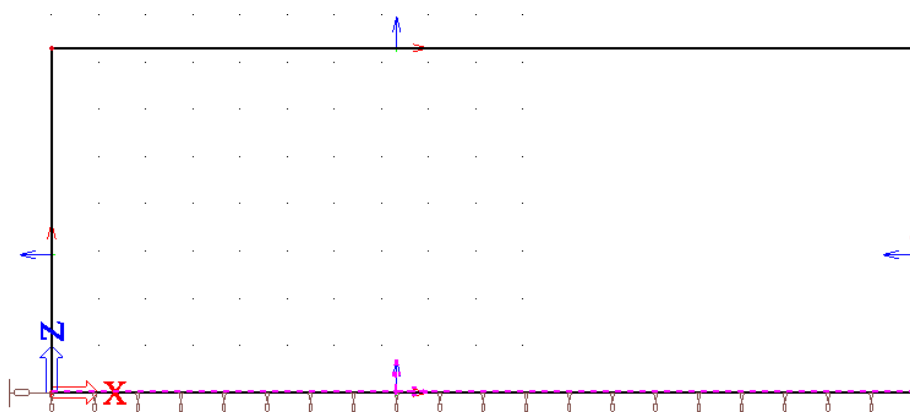
PPe é correspondente ao peso próprio da estrutura e PPs peso de solo acima do teto da galeria, Es refere-se ao empuxo de solo nas laterais das galerias, PPt refere-se ao carregamento do trem tipo no topo da galeria, já Et corresponde ao acréscimo de empuxo lateral decorrente da passagem do trem tipo. O carregamento sobre a galeria devido à passagem do trem tipo deve ser majorada pelo coeficiente de impacto, já os empuxos devido à esta sobrecarga não serão majoradas por tal coeficiente devido a um amortecimento proporcionado pelo solo quando da passagem do trem.

- Modelo:

Para a modelagem desta estrutura, foi utilizado o software SciaEngineer que utiliza elementos finitos para o cálculo dos esforços atuantes na estrutura.

A figura abaixo mostra o modelo de cálculo feito no software.

Figura 62 - Modelo da galeria



A galeria está apoiada em molas não lineares apenas resistentes à compressão com um coeficiente $c_v = 48 \text{ MN/m}^2$.

O trem-tipo, para análise da envoltória de esforços, foi centrado em duas localizações diferentes, conforme mostrado abaixo.

Figura 63 - Posição do trem-tipo

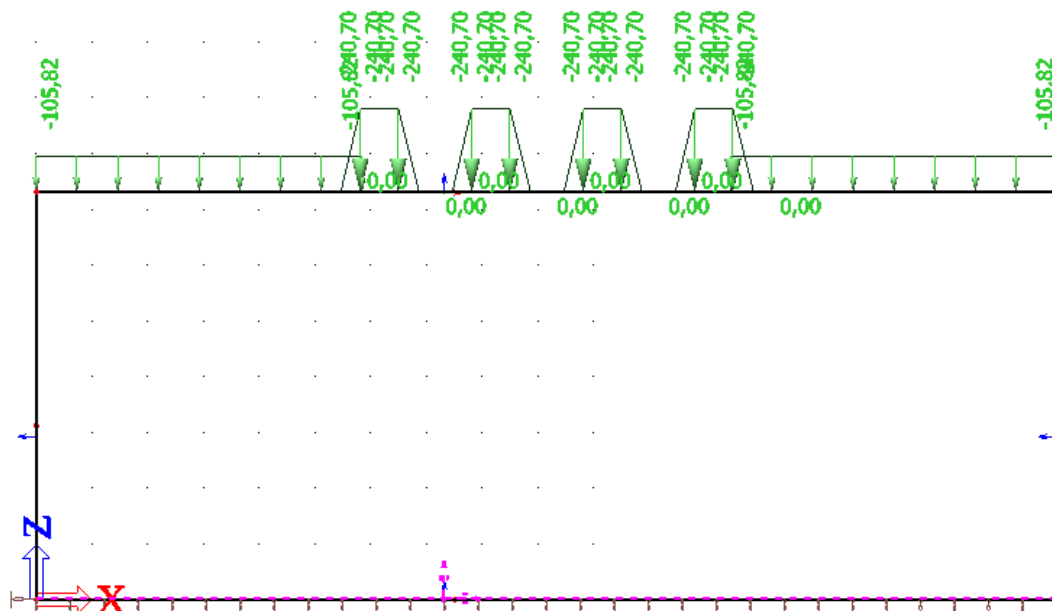
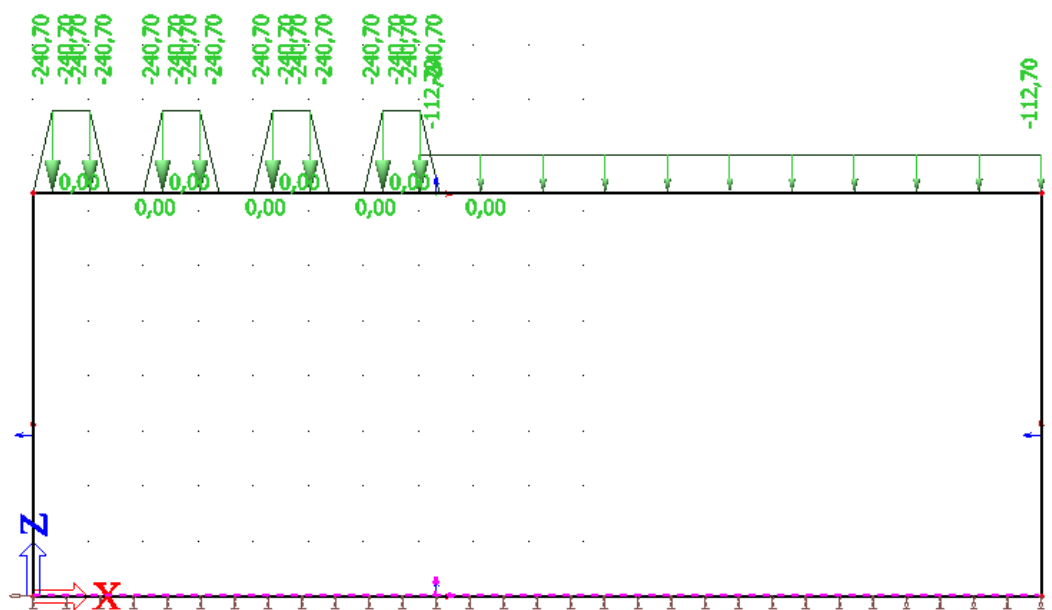


Figura 64 – Posição do trem-tipo (2)



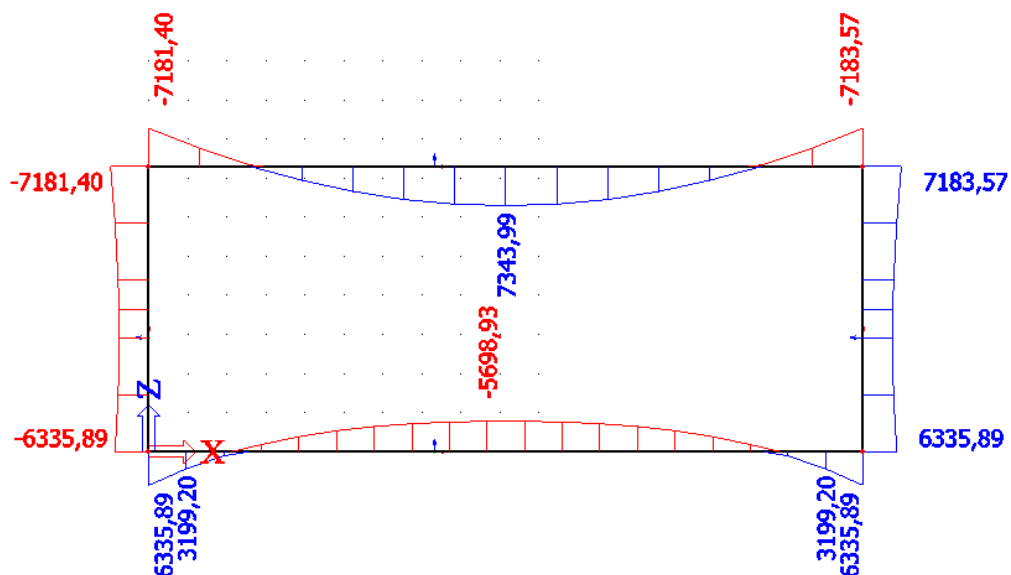
- Dimensionamento

O dimensionamento das armaduras será feito segunda a NBR 6118/2014.

Com as características descritas acima, tem-se os seguintes diagramas de momento e cortante:

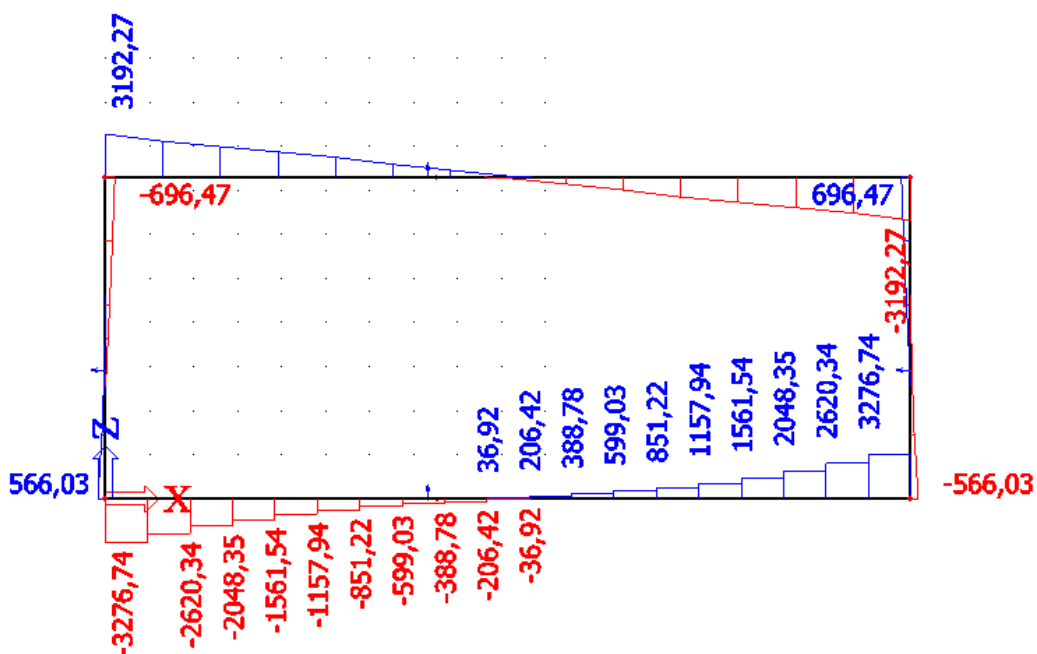
- Momentos últimos

Figura 65 - Momentos últimos [kN.m]



- Cortantes últimas:

Figura 66 - Cortantes últimas [kN]



a) Dimensionamento à flexão:

i. Laje superior:

No meio do vão, a laje está solicitada por $M_d = 7343,99 \text{ kN.m}$ e $N_d = 674,45 \text{ kN}$, sendo necessária, portanto, uma armadura de $103,55 \text{ cm}^2/\text{m}$. Adotou-se duas camadas de $\emptyset 32 \text{ c}/15 \text{ cm}$ ($107,2 \text{ cm}^2/\text{m}$).

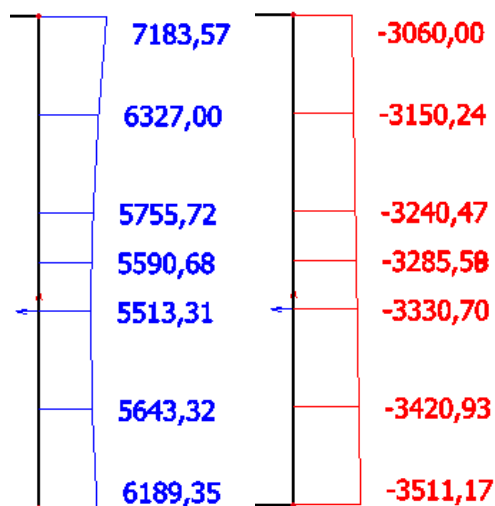
Acima da parede, há um momento negativo de $M_d = 7183,57 \text{ kN.m}$ e $N_d = 696,47 \text{ kN}$, para tanto, adotaram-se duas camadas de $\emptyset 32 \text{ c}/15 \text{ cm}$ ($107,2 \text{ cm}^2/\text{m}$). Este espaçamento está no limite da exequibilidade da armadura uma vez há a necessidade de espaço para que os armadores consigam amarrar as barras.

ii. Paredes:

As paredes estão submetidas à flexão normal composta.

Analisando-se as combinações e os respectivos esforços desenvolvidos, verificou-se que a combinação ELU2 com o trem-tipo no meio do vão exerce uma compressão de $3060,0 \text{ kN}$ e um momento de $7183,57 \text{ kN.m}$, sendo o caso mais crítico. Essas solicitações estão mostradas a seguir.

Figura 67 - Momento fletor [kN.m] e normal [kN], respectivamente, atuantes na parede



Com estes esforços, há a necessidade de $74,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura. Adotou-se 2 camadas de $\emptyset 32 \text{ c}/20$ ($80,4 \text{ cm}^2/\text{m}$)

iii. Laje inferior:

Na laje inferior, como pode-se verificar nas envoltórias de momento apresentadas anteriormente, apresenta 5698,93kN.m atuando no centro da placa e 6335,89kN.m atuando nas laterais, ambos com uma normal de $N = 566,03 \text{ kN}$.

Sendo assim, para a armadura superior no meio do vão há a necessidade de $75,74 \text{ cm}^2/\text{m}$, adotou-se 2 camadas de $\emptyset 32\text{c}/15 + \emptyset 25\text{c}/15$ ($86,3 \text{ cm}^2/\text{m}$).

A armadura inferior nas bordas da laje devem apresentar $85,67 \text{ cm}^2/\text{m}$, adotaram-se 2 camadas de $\emptyset 32\text{c}/15 + \emptyset 25\text{c}/15$ ($86,3 \text{ cm}^2/\text{m}$).

b) Dimensionamento ao cisalhamento:

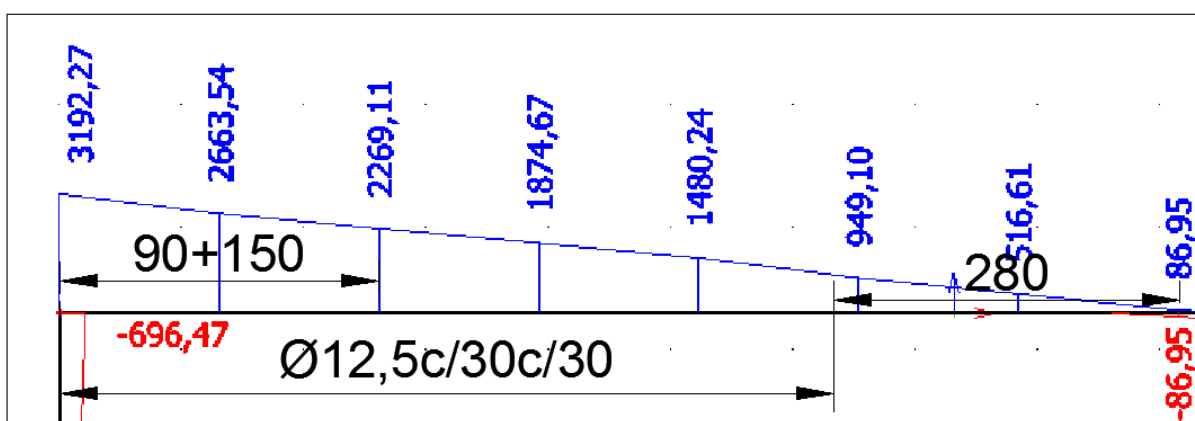
i. Laje superior:

Com uma área de $107,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ e mais de 50% da armadura chegando ao apoio, $V_{rd1} = 893,9 \text{ kN}$ sendo menor que $3192,27 \text{ kN}$, há, pois, a necessidade de armar a laje superior ao cisalhamento.

A verificação da biela de compressão fica atendida uma vez que tem-se $V_{rd2} = 8196,4 \text{ kN} > 3192,27 \text{ kN}$.

A uma distância de 150 cm ($0,9d$) da face interna da parede, tem-se um esforço de $2269,1 \text{ kN}$ sendo necessário uma armadura de $11,91 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Adotou-se $\emptyset 12,5\text{c}/30\text{c}/30$ ($13,7 \text{ cm}^2/\text{m}^2$).

Figura 68 - Distribuição de estribos na laje superior



ii. Paredes laterais:

A distribuição de armadura nesta face da galeria totaliza $80,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Face às informações da seção transversal, que mais de 50% das armaduras chegarão ao apoio e ainda que há uma compressão de $3060,0 \text{ kN}$, verifica-se que $V_{rd1} = 1835 \text{ kN}$, maior que a solicitação de $V_d = 566 \text{ kN}$, não sendo necessário, portanto, armar contra o cisalhamento.

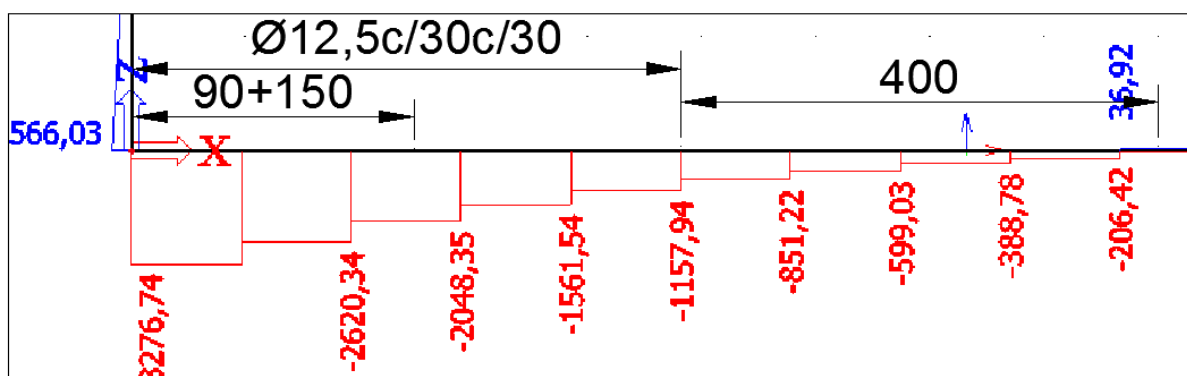
iii. Laje inferior:

A laje inferior está submetida a um esforço máximo de cisalhamento de 2048,35kN. Com uma área de armadura positiva de 86,3 cm²/m e com mais de 50% das barras chegando à borda da laje, tem-se $V_{rd1} = 863,6\text{kN}$, menor que o esforço solicitante, sendo necessário, portanto, armar contra o cisalhamento.

A biela de compressão fica verificada uma vez que $V_{rd2} = 8196,4\text{kN} > 3276,74\text{kN}$.

A uma distância de 150 cm (0,9d) da face interna da parede, tem-se uma sollicitação de 2048,35. Para tanto, há a necessidade de uma armadura de 11,61 cm²/m², adotou-se $\emptyset 12,5\text{c}/30\text{c}/30$ (13,7 cm²/m²).

Figura 69 – Distribuição de estribos na laje inferior



c) Armadura secundária:

Segundo a NBR6118/2014, para lajes armadas em uma direção, a armadura secundária deve ser:

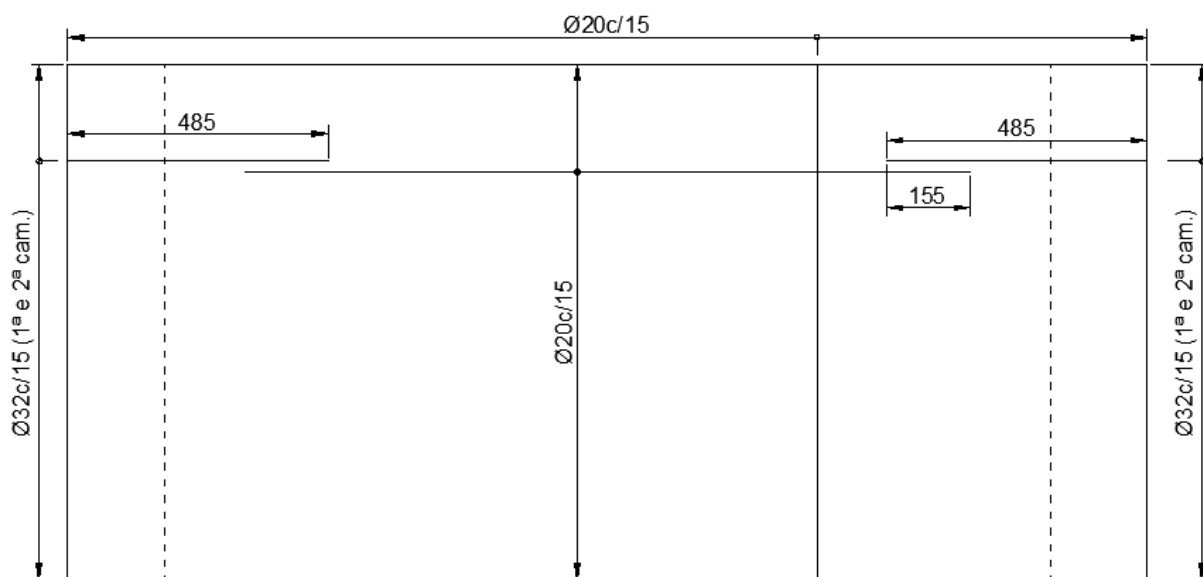
$$A_{s_{sec}} \geq \frac{20\% A_{s_{principal}}}{\rho_{\min}} \quad (4)$$

$0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

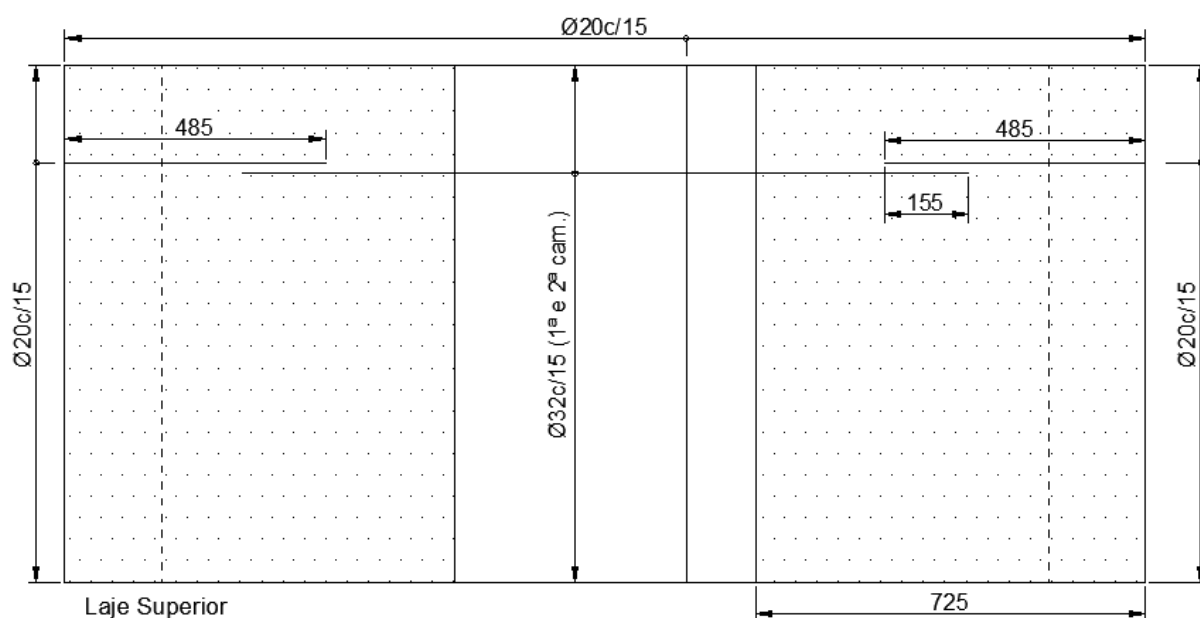
O detalhamento será mostrado nos croquis a seguir.

d) Croquis

Figura 70 - Armaduras superior e inferior da laje superior



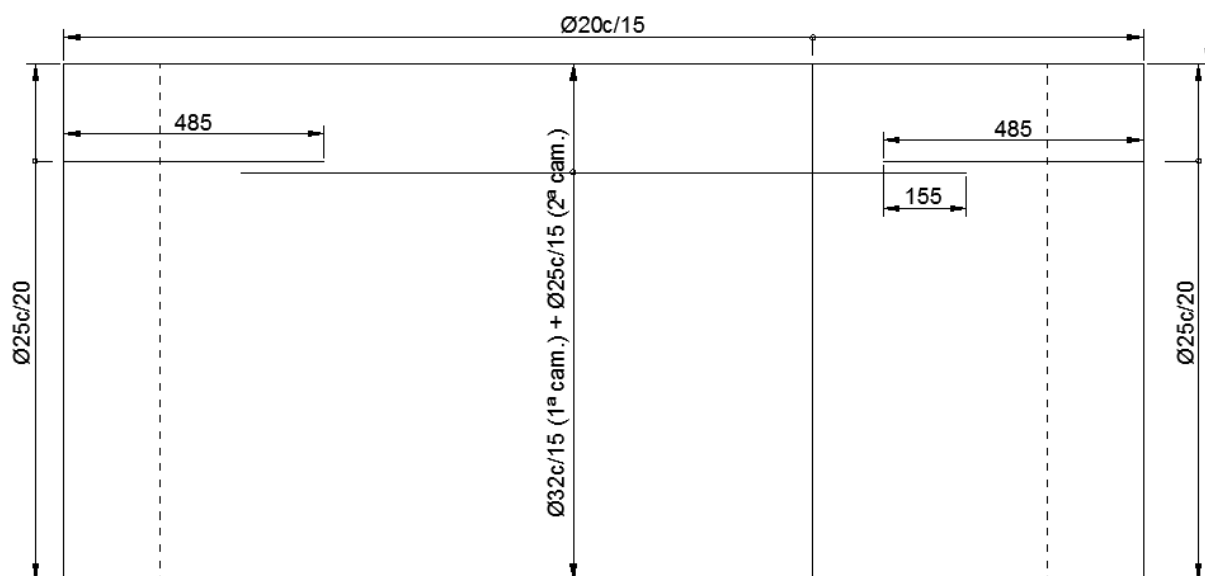
Laje Superior
Arm. superior



Laje Superior
Arm. inferior

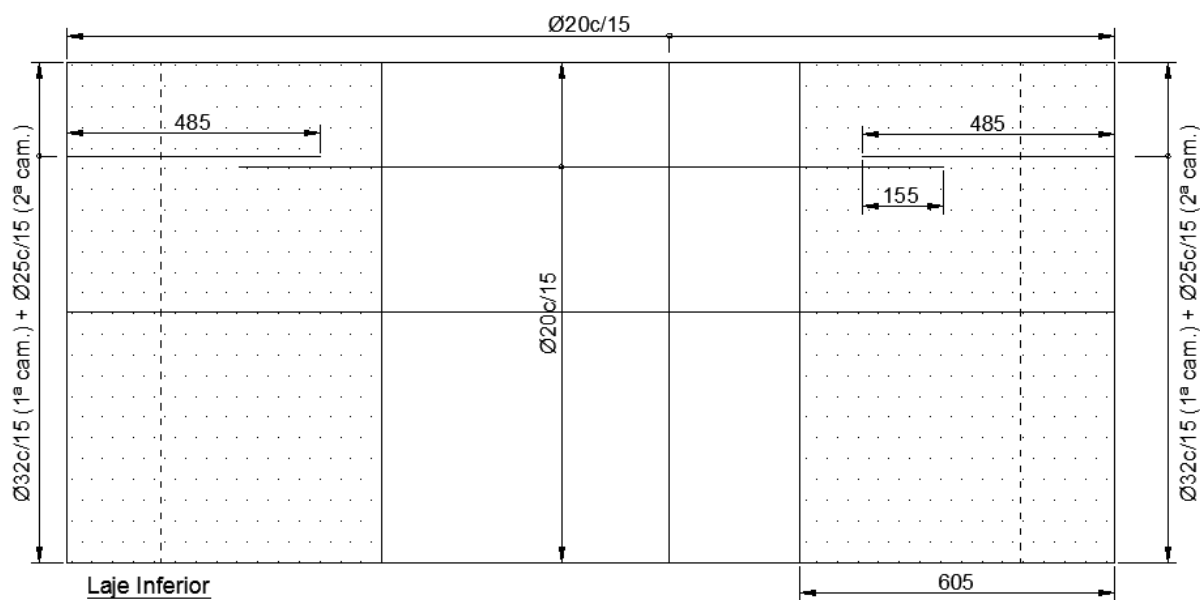
$\text{Ø}12,5\text{c}/30\text{c}/30$

Figura 71 - Armaduras superior e inferior da laje inferior



Laje Inferior

Arm. superior

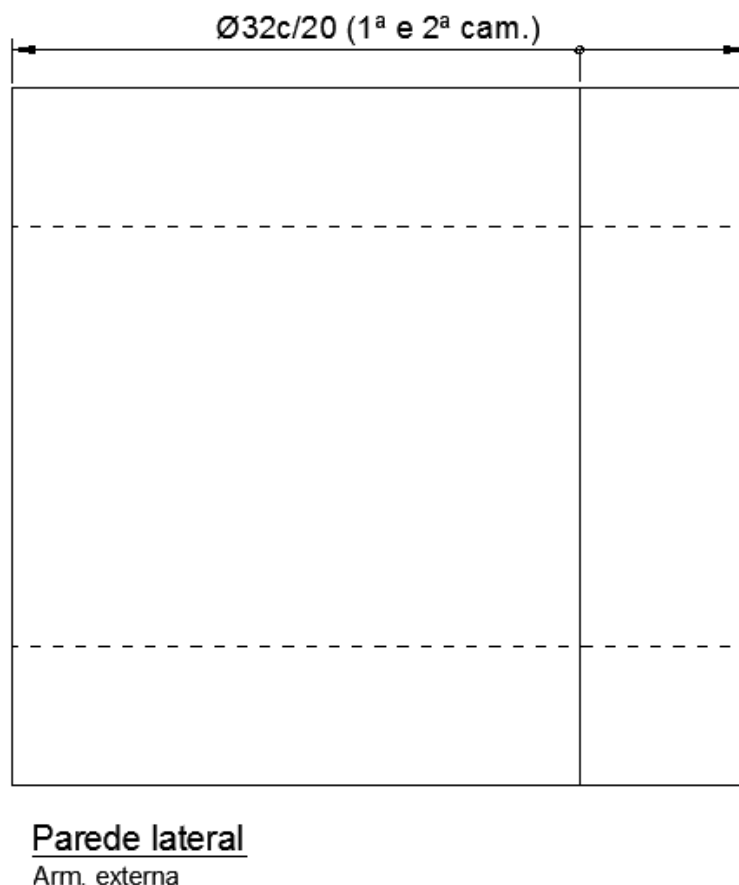


Laje Inferior

Arm. inferior

Ø12,5c/30c/30

Figura 72 - Armadura externa das paredes laterais



- Análise de serviço:

Nesta primeira etapa, uma rápida verificação sobre o recalque da estrutura será realizada a seguir, além da análise simplificada da deformação da estrutura.

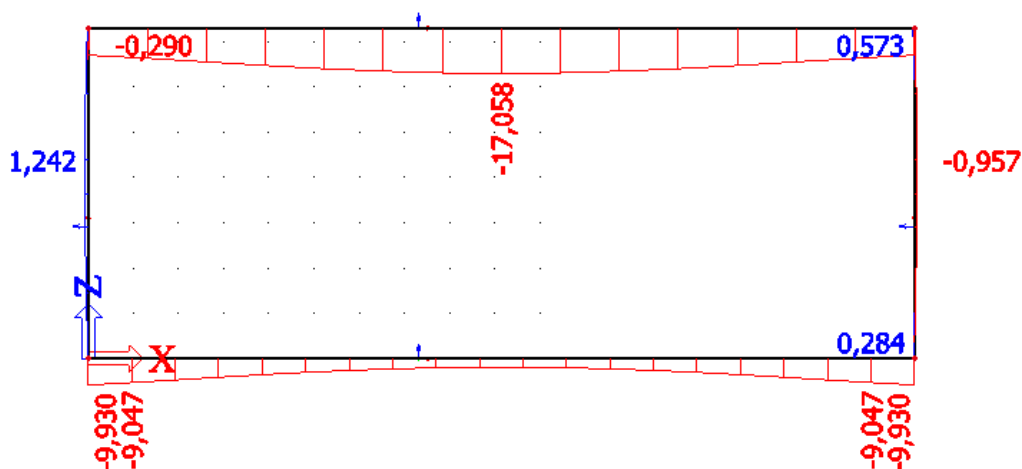
Para as análises de serviço, as cargas não foram majoradas e considerou-se, também, uma combinação em que há um alívio de 10% do peso próprio

Como o aterro apresenta 20 kN/m³ de peso específico, o volume ocupado pela galeria, a saber: $V = 20,1 \times 9,1 \times 9,60 = 1755,9 \text{ m}^3$, corresponde a um peso de solo de 35118 kN. Este peso será substituído por uma galeria de concreto com um volume total de $V_c = 9,6 \times 1,8 \times 2 \times (18,3 + 7,3) = 884,7 \text{ m}^3$, o que corresponde a um peso total de 22117 kN. Como se verifica, haverá um alívio do carregamento do solo abaixo do aterro o que condiciona recalques principalmente pela deformação da estrutura e pela amolgagem do solo quando da inserção da estrutura, sem mencionar a acomodação das contenções laterais no emboque e saída da galeria.

Com o coeficiente de reação vertical considerado para o solo sobre o qual a estrutura se apoiará, o modelo executado com auxílio do software mostra os deslocamentos globais e relativos dos elementos da estrutura.

A figura abaixo mostra os deslocamentos globais da estrutura considerando recalques da fundação, considerada elástica com um coeficiente de reação vertical de 48 MN/m^3 .

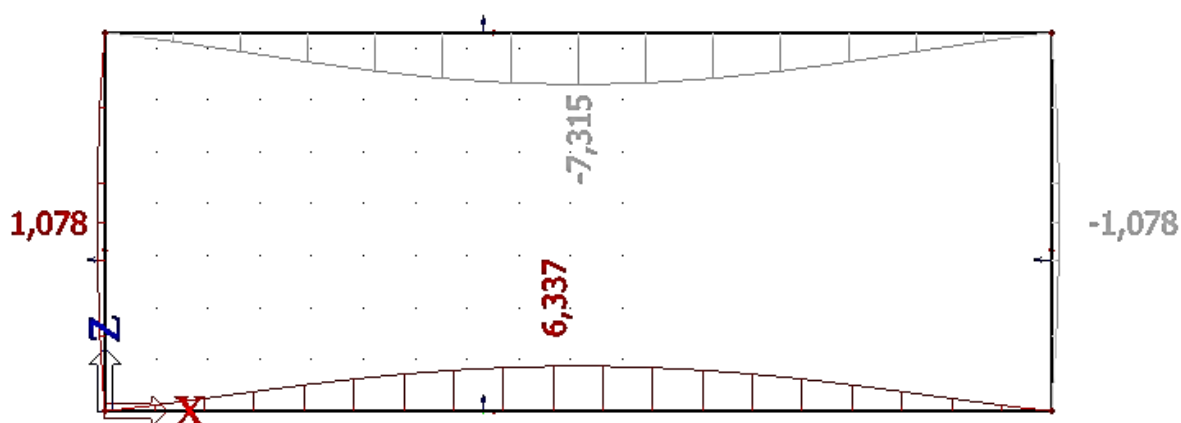
Figura 73 - Deslocamentos globais da estrutura [mm]



Verifica-se que o meio da estrutura sofre um recalque de 17 mm, que deverá ser somado aos recalques diferidos no tempo além da fluência da estrutura. Esta análise é passível de ser realizada na continuidade deste trabalho.

Por outro lado, devido à grande espessura da laje superior, mesmo com o carregamento do TB360, as deformações relativas dos elementos das estruturas são baixos, como mostrados na figura abaixo.

Figura 74 - Deformação relativa dos elementos da estrutura [mm]



Sendo este de apenas 7,3 mm, para a flecha imediata e que, novamente, deve ser somada aos efeitos diferidos no tempo decorrentes da fluência do concreto.

Esta flecha é feita de maneira simplificada pelo software, uma análise mais aprofundada considerando rigidez equivalente da seção com a armadura adotada faz parte do escopo da segunda parte desta pesquisa.

- Inserção da galeria:

Neste tópico será verificada, aproximadamente, a capacidade necessária dos atuadores hidráulicos que movimentarão a estrutura para a sua posição final.

Nas laterais e topo da galeria haverá, contra a movimentação desta, a atuação do solo argiloso que, conforme mencionado, apresenta uma coesão estimada de $c = 100$ kPa. Na base da galeria, o solo em questão é um silte argiloso com parâmetros estimados de coesão $c = 205$ kPa e ângulo de atrito $\phi = 0^\circ$. Com essa descrição, vem:

c) Resistência do teto:

O teto da galeria apresenta $A_t = 193$ m². Com uma coesão de 100 kPa, a resultante de esforço nessa superfície será de $R_t = 193 \times 100 = 19300$ kN. É importante salientar a importância do sistema anti-arraste presente no teto da galeria. Esse deve ser bem planejado e executado de modo que se evite o carreamento de solo e deslocamentos na via férrea.

d) Resistência das paredes laterais:

As paredes com uma área total de $A_p = 2 \times 88 = 176$ m². Com a mesma coesão considerada para o teto, a resistência exercida pelas paredes laterais é de $R_p = 176 \times 100 = 17600$ kN.

e) Resistência da base:

A base, assim como o teto da galeria apresenta uma área de $A_b = 193$ m². Aplicado sobre um solo com coesão de 100kPa, tem-se uma resultante contrária ao movimento da galeria de $R_b = 193 \times 100 = 19300$ kN.

f) Força dos atuadores hidráulicos:

Aos macacos hidráulicos deverão fornecer uma carga suficiente para vencer a resistência contra a movimentação da galeria exercida pelo solo, sendo esta de : $R = R_t + R_p + R_b = 56200$ kN (5620 tf).

O conjunto hidráulico deve fornecer uma força maior que 5620 tf com uma margem de segurança expressa por um coeficiente de majoração. Como esta etapa do trabalho busca identificar possíveis alternativas para a construção da passagem inferior, o coeficiente de majoração adotado foi $\gamma = 1,4$. Com isso, um jogo de 15 macacos hidráulicos com capacidade de 530 tf seria suficiente para movimentação da estrutura.

Cabe ressaltar que o coeficiente de majoração dos esforços pode ser discutido para etapas posteriores do trabalho, assim como um refinamento nos parâmetros do solo adotado.

- Quantitativo:

Para a comparação das alternativas, fez-se o levantamento do volume de escavação e concreto necessários em cada método além da quantidade de armadura média necessária para confecção das estruturas. Para as galerias, tem-se:

a) Volume de escavação:

Serão duas galerias, o volume é dado pela soma do volume das galerias mais a soma dos volumes dos emboques e saídas.

$$V_e = 2 \times (20,1 \times 9,1 \times 9,6) + 2 \times \left(2 \times 20,1 \times \frac{9,1 \times 13,65}{2} \right) = 8505 \text{ m}^3 \quad (5)$$

b) Volume de concreto:

Considerando as galerias com 10,0 metros de comprimento, o volume de concreto é dado por:

$$V_c = 2 \times (2 \times 18,3 \times 1,8 + 2 \times 7,3 \times 1,8) \times 10,0 = 1843 \text{ m}^3 \quad (6)$$

c) Taxa de armadura

Considerando a laje superior onde há estribos com espaçamento de 30 por 30 cm, duas camadas inferiores de Ø32c/15cm e duas camadas superiores de Ø32c/15cm além de uma armadura secundária nas faces inferior e superior caracterizada por Ø20c/15 cm, tem-se uma taxa de aço de 112,6 kg/m³. Este é um valor médio calculado em uma seção com presença de estribos, posteriormente, na continuidade deste trabalho, pode ser verificado a taxa mais refinada de armadura a ser utilizada.

Com o volume de concreto e a taxa de armadura estimada, tem-se que a massa total de aço utilizada será cerca de 207,5 toneladas.

Como se verifica, a galeria apresenta uma grande taxa de armadura. Allenby e Ropkins, 2007, levanta a taxa de armadura utilizada em uma obra realizada com esse método na Inglaterra, na qual a taxa de armadura ficou em torno de 220 kg/m³.

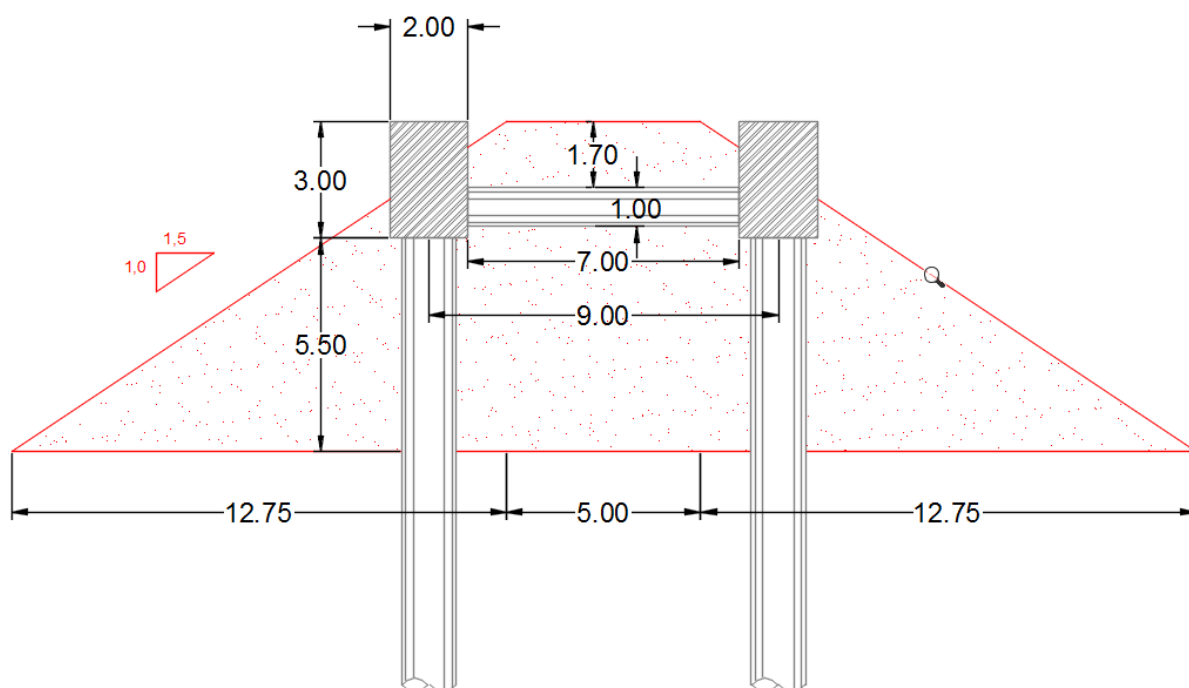
7.3 Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico

7.3.1 Geometria adotada

A geometria adotada visa satisfazer as restrições geométricas do empreendimento, assim como tornar a estrutura mais eficiente.

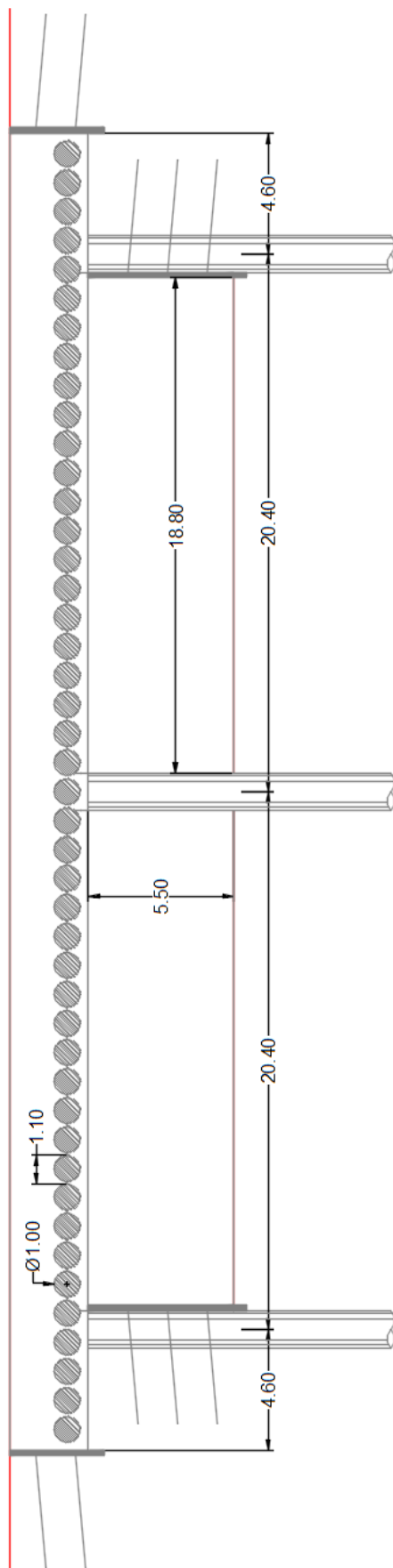
A seção transversal da estrutura está ilustrada na Figura 75 a seguir.

Figura 75 - Seção transversal da estrutura



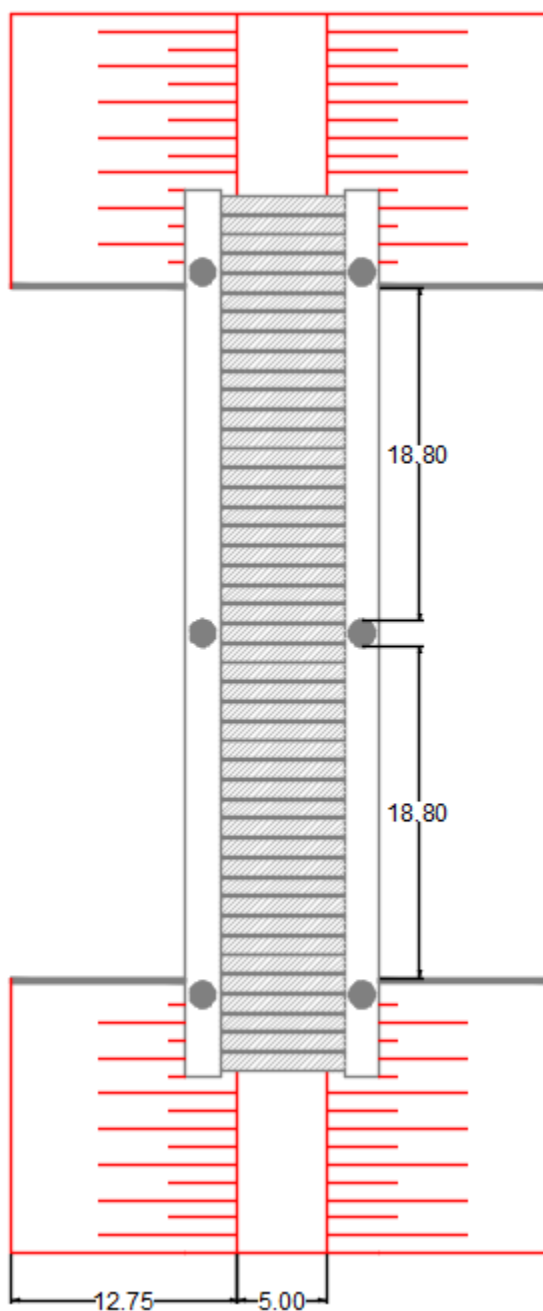
A seção longitudinal da estrutura está ilustrada na Figura 76 a seguir.

Figura 76 - Seção longitudinal da estrutura



A vista em planta da estrutura em estado final está representada na Figura 77 a seguir.

Figura 77 - Vista em planta



7.3.2 Dimensionamento

A estrutura será dimensionada para resistir às cargas permanentes e às cargas geradas pelo trem-tipo TB360.

7.3.2.1 Vigas Tubo

As vigas tubo serão dimensionadas para o carregamento mais desfavorável considerando o espraçamento das cargas do trem-tipo e desprezando a capacidade da camisa metálica de resistir aos esforços.

- Geometria:

As características geométricas das vigas tubo podem ser obtidas a partir da Figura 75 e da Figura 76, o que nos leva aos seguintes dados:

- Comprimento teórico do vão: $L_{vão} = 9,0$ m (medida entre os eixos das vigas longitudinais).

- Cobertura de solo sobre as vigas tubo: $h_{solo} \cong 1,70$ m.

- Distância eixo – topo do aterro: $h_{eixo} \cong 2,20$ m.

- Largura de influência das vigas-tubo: $e = 1,10$ m.

- Espessura da camisa metálica: $e_{camisa} = 1,0$ cm (adotado).

- Carregamentos permanentes:

A Figura 78, detalha a geometria longitudinal para que se possa determinar as cargas permanentes. Assim temos

- Peso próprio da camisa metálica:

$$\gamma_{aço} = 80 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{camisa} = \frac{\pi}{4} \times (1,00^2 - 0,98^2) \times 80 = 2,49 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio do concreto armado na viga tubo:

$$\gamma_c = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_{c_VT} = \frac{\pi}{4} \times 0,98^2 \times 25 = 18,86 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio do solo:

$$\gamma_s = \frac{20 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_{solo} = \left(1,10 \times 2,20 - \frac{\frac{\pi}{4} \times 1,00^2}{2} \right) \times 20 = 40,55 \text{ kN/m}$$

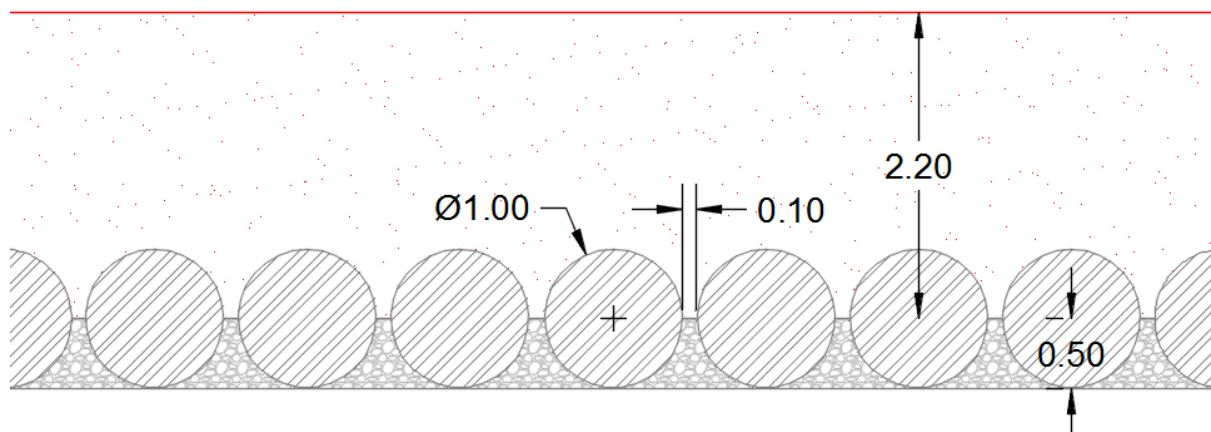
- Peso próprio do acabamento (em concreto):

$$g_{acab} = \left(1,10 \times 0,50 - \frac{\frac{\pi}{4} \times 1,00^2}{2} \right) \times 25 = 3,93 \text{ kN/m}$$

A carga permanente total é de:

$$g_{total} = g_{camisa} + g_{c_{VT}} + g_{solo} + g_{acab} = 2,49 + 18,86 + 40,55 + 3,93 \\ = 65,83 \text{ kN/m}$$

Figura 78 - Detalhe da seção longitudinal



- Carregamento variável:

O carregamento variável é causado pelo trem-tipo TB360. O carregamento do trem-tipo deverá ser majorado pelo coeficiente de impacto referente à obras ferroviárias (NBR-7187/2013):

$$\phi = 0,001 \times (1600 - 60\sqrt{l} + 2,25l) \geq 1,2 \quad (18)$$

Onde $l = 20,40$ m, então:

$$\therefore \phi = 0,001 \times (1600 - 60\sqrt{20,40} + 2,25 \times 20,40) = 1,375 \geq 1,2$$

Contudo, as cargas atuantes no topo do talude sofrem um espraio de 30° (HACHICHI et al., 2009). O resultado dos espraio longitudinal e transversal estão expostos na Figura 79 e na Figura 80, respectivamente.

Figura 79 - Espraiamento longitudinal

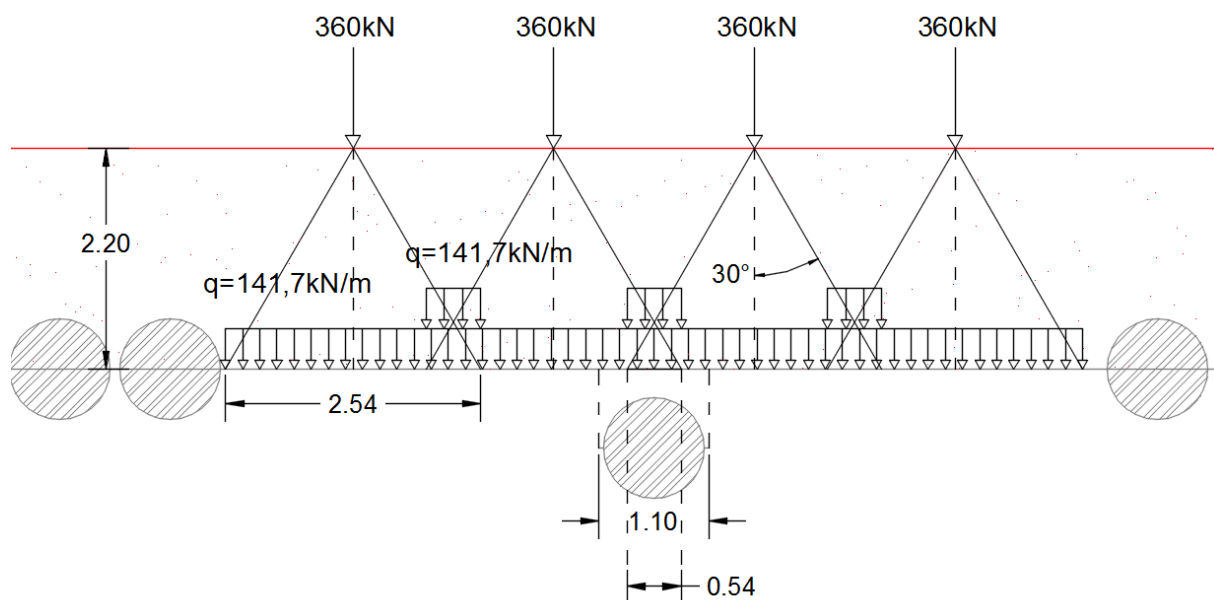
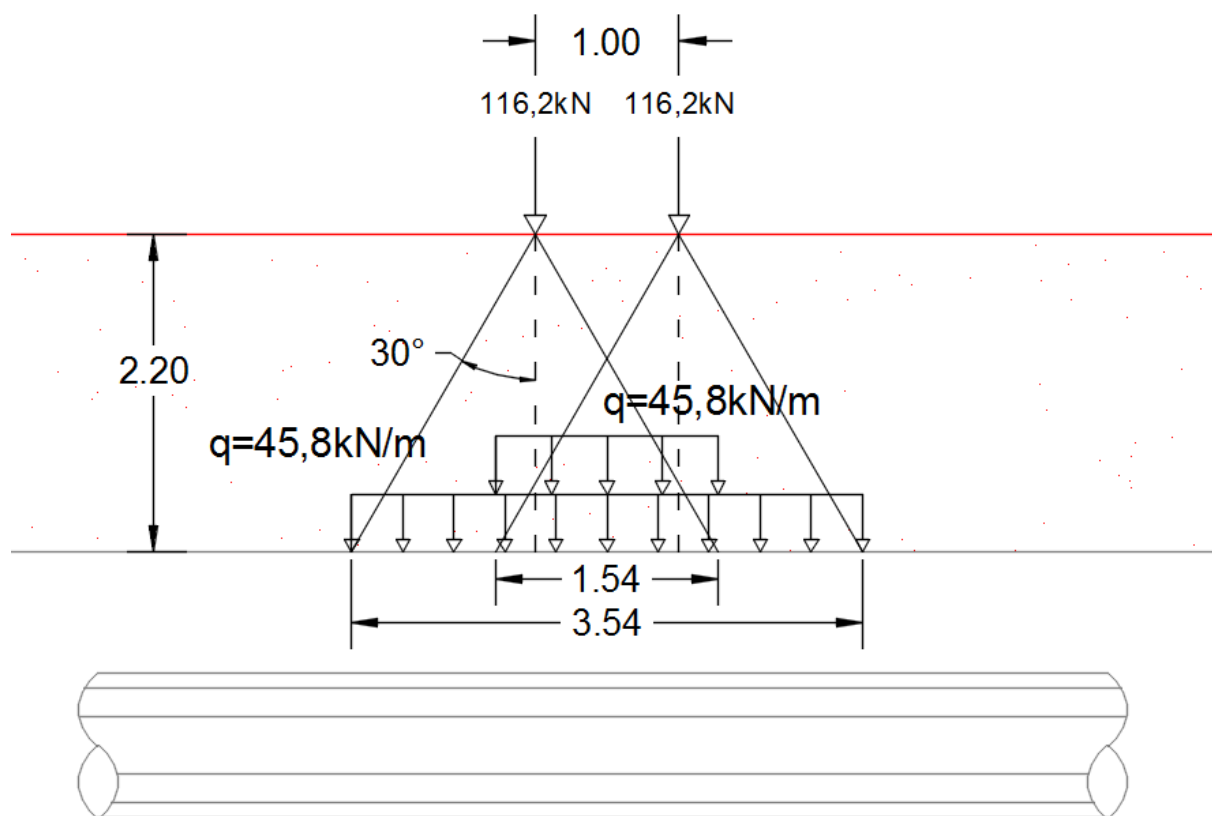


Figura 80 - Espraiamento transversal



Adotou-se a viga tubo no eixo de geometria das cargas concentradas do trem-tipo como carregamento crítico. Para determinar o carregamento concentrado nos trilhos, multiplicou-se o carregamento espraído longitudinalmente pela largura de

influência da viga tubo, levando em consideração a superposição existente, e depois dividiu-se a mesma por dois.

- Modelos:

Utilizou-se o *software* Ftool para modelar a viga tubo com o carregamento permanente e para modelar a soma dos carregamentos permanentes e variável. A Figura 81 e a Figura 82 ilustram os dois casos de carregamentos. Salienta-se que no carregamento total as cargas variáveis já estão majoradas pelo coeficiente de impacto.

Figura 81 - Carregamento permanente

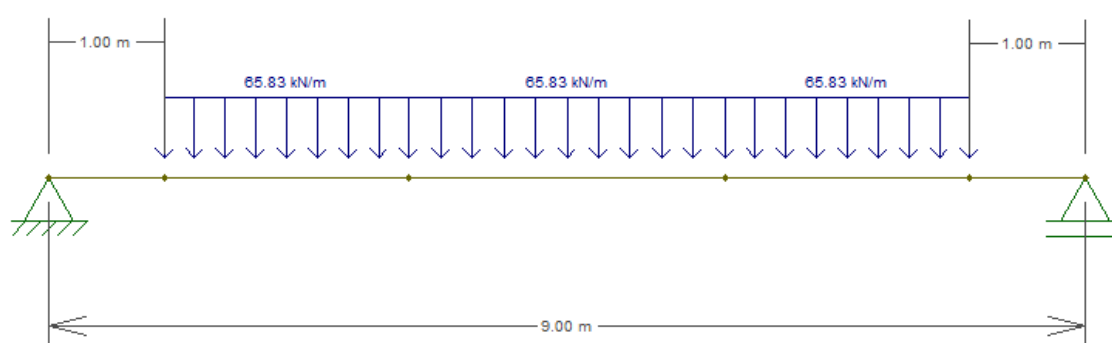
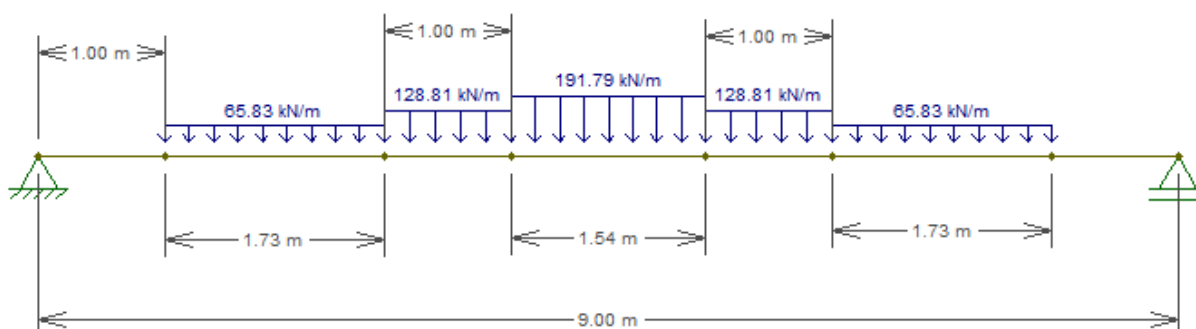


Figura 82 - Carregamento total



- Resultados dos modelos:

As figuras a seguir mostram os resultados do modelo.

Figura 83 - Carregamento permanente - Cortante

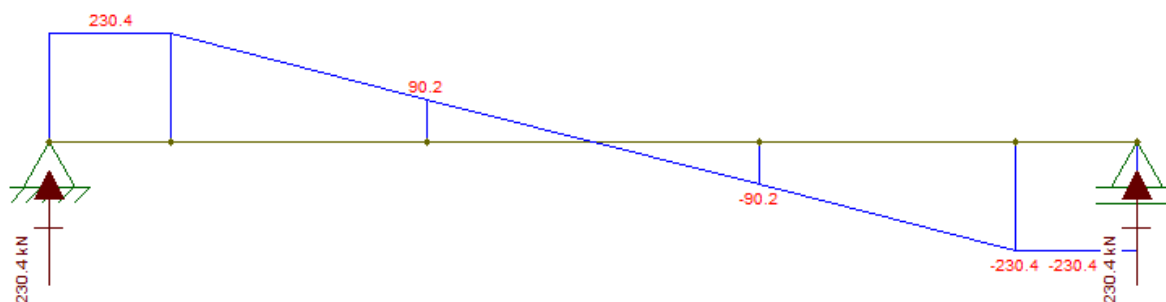


Figura 84 - Carregamento permanente - Momento

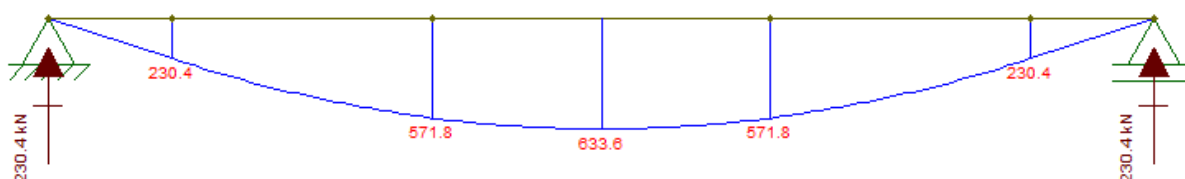


Figura 85 - Carregamento total - Cortante

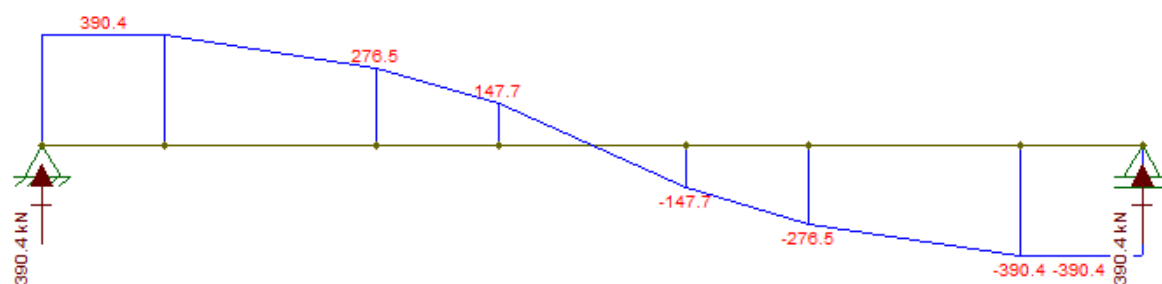
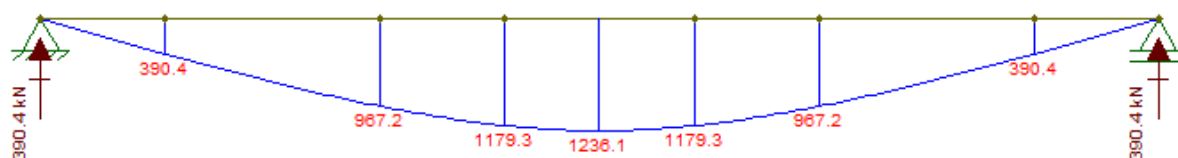


Figura 86 - Carregamento total - Momento



O momento máximo obtido foi de 1236,1 kNm e a cortante máxima foi de 390,4 kN

- Dimensionamento:

A seguir será exposto a metodologia de cálculo e os resultados obtidos para o ELU das viga tubo.

- Armadura resistente à flexão:

Devido à geometria circular da seção transversal da viga, foi necessário adaptar as equações de equilíbrio usualmente empregadas no dimensionamento de vigas de seção retangular de concreto armado, pois na seção circular a área comprimida de concreto e seu centro geométrico não variam linearmente com a variação da linha neutra. Além disso, devido ao posicionamento radial da armadura, o posicionamento da armadura e seu diâmetro alteram o centro geométrico da sua resultante.

Para determinar a área de aço necessária, foi desenvolvido no software Excel uma planilha na qual insere-se:

- Geometria da seção
- Cobrimento
- Diâmetro dos estribos
- f_{ck} do concreto
- f_{yk} do aço
- Momento máximo
- Geometria de das armaduras (chute inicial)

A planilha utiliza um método iterativo na qual um programa altera as armaduras e recalcula área de aço necessária, para tanto, utilizou-se das equações da área comprimida de concreto e do centro geométrico da área comprimida de concreto obtidos em Santos (1977).

- Armadura resistente à cortante:

Para a determinação das armaduras resistentes à cortante, baseou-se no método proposto por Teixeira (2012), no qual utiliza-se $b_w = D$ e $d = 0,72D$ como parâmetros para o cálculo de estribos segundo a NBR6118/2014.

- Armadura de pele:

A armadura de pele foi determinada segundo a NBR6118/2014.

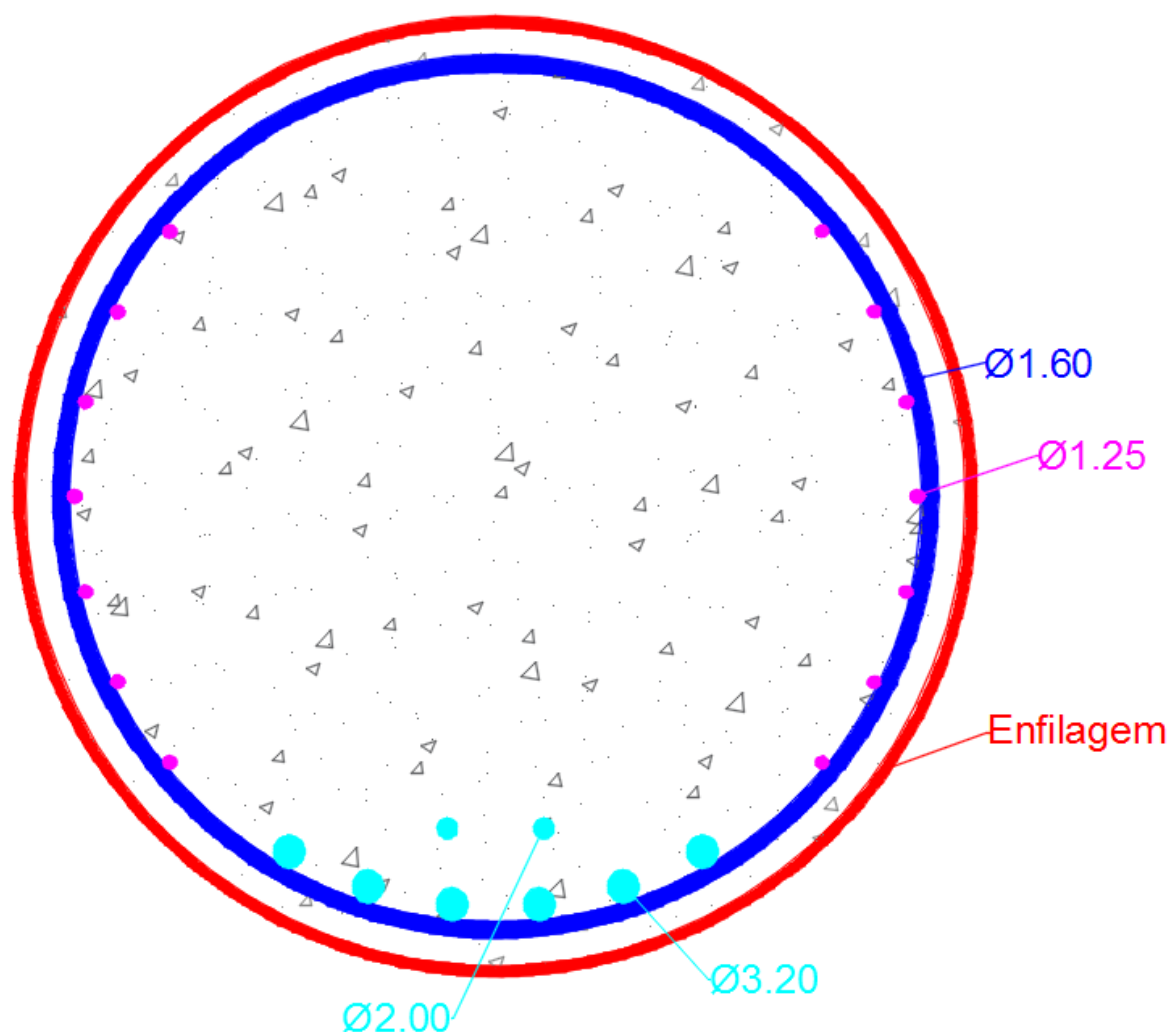
Após a execução dos cálculos acima obteve-se:

Tabela 4 - Armaduras - Viga tubo

Viga tubo					
Flexão		Cortante		Pele	
$A_{s_{nec.}}$ (cm ²)	52.08	$A_{sw_{nec.}}$ (cm ² /m)	12.74	$A_{s_{nec.}}$ (cm ² /face)	7.54
$A_{s_{adot.}}$ (cm ²)	54.30	$A_{sw_{adot.}}$ (cm ² /m)	14	$A_{s_{adot.}}$ (cm ² /face)	8.75
Camada 1	6 ϕ 32	$\phi 16$ c/ 14		7 ϕ 12.5 / face	
Camada 2	2 ϕ 20				

A Figura 87 mostra a disposição das armaduras calculadas.

Figura 87 - Armadura viga tubo – dimensões em cm

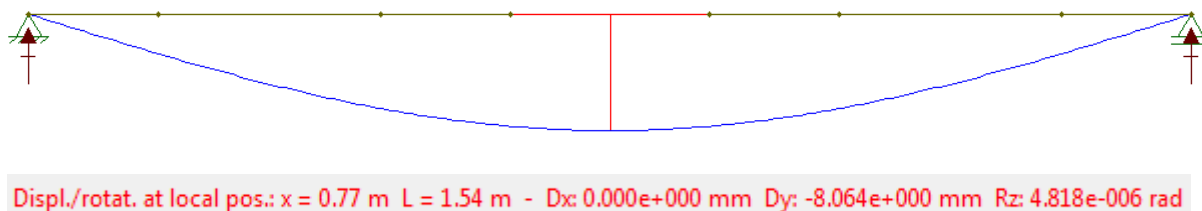


Nessa etapa de análise inicial, optou-se por não adentrar nos cálculos de ELS para as vigas tubo devido à sua complexidade. Posteriormente, se optar-se pela solução das enfilagens de grande diâmetro como melhor alternativa para o problema proposto, o cálculo será devidamente aprofundado.

- Flecha:

A flecha máxima da viga tubo foi obtida, de maneira simplificada, através do software Ftool. O resultado foi de 8,06mm, apresentado na Figura 88.

Figura 88 - Flecha viga tubo



7.3.2.2 Vigas Portal

As vigas portal serão dimensionadas levando-se em consideração o espraimento das cargas até o eixo das vigas tubo.

- Geometria:

As características geométricas das vigas portal podem ser obtidas a partir da Figura 75 e da Figura 76, o que leva aos seguintes dados:

- Comprimento teórico do vão: $L_{vão1} = 20,40$ m (para o vão maior) e $L_{vão2} = 4,60$ m (para o vão menor)

- Altura da viga portal: $h = 3,00$ m.

- Largura da viga portal: $b = 2,00$ m.

- Carregamentos permanentes:

- Peso próprio da viga portal:

$$g_{viga\ portal} = 3,00 \times 2,00 \times 25 = 150\ kN/m$$

- Reação das vigas tubo carregadas apenas com as cargas permanentes (Figura 83):

$$g_{VT} = \frac{230,4}{1,1} = 209,45\ kN/m$$

A carga permanente total é de:

$$g_{total} = g_{viga\ portal} + g_{VT} = 150 + 209,45 = 359,45\ kN/m$$

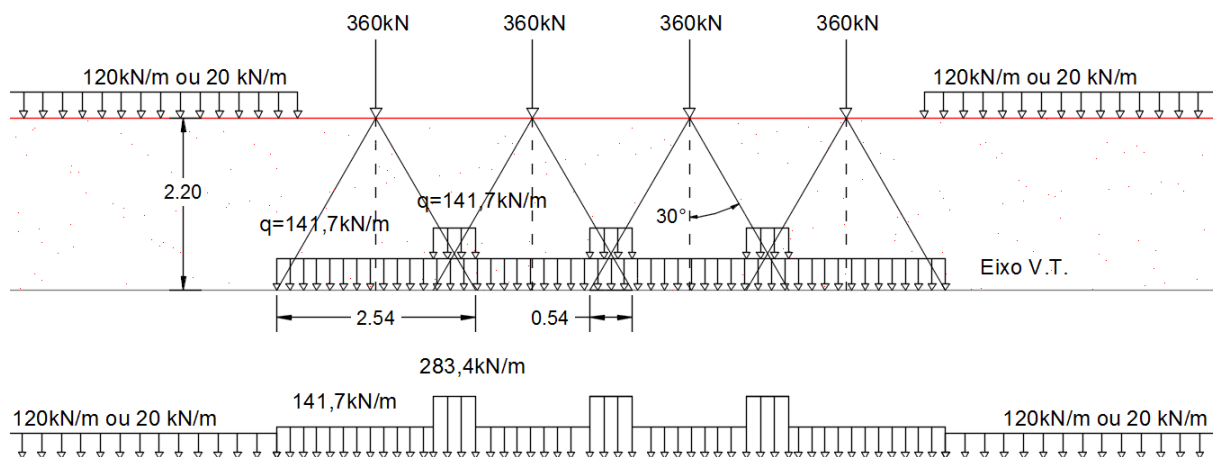
- Carregamento variável:

O carregamento variável é causado pelo trem-tipo TB360. O carregamento do trem-tipo deverá ser majorado pelo coeficiente de impacto referente à obras ferroviárias (NBR-7187/2013), já calculado para as vigas tubo. Portanto, adota-se $\phi = 1,375$.

Utilizou-se o mesmo espraimento das cargas longitudinais realizado para as vigas tubo, contudo, completou-se o trem tipo com as cargas dos vagões cheios ou vazios. O trem tipo na altura do eixo das vigas tubo está exposto na Figura 89.

Carregamentos horizontais e transversais serão desprezados para efeito de simplificação na etapa inicial do trabalho.

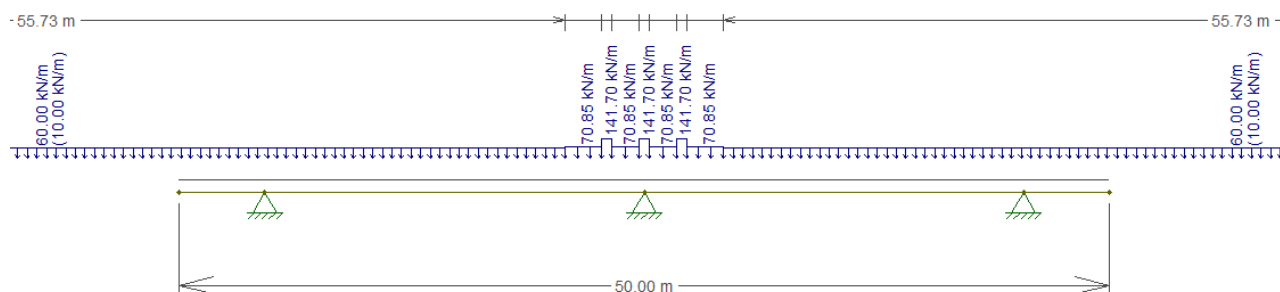
Figura 89 - Trem tipo no eixo das vigas tubo



- Modelo:

Utilizou-se o software Ftool para modelar a viga portal. A viga foi modelada com o carregamento permanente e o trem-tipo espreado com as cargas divididas por dois, já que cada viga portal suporta metade do trem tipo. Utilizou-se da ferramenta de trem-tipo do Ftool, onde entrou-se com os dados do trem-tipo espreado acima. O coeficiente de impacto foi inserido nas configurações do software. O modelo estrutural pode ser visualizado na Figura 90.

Figura 90- Modelo estrutural da viga portal



- Resultados do modelo:

As envoltórias obtidas estão expostas a seguir na Figura 91 e a Figura 92.

Figura 91 - Envoltória de diagrama de cortantes (em kN)

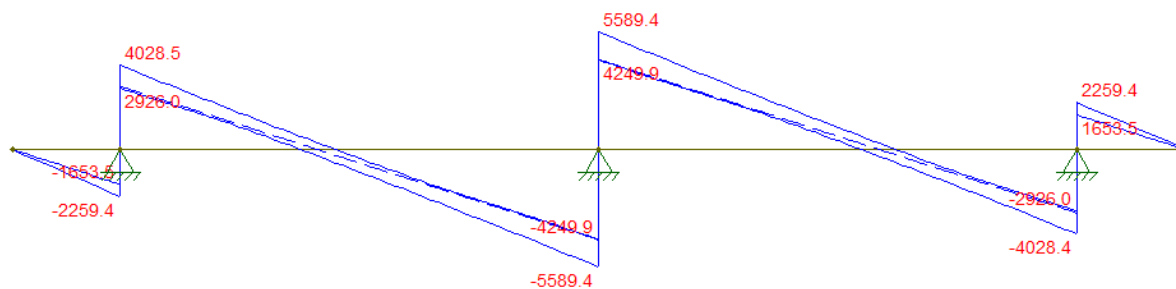
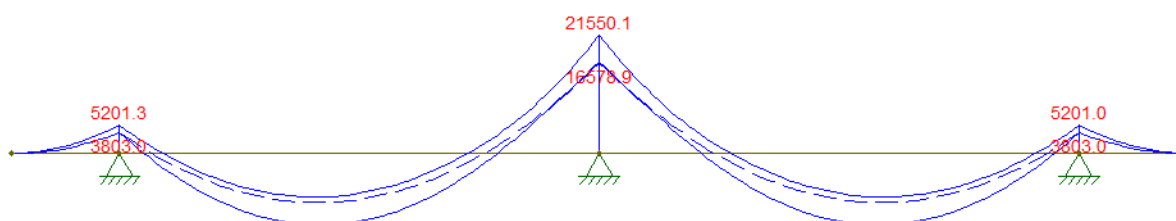


Figura 92 - Envoltória de diagrama de momentos (em kNm)



- Dimensionamento:

De acordo com a NBR6118/2014, o dimensionamento do ELU deve ser feito considerando a peça em Estádio III.

- Dimensionamento à flexão:

As armaduras resistentes à flexão calculadas estão expostas na Tabela 5.

Tabela 5 - Dimensionamento à flexão

Seção	M_{sk} (kNm)	d (m)	b_w (m)	x (m)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Armação adotada
Apoio Lateral	5200	2.90	2.00	0.073	57.33	120.60	26 ϕ 25
Apoio Central	21550	2.80	2.00	0.314	245.69	120.60	33 ϕ 32
Vão de 20,40 m	13078	2.80	2.00	0.187	146.47	120.60	20 ϕ 32

- Dimensionamento à cortante:

De acordo com a NBR6118/2014, para o ELU, a resistência de uma peça à força cortante é satisfatória quando as seguintes condições estão satisfeitas:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{sd} < V_c + V_{sw}$$

Onde:

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo.

V_{Rd2} é a força resistente de cálculo das diagonais comprimidas do concreto.

V_c é a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares

V_{sw} é a parcela absorvida pela armadura transversal (estribos)

Portanto:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd2} &= 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d \\
 &= 0,27 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) \times \left(\frac{35000}{1,4}\right) \times 2 \times 2,8 = 32508 \text{ kN} \\
 V_c &= 0,6 \times \left(0,21 \times \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \times b_w \times d = 0,6 \times \left(0,21 \times 35^{\frac{2}{3}} \times \frac{1000}{1,4}\right) \times 2 \times 2,8 \\
 &= 5292,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A NBR6118/2014 ainda prevê armadura transversal mínima, dada pela seguinte equação:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{sw,min} \times b_w$$

Para $f_{ck} = 35\text{Mpa}$, $\rho_{sw,min}=0,13$, portanto:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,13 \times 200 = 26 \text{ cm}^2$$

A cortante característica resistida pela armadura mínima é:

$$\begin{aligned}
 V_k &= \frac{V_d}{1,4} = \left(V_c + \frac{A_{sw,min}}{s} \times 0,9 \times d \times f_{ywd}\right) \times \frac{1}{1,4} \\
 &= \frac{5292,7 + 26 \times 0,9 \times 2,8 \times 43,5}{1,4} = 5816,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Obteve-se pela Figura 91 - Envoltória de diagrama de cortantes (em kN) a cortante máxima característica de $V_{sk,max} = 5602,2 \text{ kN}$, valor inferior ao valor resistido pela armadura mínima. Portanto, adotaremos armadura mínima para toda a viga portal. A Tabela 6 a seguir resume o resultado do dimensionamento à cortante.

Tabela 6 - Dimensionamento à cortante

Vsk,max (kN)	Asw,min (cm ²)	Vasw,min (kN)	Armação adotada
5602,2	26,0	5816,3	φ 10 c/ 20 e 8 ramos (Asw,min)

- Armadura de pele:

Seguindo a NBR6118/2014 a armadura mínima de pele por face da viga dever de 0,10% vezes a área da alma da viga.

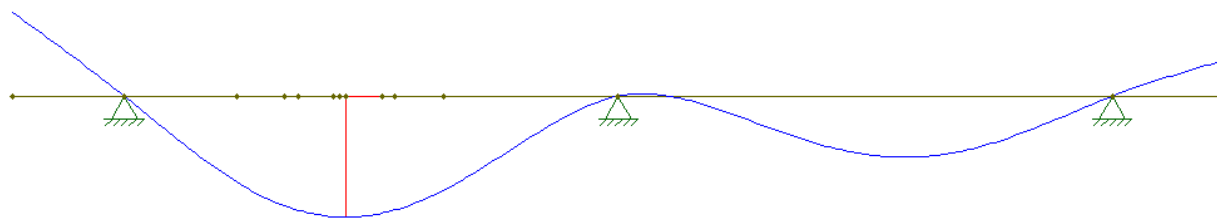
$$A_{s,pele} = 0,1\% \times b_w \times h = 0,001 \times 200 \times 300 = \frac{60\text{cm}^2}{\text{face da viga}}$$

Adotou-se 30 φ 16 mm por face.

• Flecha:

A flecha máxima da viga portal foi obtida, de maneira simplificada, através do softwareFtool, posicionando o trem-tipo do modo a causar o maior momento no vão de 20,4 m. A Figura 93 mostra o resultado desse modelo.

Figura 93 - Flecha viga portal



Displ./rotat. at local pos.: x = 0.00 m L = 1.46 m - Dx: 0.000e+000 mm Dy: -3.908e+000 mm Rz: 4.123e-006 rad

A flecha aproxima, portanto, é de 3,9 mm.

7.3.2.3 Fundação:

• Carregamentos:

A partir da modelo utilizado para as envoltórias das vigas portais, obteve-se que o carregamento máximo no estação central é de $N_k = 10953,5$ kN. A força normal solicitante é de:

$$N_{sd} = \gamma_f \times N_k = 1,4 \times 10953,5 = 15335 \text{ kN}$$

Dados as sondagens na Figura 3, pode-se observar que na sondagem SP-01 que seria a mais próxima aos pilares centrais em apenas 6,5 m atingi-se uma camada de solo impenetrável. A partir da experiência de engenheiros que atuam na região do

empreendimento sabe-se que a camada impenetrável é composta de uma camada de rocha de poucos metros de espessura e que possui tensão admissível na faixa entre 5 kgf/cm² e 8 kgf/cm² (informação verbal)².

Como ainda não foram executadas sondagens rotativas para determinar as características do material sob a camada impenetrável, estudou-se as opções de fundação que a partir dos dados obtidos, resistiriam a carga solicitante.

Devido à pequena profundidade da sondagem e a carga elevada, somente uma fundação em tubulão seria viável, já que as estacas possuiriam pequeno comprimento.

- Estudo tubulão:

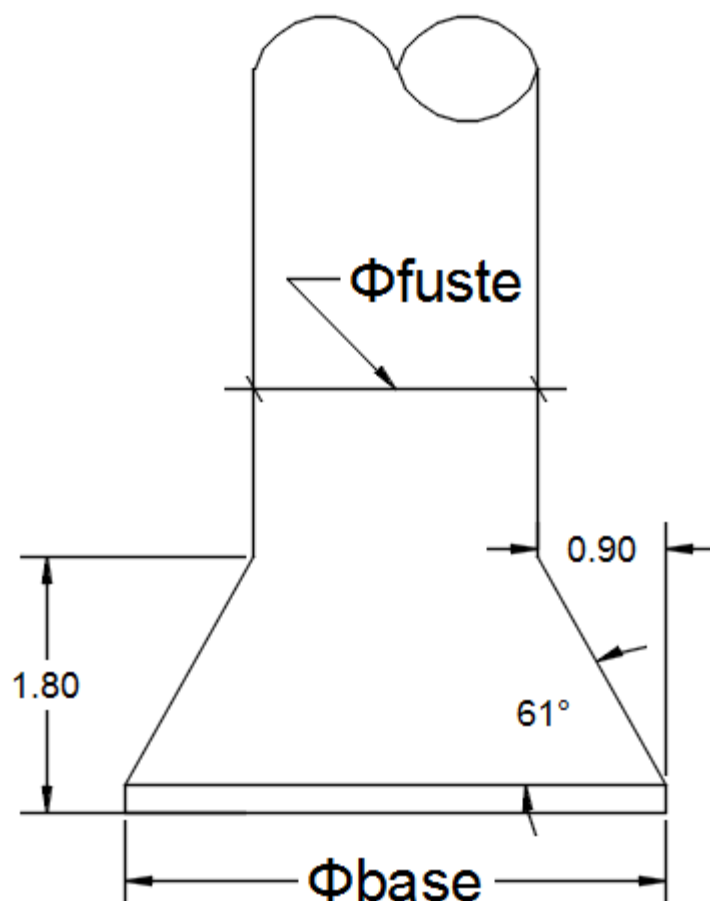
A largura b_w da viga portal é de 2 m, portanto, limitou-se o diâmetro máximo do fuste do tubulão em 2 m. De acordo com a BR6122/1996 o fator de segurança para tubulão é 2, portanto:

$$FS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Sd}} = 2 \therefore Q_{Rd} = 2 \times Q_{Sd} = 2 \times 15335 \text{ kN} = 30670 \text{ kN}$$

Inicialmente, adotou-se o caso mais favorável onde o diâmetro do fuste é de 2 m e a tensão admissível do solo é de 8 kgf/cm² (fator de segurança incluso). Adotou-se também altura de base usual máxima de 1,8 m e disparo de 0,9 m. A Figura 94 ilustra a geometria adotada.

² Informação concedida pelo professor orientador Pedro Wellington G. N. Teixeira, em 30 de junho de 2015

Figura 94 - Geometria do tubulão (em metros)



A carga resistente da base é dada por:

$$Q_{R,base} = A_{base} \times \sigma_{adm} = 380^2 \times \frac{\pi}{4} \times 0,08 \times 2 = 18146 \text{ kN} < Q_{Rd}$$

Pode-se concluir, portanto, que apenas com as informações disponíveis até o momento, não é possível determinar uma alternativa para a fundação. Assim, espera-se que caso a solução em enfilagens de grande diâmetro seja escolhida, possa-se obter dados referente à sondagens rotativas no local.

7.3.2.4 Quantitativos:

A partir dos dados levantados nos itens 7.3.2.1, 7.3.2.2 e 7.3.2.3 e da geometria exposta na Figura 75 e na Figura 76, obtiveram-se os seguintes quantitativos:

- Concreto:

Tabela 7 - Volume de concreto

Concreto		
Vigas tubo	238	m³
Vigas portal	600	m³
Pilares	51	m³

- Aço

Tabela 8 - Quantidade de aço - Vigas tubo

Aço					
daço		8	(ton/m³)		
Vigas tubo					
Taxa de armadura		Comprimento (m)	Unidades	Ac (m²)	Quantidade de aço (ton)
Flexão	0.72%	9	45	0.75	26.75
Cortante	0.14%				
Pele	0.23%				
Total	1.09%				
Enfilagem	100%	9	45	0.03	100.77
Total					127.52

Na Tabela 9 os comprimentos foram determinados a partir do diagrama de momentos.

Tabela 9 - Quantidade de aço - Vigas portal

Aço										
daço		8	(ton/m³)							
Vigas potal										
	Taxa de armadura		Comprimento (m)	Unidades	Ac (m²)	Quantidade de aço (ton)				
	Cortante	0.16%								
	Pele	0.20%								
Apoios laterais	Flexão	0.22%	15.2	2	6	1459.2				
	Total	0.58%								
Apoio central	Flexão	0.44%	13			2	6	1248		
	Total	0.80%								
Vãos	Flexão	0.27%	33.8					2	6	3244.8
	Total	0.63%								
Total										5952

- Escavação:

A partir da geometria, obteve-se aproximadamente 4768 m³ de escavação.

7.4 Componentes pré-moldados

Neste tópico serão analisados os resultados da alternativa de construção da passagem inferior através de componentes pré-moldados.

7.4.1 Levantamento das Cargas

As cargas consideradas para o dimensionamento da estrutura são:

- Peso lastro acima da estrutura: brita nº 3 com 0,5 m de altura distribuída por toda a laje pré-moldada;
- Peso dos dormentes protendidos de concreto dispostos a cada 0,60 m longitudinalmente na linha férrea;
- Peso de trilhos TR-68 dispostos em bitola métrica (1 m) na linha férrea;
- Peso próprio da estrutura e TB-360 ao longo da linha férrea.

Não foi considerado peso do solo acima da estrutura devido à proposta apresentar escavação do solo e apoio da laje pré-moldada sobre o aterro. Os empuxos são nulos para esta alternativa, pelo mesmo motivo anterior. As características físicas da brita de lastro foram adquiridas através da empresa Aratu Mineração fabricante de agregados graúdos e extrator de minério, cujo peso específico da brita nº 3 produzida é de 1,5 kN/m³. A escolha dos trilhos TR-68 (por falta de informação ao caso real) deve-se ao motivo de ser o trilho de maior peso de 70 kg/m, a favor da segurança.

Os dormentes protendidos pré-moldados do mercado possuem massa usual entre 400 a 600 kg. Escolheu-se como referência o dormente fabricado pela empresa MabaEcoline de massa 420 kg com as características necessárias ao caso. Com a geometria pré-estimada da estrutura portante, que será apresentada no item seguinte, calculou-se as cargas verticais totais permanentes e variáveis. Utilizou-se o coeficiente de impacto de 1,375 para vão de 20,4 m para as cargas do trem tipo TB360. O detalhamento do levantamento de cargas é apresentado a seguir na Tabela 10 - Levantamento de cargas por metro linear.

Tabela 10 - Levantamento de cargas por metro linear

Levantamento de cargas por vão	Unidade
Peso lastro acima da estrutura	4,5 kN/m
Dormentes	7 kN/m
TR 68	0,70 kN/m
TB 360	4026 KN
Empuxos horizontais	0 kN/m
Peso próprio da estrutura	150 kN/m

As cargas totais são conforme Tabela 11a seguir.

Tabela 11 - Cargas verticais totais da estrutura em cada vão

Cargas totais	Unidade
Peso próprio total	162,4 kN/m
Cargas verticais TB-360	4026 kN

Com a utilização do programa Ftool, calculou-se os momentos e esforços cortantes máximos e mínimos com as cargas calculadas anteriormente. Para o cálculo da viga multiplicou-se por 0,5 a carga do peso próprio total e do TB-360 para cada viga. As figuras a seguir representam as cargas na viga de vão de 20,4m.

Figura 95 - Carga permanente distribuída na viga

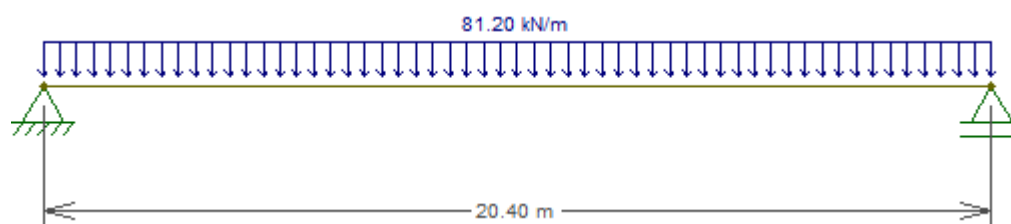


Figura 96 - Linha de influência do Trem-Tipo TB360 distribuído em posição crítica na viga

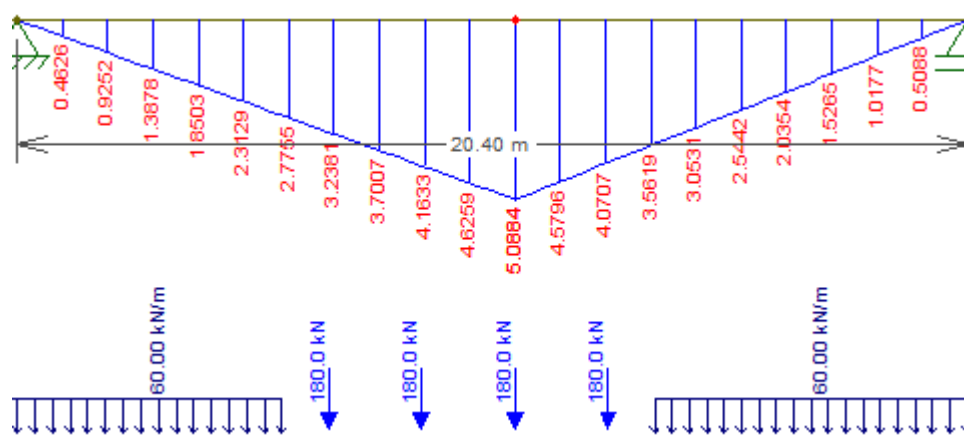


Figura 97 - Resultado da envoltória de momentos na viga

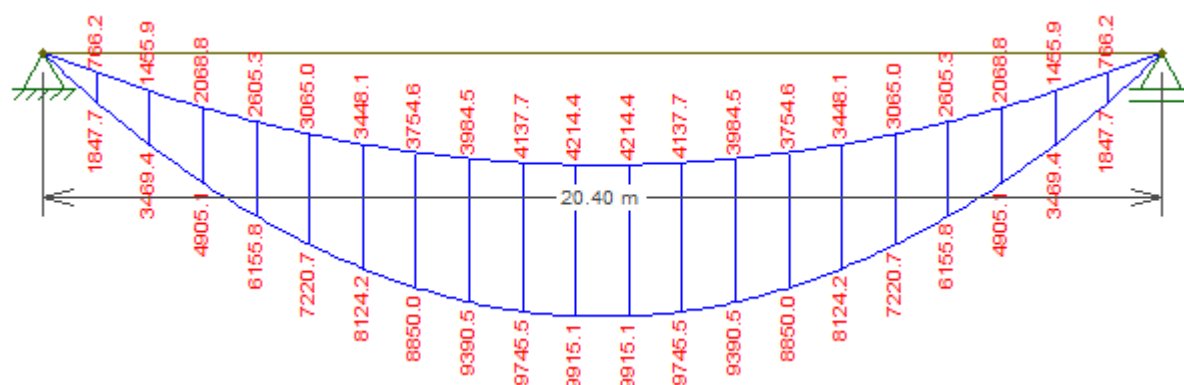
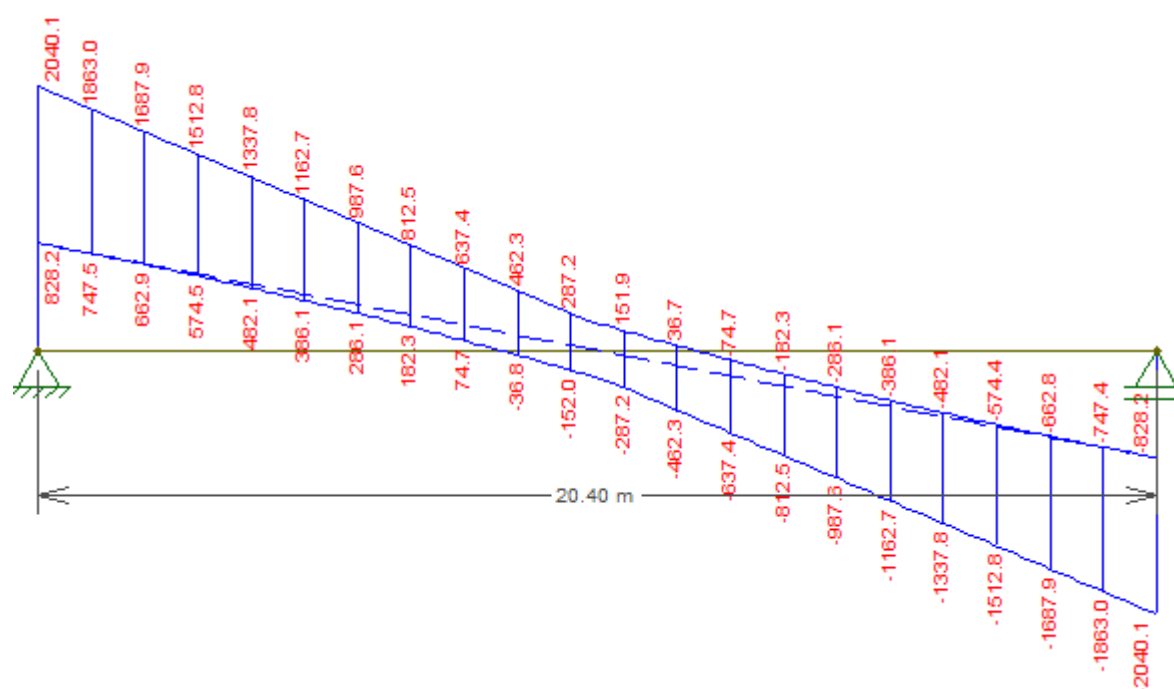


Figura 98 - Resultado da envoltória de esforços cortantes na viga



As envoltórias de momentos e esforços cortantes das figuras anteriores determinam para viga pré-moldada:

Tabela 12 - Cargas máximas e mínimas na viga em seções críticas

Cargas	Máximo	Mínimo	Unidade
Momentos (meio do vão)	9931,2	4223,9	kNm
Esforços cortantes (seção dos apoios)	2040,1	828,2	kN

Para as cargas permanentes e variáveis das lajes, considerou-se o peso próprio da estrutura em 1 m, com espessura de 0,5m e $\gamma_{concreto}=25 \text{ kN/m}^3$ para o vão que possui maior rigidez (vão de 7 m eixo a eixo dos pilares). Assim como, dormentes distribuídos a cada 0,6 m e trilhos TR-68. A única carga do Trem-Tipo TB360

considerada é a máxima de 360 kN devido as distâncias entre as cargas serem iguais ou maiores que 1 m, com coeficiente de impacto 1,375.

A seguir, a Tabela 13 refere-se às cargas concentradas e distribuídas consideradas para cada laje.

Tabela 13 - Cargas concentradas e distribuídas para cada laje

Cargas para cada laje		unidade
Peso próprio estrutura	12,5	kN/m
Dormentes	7	kN
TR 68	0,7	kN
Total distribuída (ao longo dos 6 m)	12,5	kN/m
Total concentrada (meio do vão)	502,9	kN

A seguir, a representação esquemática da tabela anterior utilizada no Ftool para as lajes, as envoltórias de momentos e esforços cortantes na laje.

Figura 99 - Esquema de cargas concentradas e distribuídas para cada laje

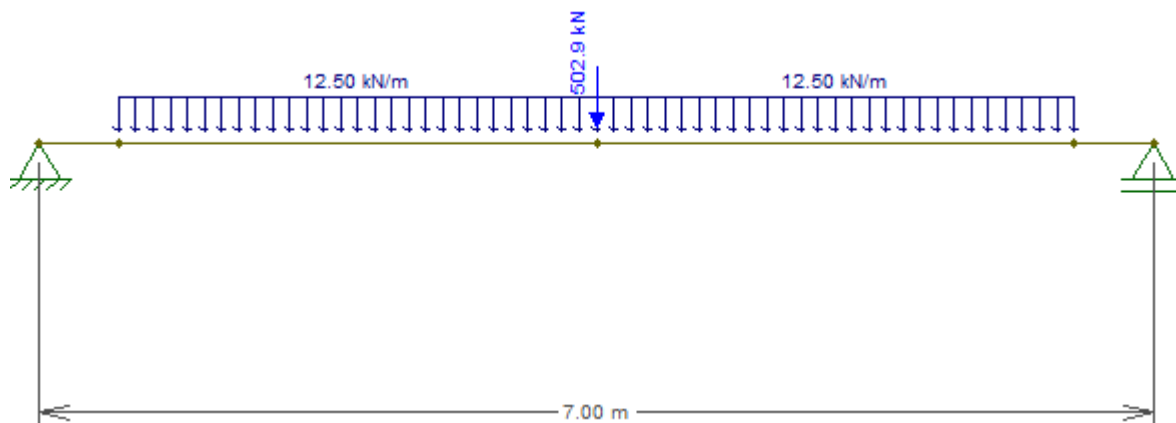


Figura 100 - Envoltória de esforços cortantes na laje

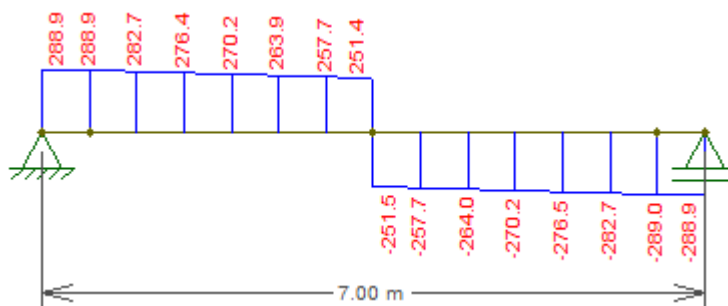
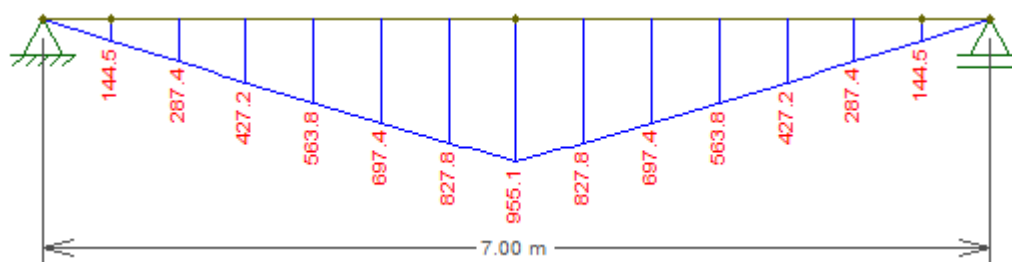


Figura 101 - Envoltória de momentos na laje



Os resultados das envoltórias apresentados anteriormente determinam os momentos e esforços cortantes máximos e mínimos, são eles:

Tabela 14 - Cargas máximas e mínimas na laje em seções críticas

Cargas	Máximo	Mínimo	Unidade
Momentos	955,1	0	kNm
Esforços cortantes	288,9	251,4	kN

Por fim, as cargas normais de compressão nos pilares são as cortantes máximas nas seções de apoio da viga. Nos pilares centrais essa carga é o dobro, pois representa o encontro de dois apoios da vigas pré-moldadas. A tabela a seguir, resume as cargas de compressão máximas para os pilares.

Tabela 15 - Normais máximas para pilares

Cargas normais (compressão)	Máximo
Pilares extremos do vão	2040,1
Pilares centrais	4080,1

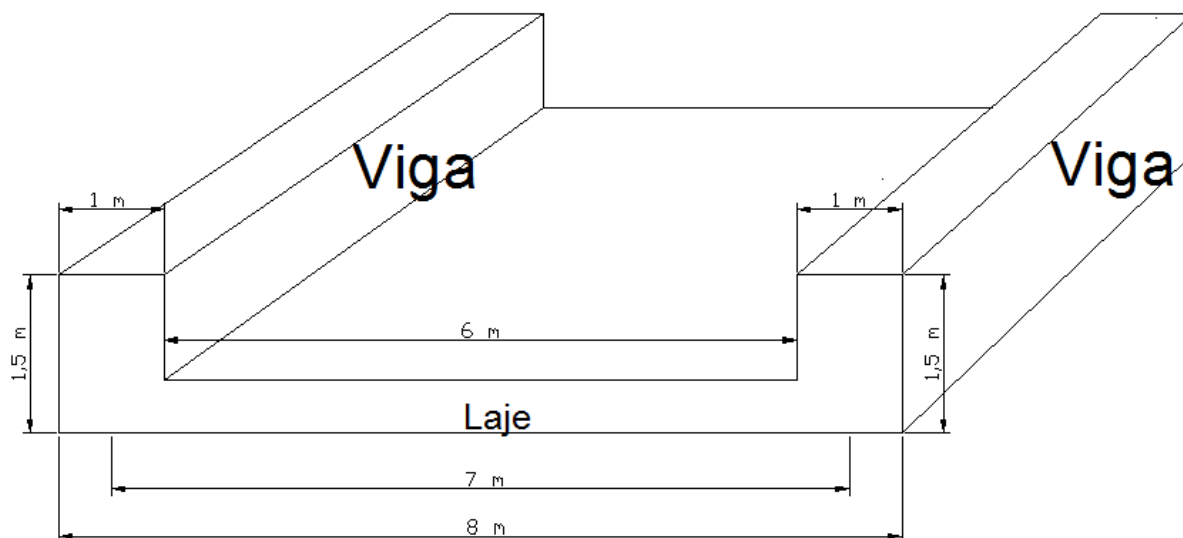
7.4.2 Definição da Geometria

A partir de uma estimativa inicial de parâmetros geométricos, a estrutura das lajes, vigas e pilares foram pré-estabelecidos. A estrutura pré-moldada apresenta a forma de “u”, composta por 2 vigas protendidas e 1 laje para cada vão de 20,4m de eixo a eixo entre os pilares central e extremo do pórtico.

O componente pré-moldado possui altura total de 1,5 m (vigas), largura total de 8 m e comprimento total de 20,4m (comprimento das vigas). A espessura da laje é de 0,5 m e vigas de 1,5 m x 1,0 de altura e base respectivamente cada.

A Figura 102 a seguir, ilustra o componente.

Figura 102 - Geometria do componente pré-moldado



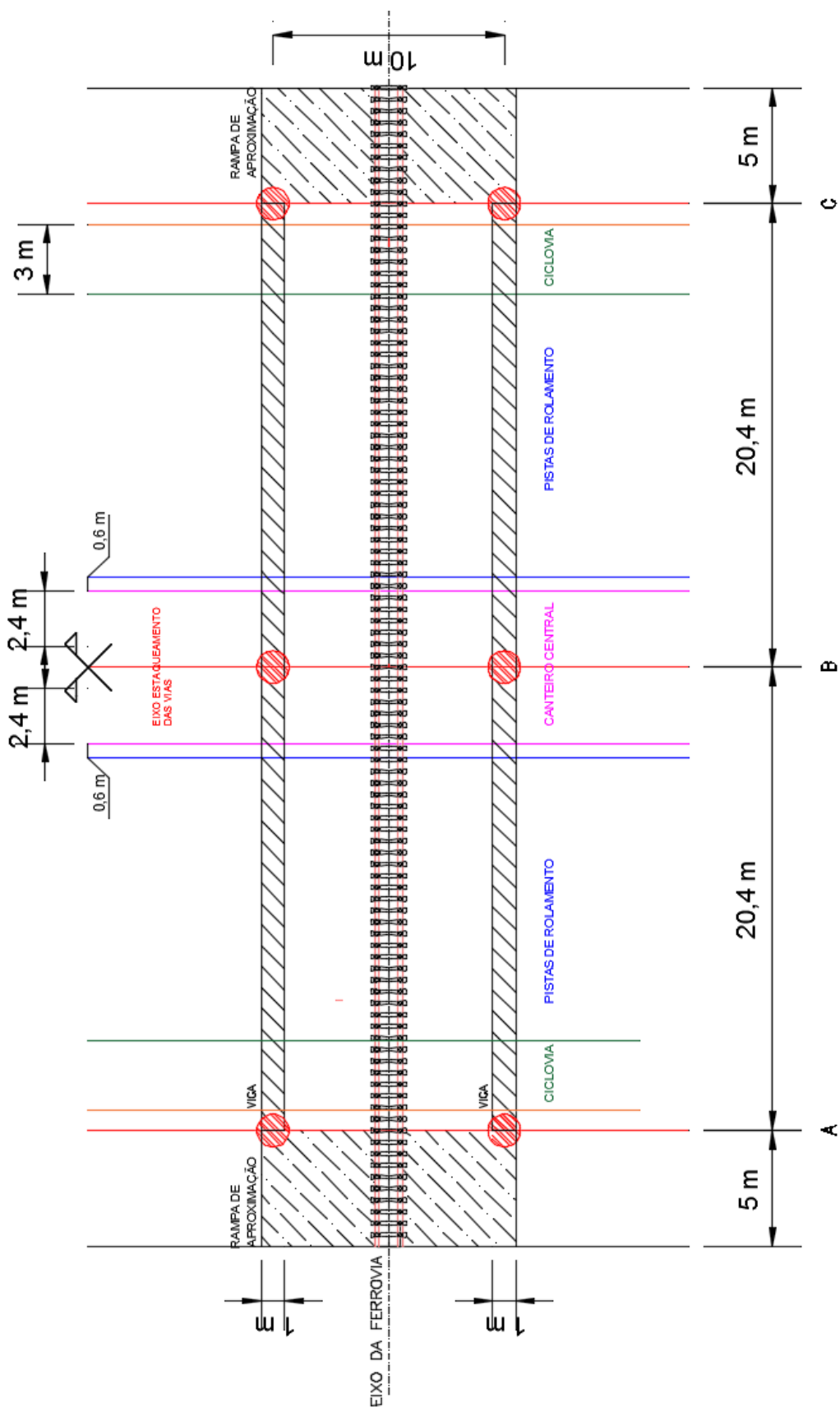
As alturas das vigas foram determinadas através da equação (NBR 6118, 2003) de referência para vigas protendidas ferroviárias de $h_{viga} \cong \frac{l}{12} = \frac{20,4\text{ m}}{12} = 1,7\text{ m}$. Optou-se por alturas inferiores iguais a 1,5 m para as vigas, para diminuir a esbelteza das vigas no transporte e içamento, evitando que as armaduras dimensionadas para o içamento sejam muito grandes.

Considerou-se um vão superior a 16,5 m (20,4 m especificamente de eixo a eixo entre os pilares), diferente do adotado nas alternativas anteriores, pelo fato da falta de informação do estaqueamento efetivo da rodovia, sua cota e sua rotação em relação à via férrea. Portanto, um vão maior de 20,4 m permite uma rotação da rodovia a ser construída se for necessário.

Todos os pilares têm uma premissa de 1,4 m de diâmetro adotado, inclusive o mesmo diâmetro para a fundação que será escavada. Pilar e infraestrutura das fundações serão um único componente construídos de maneira única. Será previsto apoios flexíveis de neoprene em todos os apoios entre viga e pilares.

É importante salientar que as dimensões aqui adotadas são passíveis de mudança e refinamento caso a alternativa venha a ser adotada para a continuidade do trabalho. As figuras a seguir representam as características descritas.

Figura 103 - Planta da geometria: componentes pré-moldados



7.4.3 Pré-dimensionamento

7.4.3.1 Vigas protendidas

As considerações iniciais adotadas para o dimensionamento da protensão das vigas do componente são:

- $fck_{concreto} = 35 \text{ Mpa}$
- $\Psi_1 = 1$ e $\Psi_2 = 0,6$ para pontes ferroviárias (NBR6118, 2003)
- $Cobrimento_{mínimo} \frac{\phi_{bainha}}{2} = 5 \text{ cm}$ (NBR6118, 2003)
- $W_{inferior} = W_{superior} = 0,375 \text{ m}^3$
- $K_{inferior} = K_{superior} = 0,25 \text{ m}$
- $Excentricidade = 0,7 \text{ m}$
- $\text{Área} = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ m}^2$
- $Mg_{máximo} = 4224 \text{ kNm}$
- $Mq_{máximo} = 5707 \text{ kNm}$
- $\% \text{ perdas estimadas} = 20\%$
- Protensão Limitada, seção $\frac{1}{2}$ vão é crítica
- Protensão aderente (estruturas mais seguras)
- Cordoalhas RB 190 Φ 15,2 mm

Cálculo da protensão necessária

O cálculo da protensão limitada exige comparações entre as combinações frequentes e quase permanentes. Neste caso a combinação frequente é a crítica pelo fato do coeficiente $\Psi_1 > \Psi_2$. Portanto, considerando seção $\frac{1}{2}$ vão como crítica:

$$Momento_{CF} = Mg_{max} * \psi_1 + M_q * \psi_2 = 9931 \text{ kNm}$$

$$P_{CF} = P_{oo} = \frac{M_{CF} - e * W_i}{K_i + e} = 9566,9 \text{ kN}$$

$$P_o = \frac{P_{oo}}{(1 - 0,2)} = 11958,7 \text{ kN}$$

Para estimar o número de cordoalhas, consideraram-se cordoalhas de diâmetro nominal de 15,2 mm pela carga ser considerável e para diminuir o número de cordoalhas. Para cordoalhas aderentes de 7 fios de Φ 15,2 mm, a área de 1 cordoalha é $A_{pmin} = 1,4 \text{ cm}^2$, o número necessário é calculado a seguir.

$$n_{cordoalhas}^o = \frac{11978,7}{0,74 * 190 * A_p} = 61 \text{ cordoalhas } \phi 15,2 \text{ mm}$$

Para estimar o número de cabos de bainhas a serem utilizadas, utilizou-se o catálogo da fabricante Rudolf de cabos de protensão para definir o diâmetro das bainhas e a quantidade máxima de cordoalhas por bainha. Para cabos pós-tracionados, a bainha possui diâmetro de 6 cm para 7 cordoalhas em cada cabo. Portanto, o número total de cabos a serem utilizados é 9:

$$n_{cabos}^o = 9 \text{ cabos (7 cordoalhas } \phi 15,2 \text{ mm)}$$

O catálogo da Rudolf também especifica o espaçamento mínimo necessário sem interferências para o equipamento de protensão (macaco de protensão). Este espaçamento é de 18 cm (eixo da bainha e extremidade) e 1,20 m de comprimento livre para o número de 7 cordoalhas a serem protendidas na bainha.

Segundo a norma NBR 7197 que recomenda as disposições dos cabos de protensão, devem ser respeitados raios mínimos de curvatura em função do diâmetro dos cabos ou do diâmetro externo da bainha. Os desvios em relação a fixação e o posicionamento dos cabos não deve ultrapassar $\frac{h}{100} \leq 20 \text{ mm}$. Os cabos devem ter segmentos retos de no mínimo 20 cm nas suas extremidades. Os espaçamentos mínimos livres no sistema de pós-tração devem ser (NBR 7197 item 10.2):

- Vertical $\geq \phi \text{ bainha}_{\text{externo}} \text{ e } \geq 4 \text{ cm}$
- Horizontal $\geq \phi \text{ bainha}_{\text{externo}} \text{ e } \geq 5 \text{ cm}$

A seguir, o esquema de cabos na viga.

Figura 105 - Seção dos apoios e meio do vão com os cabos

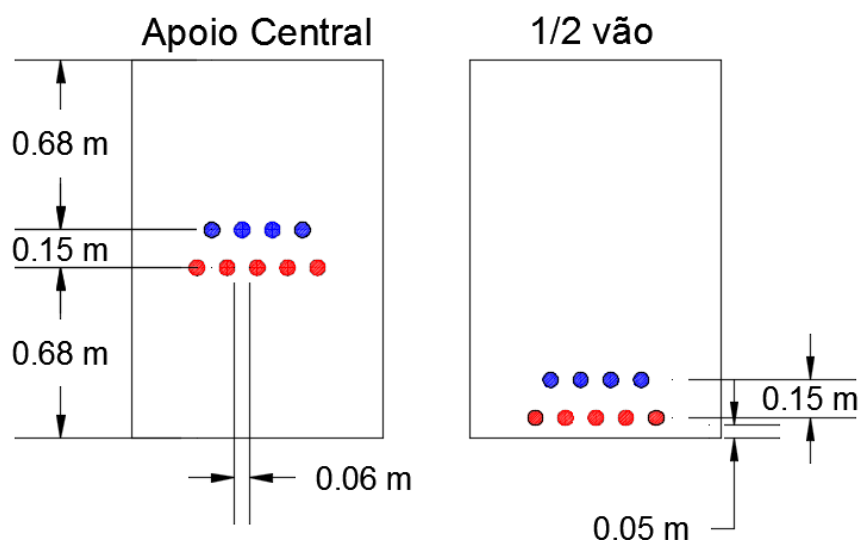
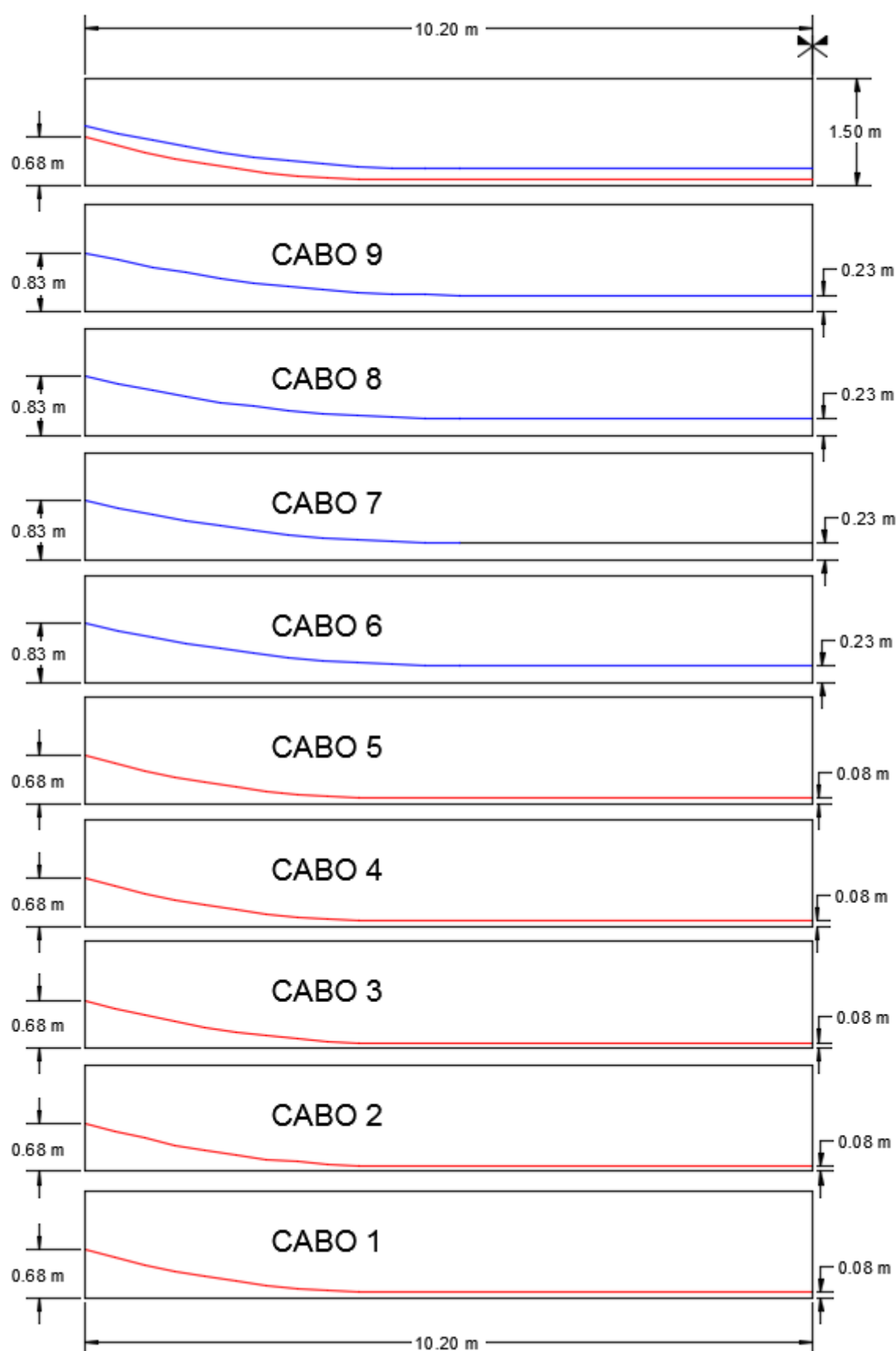


Figura 106 - Traçado dos cabos (simétrico)



Verificação ELU (Estado Limite Último)

A verificação no ELU da armadura de protensão considera a capacidade resistente sem armadura passiva. Tomando-se como dados conhecidos:

- $A_p(\text{armadura de protensão}) = 85,1 \text{ cm}^2$
- $b(\text{base da viga}) = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9 * h_{\text{viga}} = 0,9 * 1,5 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$
- $f_{pyd} = 0,9 * 190 = 171 \text{ kN/cm}^2$
- $f_{cd} = \gamma_c * f_{ck} = 1,2 * 35 \text{ Mpa} = 2,92 \text{ kN/cm}^2$
- $\gamma_c = 1,2$ (pontes ferroviárias)
- $\gamma_s = 1,15$ (aço)
- $\gamma_p = 1,1$ (pós tração)
- $\gamma_f = 1$ (favorável) e $\gamma_f = 0,9$ (desfavorável)
- $P_o = 11958,7 \text{ kN}$
- $E_p = 200000 \text{ Mpa}$

Com estas premissas o cálculo da deformação a seguir:

$$\varepsilon_{pré} = \frac{\gamma_f * \sigma_{oo}}{E_p} = \frac{0,9 * 1404995,7}{200000 * 10^3} = 6,32E - 03$$

Adotando a hipótese que o aço está escoando:

$$F_{pd} = \frac{f_{pyd} * A_p}{\gamma_s} = \frac{171 * 85,1}{1,15} = 12657 \text{ kN}$$

$$F_{pd} = F_{cd} = 0,85 * f_{cd} * 0,8 * x * b$$

$$x = \frac{12657}{0,85 * f_{cd} * 0,8 * b} = 64 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,64}{1,35} = 0,47 > 0,259 \rightarrow \text{domínio 3} \quad (x_{lim} = 109,5 \text{ cm})$$

Portanto:

$$M_u = M_{rd} = R_{cd} * (dp - 0,4 * x) = 13856,0 \text{ kNm}$$

Como $M_{Rd} < M_{sd}$, é necessária armadura passiva.

$$\Delta M = 407,2 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{\Delta M}{(147 - 0,5 * y) * 43,5} = 7,7 \text{ cm}^2$$

O dimensionamento da armadura passiva necessária resultou em 6 $\emptyset 12,5 \text{ mm}$.

A verificação do escoamento do aço de protensão atende à hipótese inicial.

Verificação ELS (Estado Limite de Serviço)

Foi verificado na seção mais crítica considerada o ½ do vão, com a protensão após as perdas imediatas em torno de 10% em estimativas anteriores. As considerações adotadas são:

- $F_{ck}=35 \text{ Mpa}$
- P após perdas imediatas ($\sim 10\%$)= $10763,4 \text{ kN}$
- $M_{min}= 4223,9 \text{ kNm}$
- $E=0,7 \text{ m}$
- $W_s=W_i=0,375 \text{ m}^3$

Então:

$$\sigma_{inferior} = -\frac{P}{A} - \frac{P * e}{W_i} + \frac{M_{minimo}}{W_i} = |-16003,5| \leq 0,7 * f_{ck} = 24500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{superior} = -\frac{P}{A} + \frac{P * e}{W_s} - \frac{M_{minimo}}{W_s} = 1,6523 \text{ MPa} \leq 0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,2 \text{ MPa}$$

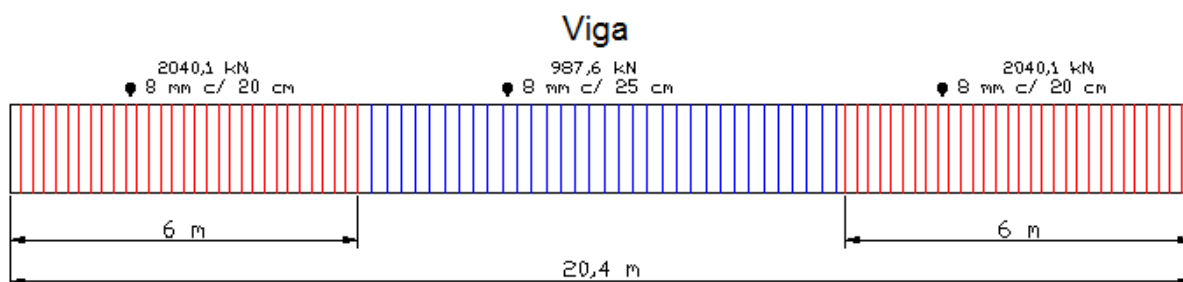
As duas equações anteriores são satisfeitas.

Dimensionamento esforços cortantes nas vigas

Para o dimensionamento as seções da viga foram discretizadas quando os esforços cortantes diminuíssem pela metade do valor máximo no apoio. Portanto, a parcela da viga entre os apoios e 6 m adicionais a cortante considerada foi de 2040,1 kN, já para o restante da viga (parcela central de 8,4 m) a seção foi dimensionada para 987,6 kN.

Os resultados dos estribos para os esforços cortantes são representados a seguir conforme figura a seguir.

Figura 107 - Distribuição de estribos na viga pré-moldada



Dimensionamento armadura de pele nas vigas

A NBR 6118 determina que a mínima armadura de pele necessária em cada face de uma viga seja adotada como 0,1% da área de concreto de sua alma. Então:

$$A_{pele} = 0,001 * b_w * h = 0,001 * 100 * 150 = 15 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Escolheu-se 12 barras Φ 12,5mm por face da viga com cobrimento de 5 cm.

A seguir, a representação esquemática das seções de apoio e $\frac{1}{2}$ vão para armaduras em flexão simples, armadura para cortante, armadura de pele e armadura de protensão para as vigas.

Figura 108 - Esquema na seção central com as armaduras pré-dimensionadas

Apoio Central

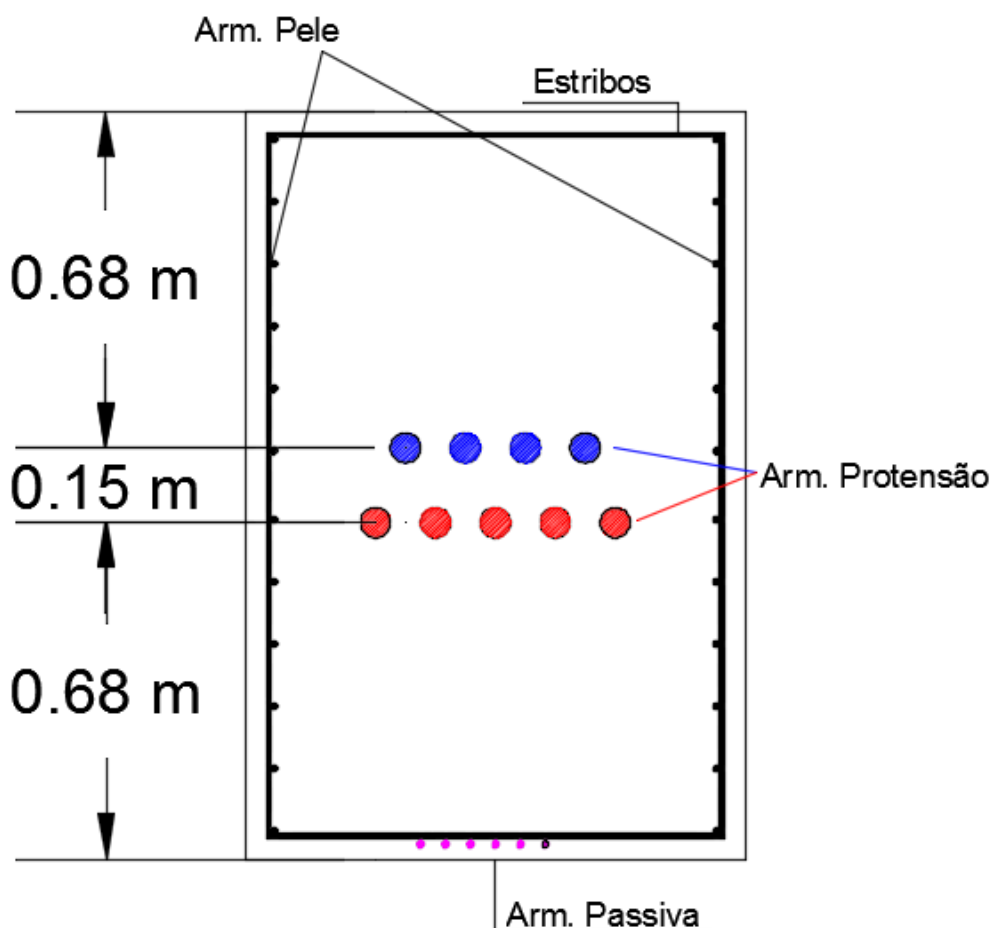
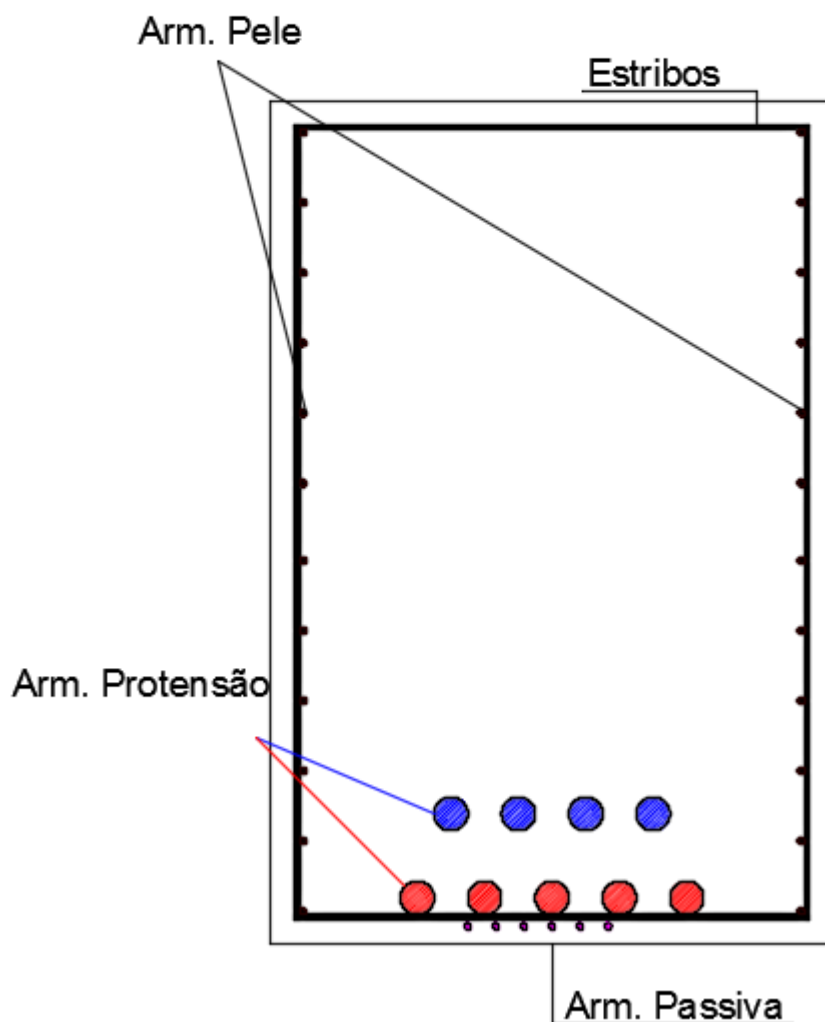


Figura 109 - Esquema na seção central com as armaduras pré-dimensionadas

1/2 vão



7.4.3.2 Lajes

Dimensionamento ELU

O pré-dimensionamento das lajes foi realizado para o ELU (Estádio III) em flexão simples, esforços cortantes e armadura de pele.

Considerando concreto de $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, aço CA50, espessura de laje de 0,5m conforme geometria e base de 1 m.

A tabela a seguir, resume os resultados obtidos.

Tabela 16 - Resultados em laje para ELU, flexão simples

Seção	$M_{sk} \text{máximo (kNm)}$	$b_w \text{(m)}$	$x \text{(m)}$	$A_{s,nec} \text{(cm}^2\text{)}$	$A_{s,min} \text{(cm}^2\text{)}$	Armação principal	Armação secundária
Seçãoocentral	955,1	1,00	0,216	84,61	10,05	11 ϕ 32 c/ 9cm	11 ϕ 16 c/ 9cm

Tabela 17 - Resultados em laje para ELU, esforços cortantes

Seção	$V_{sk} \text{máximo (kN)}$	$N_{sk} \text{máximo (kN)}$	$b_w \text{(m)}$	$VRd1 \text{(kN)}$	$A_{s,nec} \text{(cm}^2\text{)}$	$V_{mín} \text{(%)}$	Armação (Estribos)
Seçãoocentral	288,9	0	1,00	411,6	0	0,13%	8 Ramos ϕ 5 c/ 11 cm

Tabela 18 - Resultados em laje para ELU, armação de pele

Seção	$b_w \text{(m)}$	Cobrimento (cm)	$A_{s,nec} \text{(cm}^2\text{)}$	$S_{máx} \text{(cm)}$	Armação mínima
Seçãoocentral	1,00	5	5 por face	15	7 barras p/ face ϕ 10mm

7.4.3.3 Pilares

Deve-se prever armadura longitudinal para os pilares, incluindo a fundação escavada, adotando um concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e considerando que o estacão não está confinado lateralmente. Portanto, a tensão máxima admissível de compressão é:

$$\sigma_{c_{adm}} = 0,8 * f_{cd} \text{ (pilar circular)} = \frac{0,8 * 3000}{1,4} = 1714,3 \text{ tf/m}^2$$

As normais características de compressão para os pilares extremos e centrais são de 204 tf e 408 tf respectivamente. A tensão de compressão solicitante para os pilares são, portanto:

Pilares extremos:

$$\frac{1,4 * 204}{\pi * (1,4)^2 / 4} = 185,5 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < \sigma_{c_{adm}} \therefore OK$$

Pilares centrais:

$$\frac{1,4 * 408}{\pi * (1,4)^2 / 4} = 371,1 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < \sigma_{c_{adm}} \therefore OK$$

Quando o pilar não estiver envolto de solo, a NBR6118 exige armação longitudinal mínima. Portanto, as áreas necessárias de concreto dos pilares adotados para cálculo da armadura dos pilares são as seguintes:

Pilares extremos:

$$A_{pilares} = \frac{1,4 * 204}{1714,3} = 0,17 m^2 \rightarrow A_s = 9,8 cm^2 (CA50) 5\phi 16mm$$

Pilares centrais:

$$A_{pilares} = \frac{1,4 * 408}{1714,3} = 0,33m^2 \rightarrow A_s = 19,7 cm^2 (CA50) 7\phi 20mm$$

7.4.3.4 Fundações escavadas

As fundações serão continuidade dos pilares com o mesmo diâmetro de 1,4 m (estimativa). Pelas sondagens apresentadas anteriormente realizadas a 15 m de distância dos eixos dos pilares, observa-se que há presente uma camada impenetrável pelo ensaio de SPT logo abaixo, na cota -6 m em relação a cota da rodovia. Isso mostra que há somente 6 m de solo para suportar as cargas verticais dos pilares.

Para a carga menor dos pilares extremos (204 tf), pelo método Decourt & Quaresma para estacas escavadas, as restrições $Q_{estaca} \leq Q_{rupt}/2$ e $Q_{estaca} \leq Q_{ponta}/4 + Q_{lateral}/1,3$ são satisfeitas, apresentando 4 m de escavação em relação a cota da rodovia.

Mas a carga de maior valor para os pilares centrais (408 tf) não é satisfeita. Isso significa que a alternativa de fundação profunda de estaca escavada não seria uma opção viável para esta estrutura, visto que não poderia ser implantada nos pilares centrais. Há também o problema de executar dois tipos de fundações para a estrutura, provocando recalques diferenciais significantes entre os pilares de maior e menor carga, inviabilizando esta opção também.

De acordo com os engenheiros civis que atuam na região, a camada impenetrável é composta de uma camada de rocha de poucos metros de espessura

(informação verbal)³, portanto, devem ser previstos ensaios com sondagens rotativas para confirmar essa informação.

Devido a pequena camada de solo de 6 m para ser utilizada na fundação e cargas de compressão consideráveis no pilar, outra alternativa a ser estudada é a fundação por tubulão. Considerando fator de segurança de 2, a carga a ser resistida pelos pilares são:

Pilares centrais

$$FS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Sd}} = 2 \therefore Q_{Rd} = 2 \times Q_{Sd} = 2 \times (1,4 \times 204) \text{ tf} = 571,2 \text{ tf}$$

Pilares extremos:

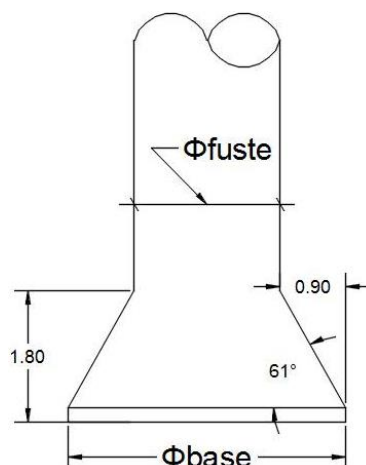
$$FS = \frac{Q_{Rd}}{Q_{Sd}} = 2 \therefore Q_{Rd} = 2 \times Q_{Sd} = 2 \times (1,4 \times 408) \text{ tf} = 1142 \text{ tf}$$

Analisando a viabilidade dessa alternativa de fundação, considerando:

- Ângulo da base mínimo de 61°
- Altura máxima de 1,8 m
- Disparo máximo de 0,9 m em relação a face do fuste
- Diâmetro de 1,4 m
- Carga máxima de 1142 de resistência necessária

A seguir, a representação esquemática do tubulão.

Figura 110 - Parâmetros de tubulão estimados



³ Informação concedida pelo professor orientador Pedro Wellington G. N. Teixeira, em 30 de junho de 2015

A carga máxima resistida para estes parâmetros e para a condição do pior SPT encontrado nos ensaios é de 460tf, menor que as cargas solicitantes. Portanto, para um diâmetro de 1,4 m é insuficiente suportar as cargas solicitantes, deve-se aumentar o diâmetro, mas para isso, seria necessário aumentar a base da viga para que o encontro componente e pilar não fique desproporcional.

Isso significa que esta alternativa também é inviável considerando estas características de solo e parâmetros geométricos pré-estabelecidos. Será necessário um estudo maior com sondagens rotativas para definir a solução mais viável de fundação para esta alternativa de componentes pré-moldados.

7.4.4 Quantitativos

A seguir, os quantitativos de pré-dimensionamento.

Tabela 19-Quantitativo de concreto

Componentes	Area (m²)	Comprimento (m)	Unidades	Concreto (m³)
Peças pré-moldadas	6,00	20,40	2	244,8
Pilares	1,54	6	6	55,4
Total				300,2

Tabela 20 - Quantitativo de aço em pilares

Pilares	Taxa de armadura	Comprimento (m)	Unidades	Ac (m²)	Quantidade de aço (ton)
Laterais	0,06%	8	4	1,54	0,26
Centrais	0,14%	8	2	1,54	0,28
Total					0,54

Tabela 21 - Quantitativo de aço no componente pré-moldado

Aço					
daço	8	(ton/m³)			
	Taxa de armadura	Comprimento (m)	Unidades	Ac (m²)	Quantidade de aço (ton)
Viga	1.02%	20.4	4	1.5	1.25
Laje	2.57%	7	2	10.2	29.34
Total					30.59

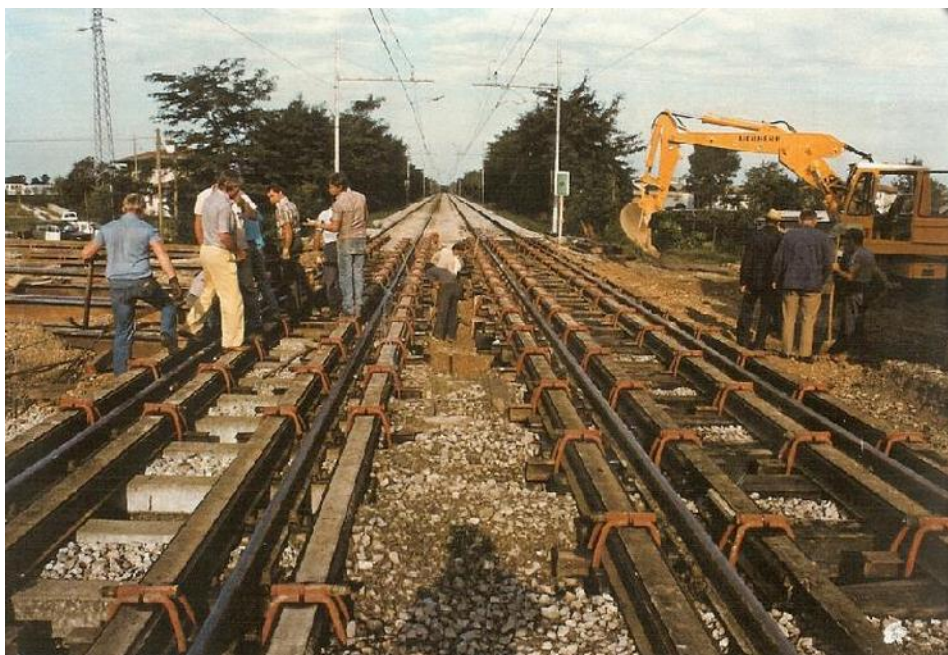
A escavação resultante é de 6069 m³ de solo.

8 DISCUSSÃO

Neste capítulo do trabalho serão analisadas qualitativamente as diversas alternativas levantadas de modo a se verificar os pontos favoráveis e desfavoráveis de cada uma. Esta análise será realizada para que, posteriormente, seja escolhida uma alternativa que melhor se aplique à situação em questão.

Uma consideração necessária para a viabilidade das alternativas nas quais não haverá a remoção do trilho para a execução da estrutura é a previsão de reforços na via férrea, de modo a se evitar recalques na execução da obra da passagem inferior. Uma alternativa para este reforço largamente utilizado na Europa consiste no suporte dos trilhos por um reticulado metálico que se apoiam nas bordas do vão da passagem inferior (JACKED STRUCTURES, 2010). A figura abaixo mostra este reforço.

Figura 111 - Sistema de reforço dos trilhos



Fonte: JACKED STRUCTURES, 2010

8.1 NATM

Estrutura:

Do ponto de vista estrutural do suporte, seria viável a forma final. Entretanto, a baixa cobertura em relação ao raio da abertura não permitiu a ocorrência do efeito arco no solo, o que dificultaria a execução. Outra consequência observada dessa relação foi, com a deformação da estrutura, o surgimento de tensões de tração no solo da cobertura. A interação solo suporte, principalmente nas laterais, diminui a eficiência em relação a trabalhar apenas à compressão. A mudança de geometria da seção para

melhorar este aspecto, que consistiria no aumento dos raios adjacentes ao arco invertido, diminuindo assim a pressão no solo e os deslocamentos laterais, conduziria a uma elevação do volume escavado, o que significaria desperdício expressivo de espaço e aumento substancial no volume de enchimento.

Para os deslocamentos, nota-se que, com o carregamento do trem-tipo, o nível superior do solo de cobertura, onde se apoia a linha férrea, sofre um rebaixamento da ordem de 10 cm no meio da seção para ambas as alternativas. A confiabilidade deste resultado é questionável, uma vez que o módulo de elasticidade estimado para o aterro influi fortemente no valor dos deslocamentos obtidos.

Comparando as alternativas entre si, a segunda apresentou resultados melhores tanto em tensões quanto em deformações no solo.

Equipamentos:

Os equipamentos relacionados na revisão bibliográfica envolvidos na execução de túneis em NATM não incluem itens de disponibilidade restrita ou uso incomum. Considera-se nesta primeira avaliação que seria viável a presença daqueles equipamentos na localidade da obra em questão.

Quantidades:

As particularidades das dimensões do aterro e da seção da avenida, juntamente com as consequências de se inscrever o gabarito retangular em uma seção circular de túnel, levaram a soluções que apresentam elevados volumes de escavação e de enchimento. A necessidade de se rebaixar a avenida para posicionar as seções provocou a existência de declividades que resultam em grandes volumes de corte. Na alternativa 2, um agravante neste aspecto é o alargamento da avenida para a concordância com os quatro túneis paralelos, que é um pouco amenizado pelo menor rebaixamento conseguido através da altura da seção, também menor.

Comparadas as alternativas, novamente a segunda obteve vantagem, apresentando menores volumes em todos os aspectos.

Em relação ao consumo de aço, há pequena variação na taxa entre as opções. Entretanto, em valor absoluto, a alternativa 2 apresenta cerca de 40% do consumo total de aço em relação a alternativa 1.

Funcional:

Funcionalmente, a quebra da seção da avenida em vários túneis prejudica, ainda que localizadamente, a operação da via. Seriam necessários cuidados como redução de velocidade e forte sinalização, principalmente na alternativa 2, na qual há separação de faixas de mesmo sentido.

Outro ponto a ser levado em consideração na eventual evolução do trabalho seria o fato de que a avenida também está sobre um aterro que funciona como dique contra as cheias do Rio Poti. O projeto com a diminuição na cota da avenida, e os cortes decorrentes desta ação, deverá prever a existência de aterros nas laterais para preservação desta função.

8.2 Galerias pré-moldadas

Da análise realizada para esta alternativa considerando a sua fase final, verifica-se que sua viabilidade estrutural não será o condicionante para a sua utilização ou não, mesmo porque obras maiores já foram realizadas com essa tecnologia.

Como a viabilidade estrutural está verificada, acredita-se que o condicionante para a utilização desta alternativa está nas etapas de inserção da estrutura no aterro. Dificuldades maiores podem ser encontradas em garantir a estabilidade do maciço quando da sua inserção, além de evitar recalques inadmissíveis, na ferrovia acima.

A tecnologia necessária para que seja viabilizada esta alternativa existe e, uma vez utilizada corretamente para o caso em questão, levará a resultados satisfatórios e competitivos com as outras alternativas estudadas.

Para que melhor decisão de qual alternativa a ser adotada, abaixo está uma lista das vantagens e desvantagens dessa alternativa:

- Vantagens:
 - Estrutura simples de ser pré-moldada;
 - Os impactos com a ferrovia são mínimos quando tomados os devidos cuidados;
 - Quando a estrutura estiver inserida, mínimos trabalhos levam à finalização e liberação da rodovia pela passagem inferior;
 - Necessidade de pouca contenção lateral, apenas no emboque e saída da passagem;
 - Volume de escavação pequeno apenas para garantir a inserção da galeria.

- Desvantagens:

- Deve-se tomar cuidados com a paralisação da obra devido à frente aberta de escavação;

- Dependendo das características do solo há a necessidade de tratar este antes de iniciar a inserção da galeria;

- O sistema de anti-arraste do solo é crítico e deve ser bem planejado;

- Necessidade de estudos detalhados das etapas de escavação;

- Utilização de lama bentonítica para estabilização da interface solo-estrutura.

Como o solo do local da obra em questão apresenta bons resultados frente aos ensaios SPT realizados, problemas relacionados à estabilidade deste não devem ser determinantes para a escolha da alternativa adotada.

8.3 Enfilagens de grande diâmetro para confecção de pórtico

Devido a estrutura construída pelo método das enfilagens de grande diâmetro ser carregada apenas após a sua completa execução, a análise realizada no seu estado final permite afirmar que, estruturalmente, o método é viável.

Os equipamentos necessários para a execução do método não são incomuns, principalmente em cidade do porte de Teresina. Além disso, caso algum equipamento necessário não esteja disponível no local, os mesmos podem ser transportados até o local.

Com intuito de facilitar a comparação dos métodos estudados, segue abaixo uma lista das vantagens e desvantagens do método das enfilagens de grande diâmetro:

- Vantagens:

- Estrutura carregada somente após a sua execução;

- Não interferência na operação da ferrovia;

- Desvantagens:

- Deve-se tomar cuidados especiais quanto a vibrações quando optar-se por utilizar cravação dinâmica para as enfilagens.

- Estrutura mais volumosa do que as demais estudadas

- Altas cargas nas fundações, o que requer estudos especiais.

8.4 Componentes pré-moldados

A tecnologia empregada no método é usual no país. O método resulta em uma estrutura mais esbelta e de execução relativamente simples. Contudo, é, dentre os métodos estudados o único que necessita paralisar a via durante sua execução. Nessa fase inicial esse aspecto não foi aprofundado. Acredita-se que seja possível executar um vão em 48h, permitindo paralisar a ferrovia durante um fim de semana para cada vão, mas estudos mais aprofundados se fazem necessários e serão realizados caso esse método seja o escolhido para a próxima fase do trabalho

9 ESCOLHA DA ALTERNATIVA

Das análises realizadas durante este trabalho verifica-se que todas as quatro alternativas estudadas são exequíveis cada qual com suas peculiaridades e dificuldades de realização. Partindo-se de uma conclusão racional sobre a escolha de qual método nos aprofundaremos durante a continuação deste trabalho, a alternativa que utiliza enfilagens e a que utiliza componentes pré-moldados seriam as mais vantajosas analisando-se os volumes de concreto e escavação necessários. Por outro lado, utilizando galerias ou NATM não haveria necessidade de se realizar fundações discretizadas ou interromper o trânsito momentaneamente, como o caso de quando se utiliza componentes pré-moldados. Para cada alternativa, há pelo menos um aspecto mais crítico para evitar a sua escolha, por exemplo:

- O NATM apresenta um grande volume (Tabela 22) de escavação, possui pouco cobrimento de solo acima da sua seção de escavação para permitir o arqueamento das cargas, além de dificuldades com a drenagem de água pluvial pela cota da pista ser rebaixada (devem ser prevista canaletas de drenagem).

- As galerias apresentam a dificuldade da não cultura de execução deste tipo de método nessas dimensões além do elevado consumo de aço;

- Para os elementos pré-moldados haveria a necessidade de interrupção do tráfego na rodovia por um tempo estimado de trabalho, podendo haver atrasos na obra; a utilização de pré-moldados protendidos encarece o custo da obra; grandes cargas de peso próprio das estruturas a serem içadas necessitam de equipamentos especiais (a região de Teresina não possui grande oferta de equipamentos com capacidade de içamento de grandes cargas).

- As enfilagens de grande diâmetro, possuem cargas muito elevadas nas fundações, exigindo maior pesquisa sobre o subsolo e, provavelmente, uma solução especial. Haveria dificuldade na cravação das enfilagens pela altura a ser vencida, resultando em maiores momentos e necessidade de estrutura dimensionada para vencer essas solicitações na cravação.

Como mencionado, todas apresentam a tecnologia disponível e bem desenvolvida para a execução, sendo assim, outros aspectos como cultura construtiva, quantidade de materiais, dificuldade de execução serão preponderantes para a escolha de um método. As análises que fizeram parte do escopo desse relatório serviram, primordialmente, para mostrar a viabilidade estrutural das alternativas e para

o grupo poder levantar aspectos, em sua maioria, quantitativos (Tabela 22) de forma que a escolha da alternativa seja realizada de maneira mais racional, priorizando, não somente os aspectos preferenciais do grupo, mas também os aspectos referentes à análise de engenharia propriamente dita.

Tabela 22 - Resumo de quantitativos

Quantitativos			
	Escavação (m³)	Concreto (m³)	Aço (ton)
N.A.T.M.	20608	2307	32
Galeria pré-moldada	8505	1843	243.6
Enfilagens de Grande diâmetro	4768	889	166.26
Componentes pré-moldados	6069	300	31.13

A alternativa escolhida para foco na continuidade do trabalho foram os componentes pré-moldados pelos seguintes aspectos:

- Menores volumes de escavação e concretagem;
- Facilidade de execução devido ao pleno conhecimento do método;
- Grande difusão da alternativa no país;
- Possibilidade de interrupção do tráfego em fins de semana e períodos noturnos;
- Baixo volume de tráfego na via férrea.

Com essa escolha, a continuidade do trabalho focará totalmente em viabilizar organizacional e estruturalmente a alternativa e as atividades envolvidas durante sua implantação.

10 DETALHAMENTOS DA ALTERNATIVA

10.1 Estudo da seção

A seção inicial do pré-dimensionamento possui grandes cargas de peso próprio, isso se mostra um problema para o içamento. O desafio desta alternativa é aperfeiçoar a seção e minimizar o peso da estrutura para garantir que os equipamentos disponíveis na região possam ser utilizados.

Para melhor desempenho da estrutura na compressão, inverteu-se a posição da laje, passando-a da face inferior para superior.

A largura da seção foi diminuída para conter somente uma linha férrea com bitola métrica (1 m), pois a ponte existente seguinte também possui somente 1 linha férrea. (Figura 112)

As antigas longarinas retangulares da seção inicial sofreram mudanças para seção em “I”, com alargamento da alma nos apoios para ancoragem dos cabos de protensão. (Figura 113)

Para diminuir a espessura da laje foram colocadas 5 transversinas (3 no vão e 1 em cada apoio), sua função é distribuir melhor as cargas da laje para as longarinas. As transversinas nos apoios terão o dobro da espessura para garantir melhor desempenho devido à existência de cargas das lajes de aproximação. (Figura 114)

A seção inicial de estudo possui peso próprio de 306 toneladas por vão, com a melhora da eficiência da seção transversal da estrutura, a nova seção possui apenas 123,6 toneladas por vão.

Figura 112 - Vista em planta da longarina em 1 vão

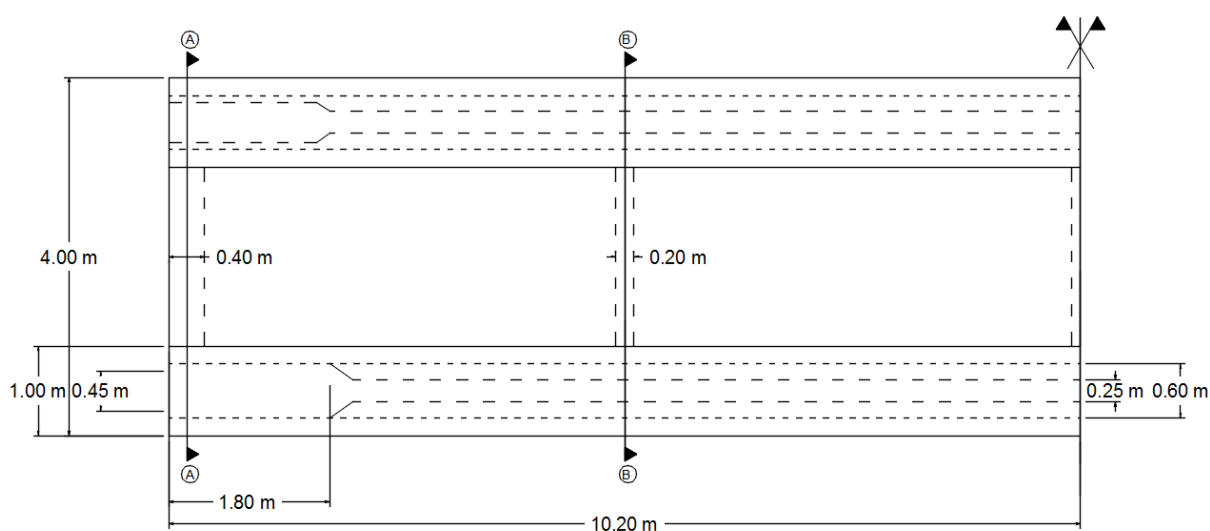
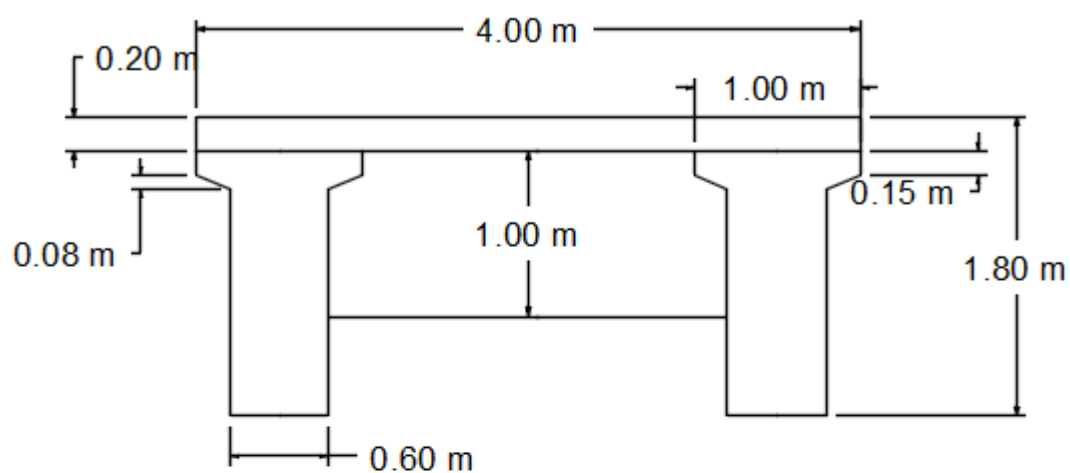


Figura 113 - Vistas em corte da seção no $\frac{1}{2}$ vão – Cortes A e B

CORTE A-A



CORTE B-B

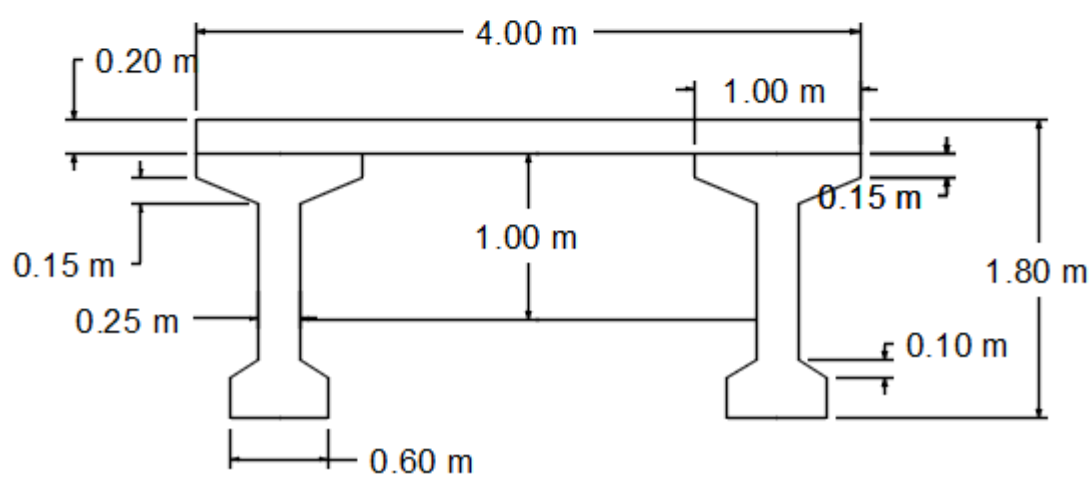
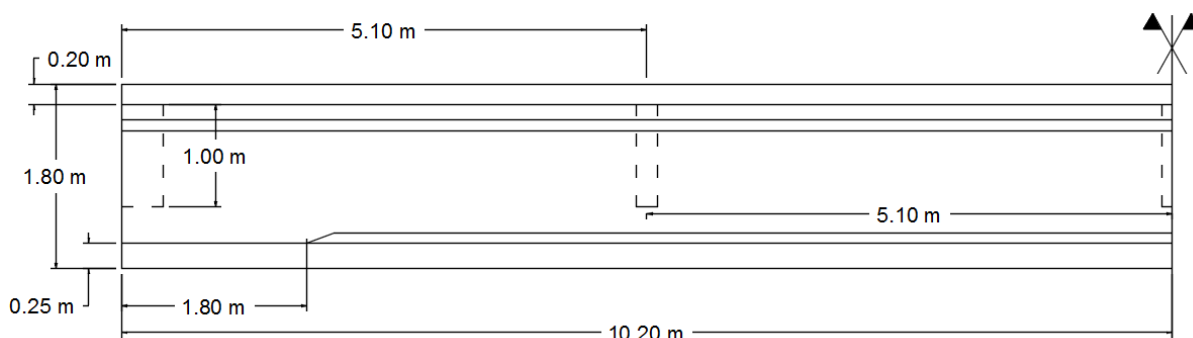


Figura 114 - Vista longitudinal da longarina



10.2 Método construtivo

O método construtivo foi exposto no item 5.4, contudo, para o dimensionamento é necessário detalhar o método construtivo adotado para a superestrutura.

A superestrutura é composta por duas longarinas protendidas, cinco transversinas e uma laje.

A sequência de execução da superestrutura será:

1. Confeção da forma das longarinas e transversinas.
2. Armação e concretagem da forma do item anterior.
3. Desforma das longarinas e transversinas e instalação das pré-lajes bi-apoiadas no vão entre as longarinas.
4. Confeção da forma da laje, armação e concretagem.
5. Desforma da laje.
6. Protensão das longarinas.
7. Lçamento para a posição final.

10.3 Dimensionamento

10.3.1 Parâmetros

Os parâmetros adotados para o dimensionamento:

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{45} = 31930 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa (CA50)}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$f_{yp} = 1900 \text{ MPa (RB190)}$$

$$f_{ypd} = 0,74 \times f_{yp} = 1406 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195 \text{ GPa (RB190)}$$

10.3.2 Dimensionamento

O dimensionamento da estrutura foi dividido nos seguintes elementos:

- Superestrutura
- Meso e infraestruturas
- Lajes de aproximação

A seguir serão apresentados os cálculos e resultados para cada elemento.

10.3.2.1 Superestrutura

Longarinas:

Utilizou-se um modelo de viga bi-apoiada com vão de 20,4m no software Ftool® para determinar os esforços nas longarinas. Partindo do princípio de simetria, tanto da estrutura quanto dos carregamentos, o modelo foi concebido para apenas uma das longarinas.

- Cargas:

Situação de protensão: apenas peso próprio da estrutura.

$$g_{long} = \left(A_{long} \frac{1}{2v\tilde{a}o} + \frac{A_{laje}}{2} \right) \times \gamma_{concreto} = \left(0,6738 + 0,2 \times \frac{4}{2} \right) \times 25 = 26,8 \text{ kN/m}$$

$$g_{trans} = \frac{(l_{v\tilde{a}o_{trans}} \times h \times b)}{2} \times \gamma_{concreto} = 3 \times 1 \times 0,2 \times \frac{25}{2} = 7,5 \text{ kN}$$

Situação ao final da execução da estrutura: peso próprio da estrutura somado ao peso do lastro, trilhos e dormentes. Adotou-se os mesmos valores de carga de trilhos e dormentes utilizados no item 7.4.1..

$$g_{extras} = h_{brita} \times \gamma_{brita} + g_{dormentes} + g_{trilhos} = 0,5 \times 18 + 7 + 0,7 = 16,7 \text{ kN/m}$$

- Modelos:

A partir das cargas levantadas e das cargas do TB360, criou-se um modelo para a longarina em sua situação de protensão e sua situação ao final da execução da estrutura.

As figuras a seguir ilustram os carregamentos permanentes nos modelos.

Figura 115- Modelo Situação de prontesão

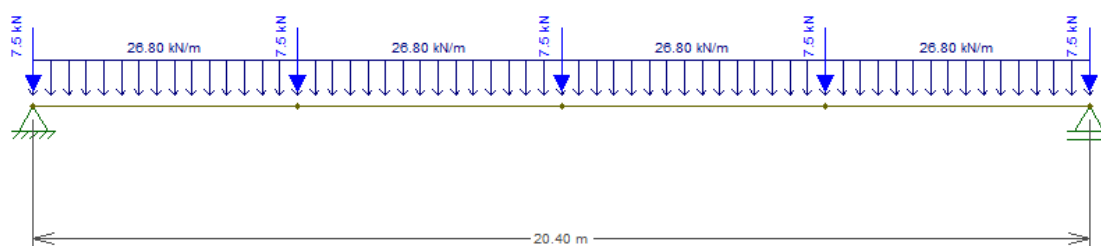
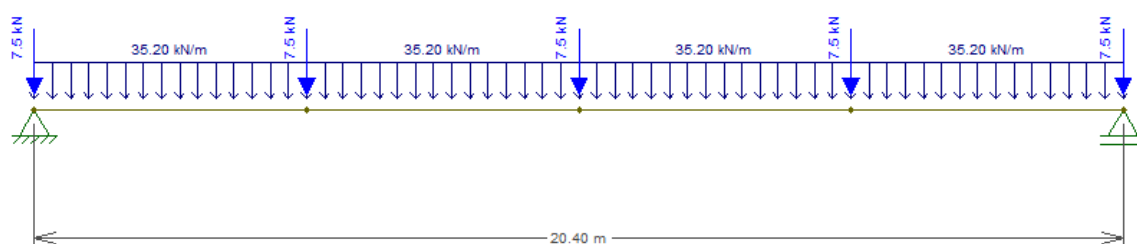


Figura 116- Modelo Situação ao final da execução da estrutura



A Figura 118 ilustra o carregamento variável na situação ao final da execução da estrutura. Pode-se notar que o carregamento do TB360 está espraído (Figura 117), seguindo o mesmo critério adotado no item 7.3.2.1. Devido à menor espessura da camada onde ocorre o espraio das cargas, o valor da carga espraída para a estrutura em questão é significativamente superior ao obtido no item 7.3.2.1.

Figura 117 – Espraio longitudinal do TB360

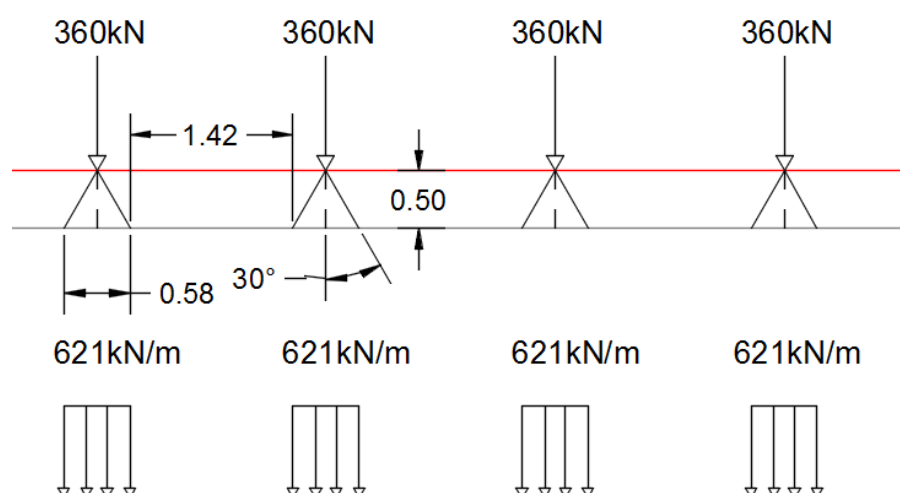
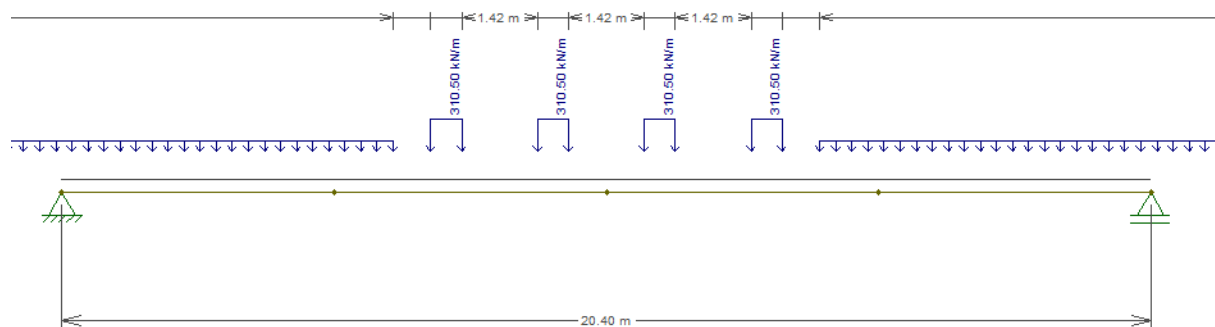


Figura 118 - Situação ao final da execução da estrutura - Carga variável



- Esforços:

Os esforços obtidos através dos modelos estão expostos a seguir.

- Situação de protensão

Figura 119 - Situação de protensão - Cortante (kN)

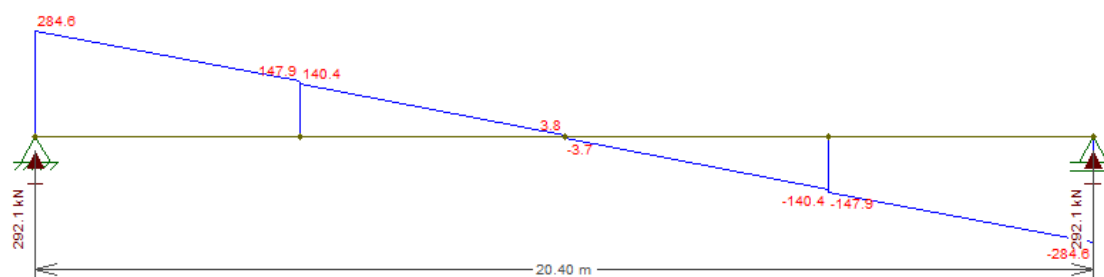
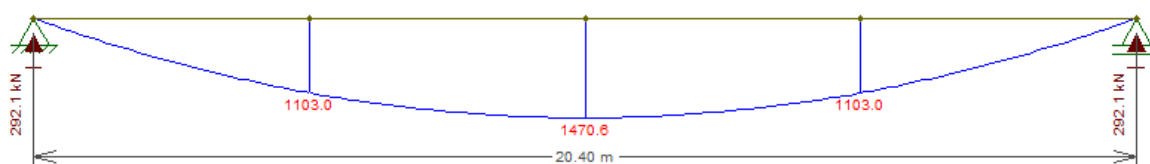


Figura 120- Situação de protensão - Momento (kNm)



- Situação ao final da execução da estrutura

Figura 121- Situação ao final da execução da estrutura – Envoltória de cortantes (kN)

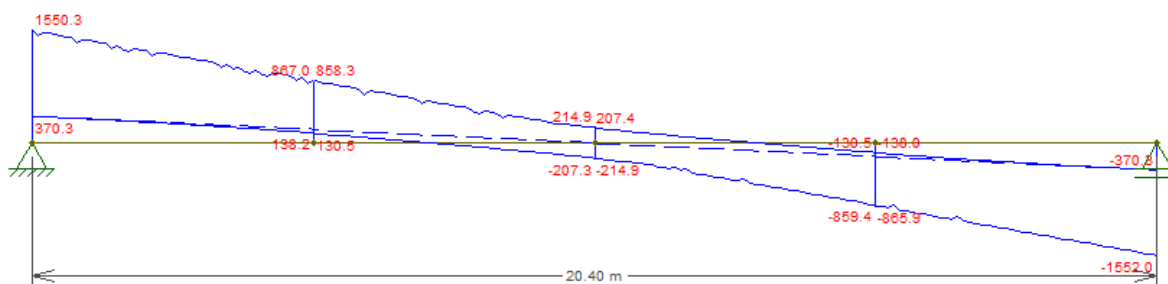
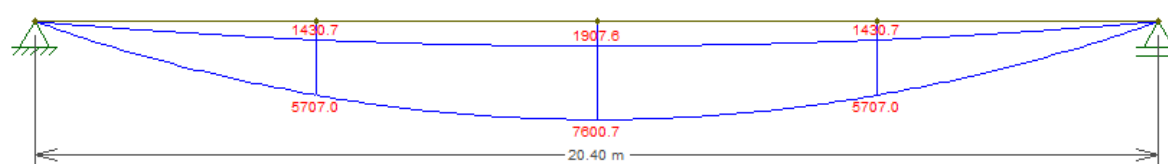


Figura 122- Situação ao final da execução da estrutura – Envoltória de Momentos (kNm)



Os esforços obtidos através dos modelos foram exportados para o software Excel.

- Definição dos cabos de protensão

Optou-se pela protensão limitada. Considerou-se a colaboração da laje no dimensionamento. Adotou-se uma seção mais robusta para o apoio da longarina e uma seção mais esbelta para o vão. A Figura 123 e a Figura 124 mostram as seções consideradas. A diminuição da seção da laje ocorre devido a necessidade de se utilizar pré-laje para a concretagem da mesma. Adotou-se, inicialmente uma espessura de 7 cm para a pré-laje.

Figura 123- Seção de 1/2 vão

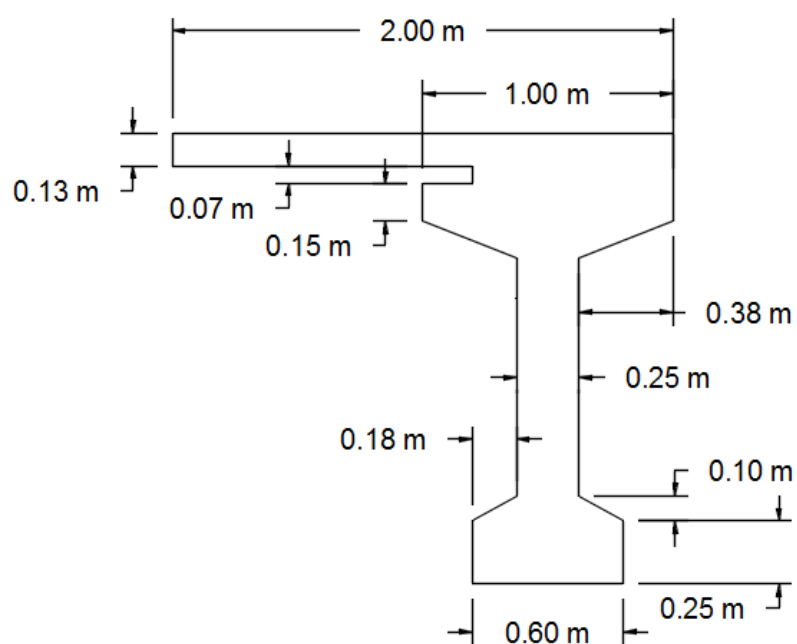
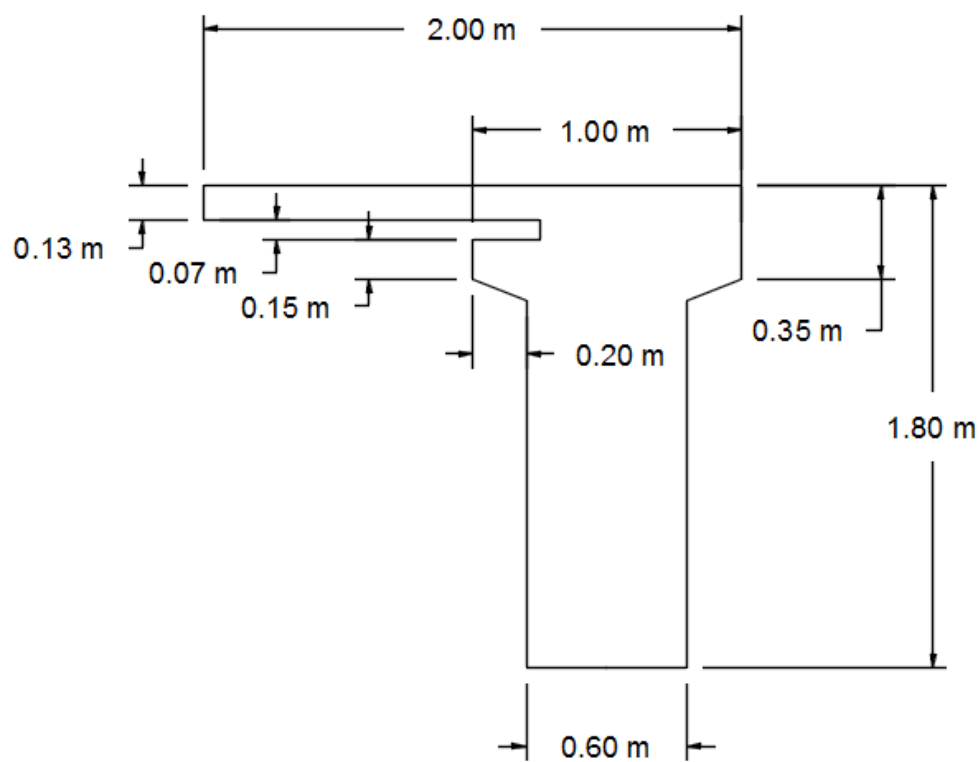


Figura 124 – Seção de apoio



As propriedades dessas seções estão na Tabela 23.

Tabela 23 - Propriedades das seções

Seção		
Apoio		
Area	1.3485	m²
h	1.8	m
I	0.421	m ⁴
ys	-0.75	m
yi	1.05	m
Ws	-0.5613	m³
Wi	0.4010	m³
1/2 vão		
Area	0.9898	m²
h	1.8	m
I	0.362	m ⁴
ys	-0.659	m
yi	1.141	m
Ws	-0.549	m³
Wi	0.317	m³

Analizou-se a seção mais carregada (1/2 vão) para definir os cabos. A partir dos esforços obtidos no modelo e das propriedades da seção de meio de vão da Tabela 23, calculou-se as tensões das faces superiores e inferiores da longarina para cada fase e para as combinações quase permanente (CQP) e frequente (CF).

Os momentos solicitantes para as combinações foram calculados com os coeficientes $\Psi_2=0,6$ e $\Psi_1=1$ como previsto na NBR6118/2014.

As tensões foram calculadas pelas equações:

$$\sigma_{sup} = M/W_{sup}$$

$$\sigma_{inf} = M/W_{inf}$$

A Tabela 24 apresenta o resultado dos cálculos.

Tabela 24 - Tensões no meio do vão

Tensões			
	Peso próprio	Carga total	
Mg	1470.6	1907.6	kNm
Mq	0	5693.1	kNm
Wsup	-0.55	-0.55	m³
Winf	0.32	0.32	m³

MCQP	1470.6	5323.5	kNm
$\sigma_{sup,CQP}$	-2680	-9700	kN/m ²
$\sigma_{inf,CQP}$	4635	16778	kN/m ²
MCF/CR	1470.6	7600.7	kNm
$\sigma_{sup,CF}$	-2680	-13849	kN/m ²
$\sigma_{inf,CF}$	4635	23955	kN/m ²

A determinação da força de protensão e a consequente determinação dos cabos foi realizada a partir das seguintes hipóteses:

- Excentricidade: $e_p=0,97\text{m}$
- Perdas imediatas: 10%
- Perdas progressivas: 15%
- Cordoalhas: $\Phi 15,2\text{mm}$

A força de protensão para a protensão limitada é definida pela maior dentre duas forças, a que limita a descompressão na face inferior para a CQP e a que limita a fissuração na face inferior para a CF.

$$P_{CQP} \geq \frac{\sigma_{inf,CQP}}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_{inf}}}$$

$$P_{CF} \geq \frac{f_{ctk,inf} - \sigma_{inf,CF}}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_{inf}}}$$

Onde:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3} [\text{MPa}]$$

A Tabela 25, a seguir, apresenta o resultado dos cálculos. O número de cordoalhas foi arredondado para cima e o valor da força de protensão recalculado.

Tabela 25 - Força de protensão

Força de Protensão		
e_p	0.97	m
N_p, CQP	-4125	kN
N_p, CF	-5236	kN
$N_{p,oo}$	-5236	kN
$N_{p,1}$	-6284	kN
$N_{p,o}$	-6982	kN
$\sigma_{p, inicial}$	1406000	kN/m ²
Num. cordoalhas	36	

Num. de cabos	2	
P,oo	-5311	kN
P,1	-6373	kN
P,o	-7081	kN
Np med,oo	-2655	kN

Adotou-se 2 cabos de 19 cordoalhas.

Definida a força de protensão, calculou-se a faixa de passagem para os valores de cada ponto exportado do modelo. As equações utilizadas para determinação da faixa de passagem foram:

- Formação de fissura na borda superior:

$$e_p \leq W_{sup} \times \left(\frac{\left(f_{ctk,inf} - \frac{M_g}{W_{sup}} \right)}{P_1} - \frac{1}{A} \right)$$

- Compressão excessiva na face superior:

$$e_p \geq W_{sup} \times \left(\frac{(-0,6 \times f_{ck} - \sigma_{sup,CR})}{P_{\infty}} - \frac{1}{A} \right)$$

- Formação de fissura na borda inferior:

$$e_p \geq W_{inf} \times \left(\frac{(f_{ctk,inf} - \sigma_{inf,CF})}{P_{\infty}} - \frac{1}{A} \right)$$

- Compressão excessiva na borda inferior:

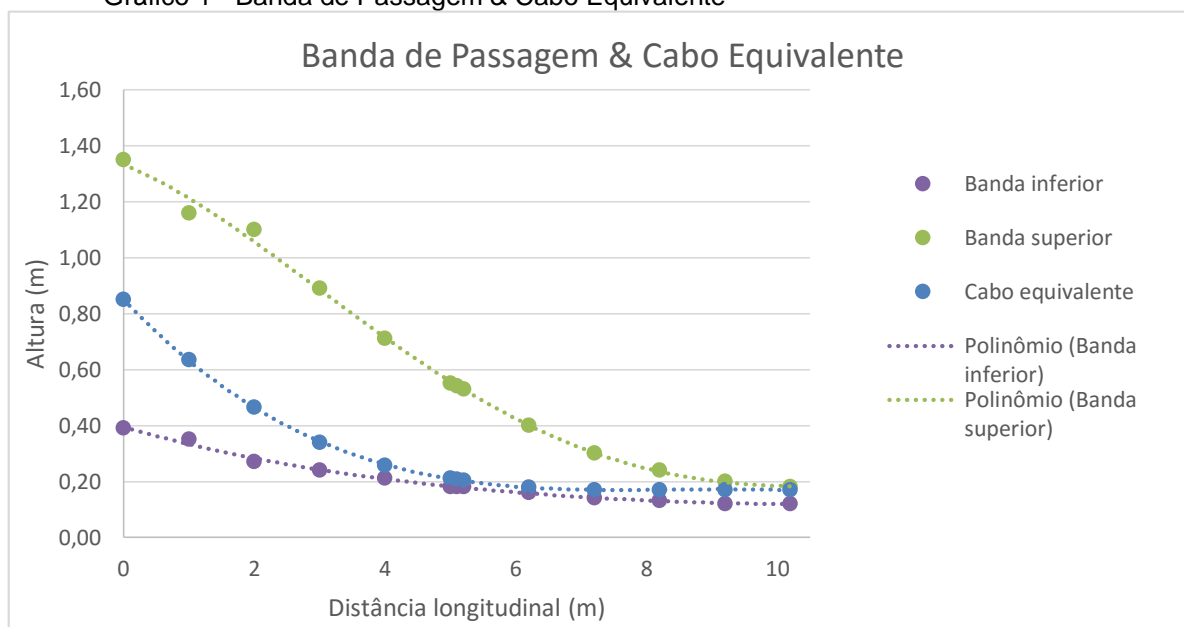
$$e_p \leq W_{inf} \times \left(\frac{\left(-0,6 \times f_{ck} - \frac{M_g}{W_{inf}} \right)}{P_1} - \frac{1}{A} \right)$$

- Limite de descompressão na borda inferior:

$$e_p \geq W_{inf} \times \left(\frac{-\sigma_{inf,CQP}}{P_{\infty}} - \frac{1}{A} \right)$$

A partir da banda definida acima, determinou-se a geometria dos cabos. A banda de passagem e o cabo equivalente estão ilustrados no Gráfico 1.

Gráfico 1 - Banda de Passagem & Cabo Equivalente



- Perdas de protensão:

Com a definição das perdas de protensão em 25% anteriormente para o dimensionamento, é necessário verificar seu valor efetivo. Essa verificação submeteu-se aos dois conjuntos de perdas existentes: perdas imediatas durante o estiramento e ancoragem dos cabos e perdas progressivas ao longo do tempo.

Adotaram-se os seguintes dados:

$\mu = 0,2$ – coeficiente de atrito entre correia e polia

$k = 0,002$ /m – trechos retos

$E_p = 19500$ kN/cm²

$f_{ptk} = 190$ kN/cm² (RB190)

$f_{ptk}^{m\acute{a}x} = 140,6$ kN/cm² (RB190)

n° cordoalhas = 19

$A_p = 26,6$ cm² (1 cabo)

$\delta = 6$ mm (recoo devido à cravação cunha de ancoragem, manual Protende)

$P_o = 3737,3$ kN – força inicial de protensão

Os resultados das perdas imediatas para cada cabo é resumida a seguir:

Tabela 26 – Perdas imediatas

Perdas Imediatas		Cabo 1	Cabo 2
Atrito	Po(kN)	3737,3	3737,3
	P1(kN)	3504,3	3537,9
	P2(kN)	3483,3	3495,5
Alongamento (mm)		70,5	70,2
Encunhamento (todos os cabos são afetados)	Po1(kN)	3124,7	3090,8
	P11(kN)	3357,7	3290,1
	P21(kN)	3378,7	3332,6
Esforços ¼ vão	PI (kN)	3572,3	3501,8
	PII(kN)	3393,6	3326,2

A seguir, representação da queda da força de protensão devido às perdas imediatas.

Figura 125 - Cabo 1

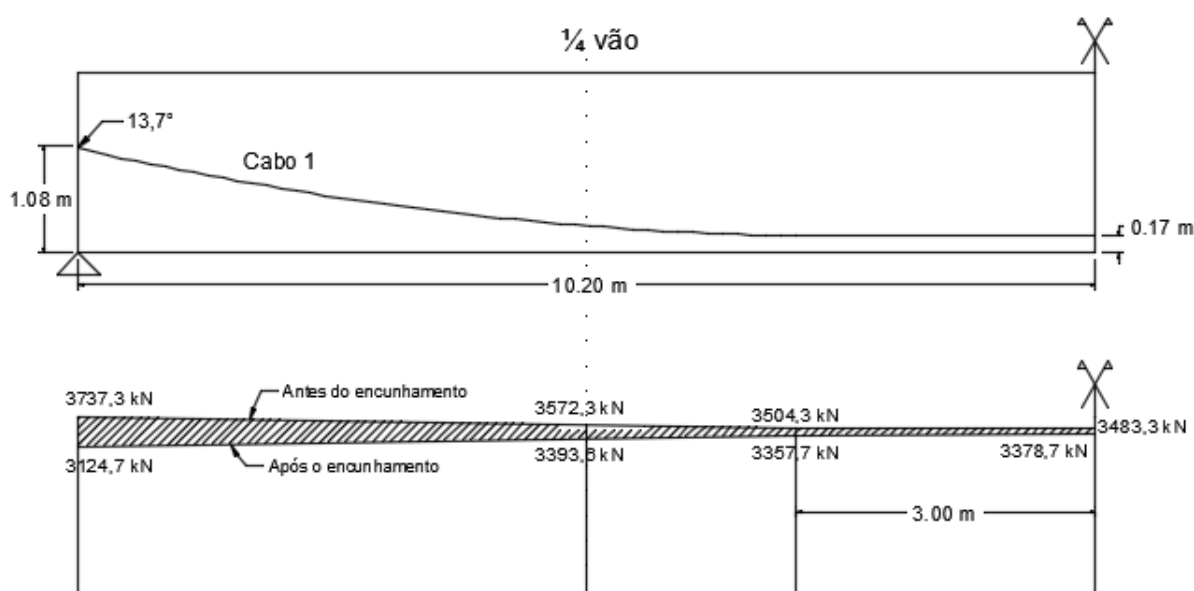
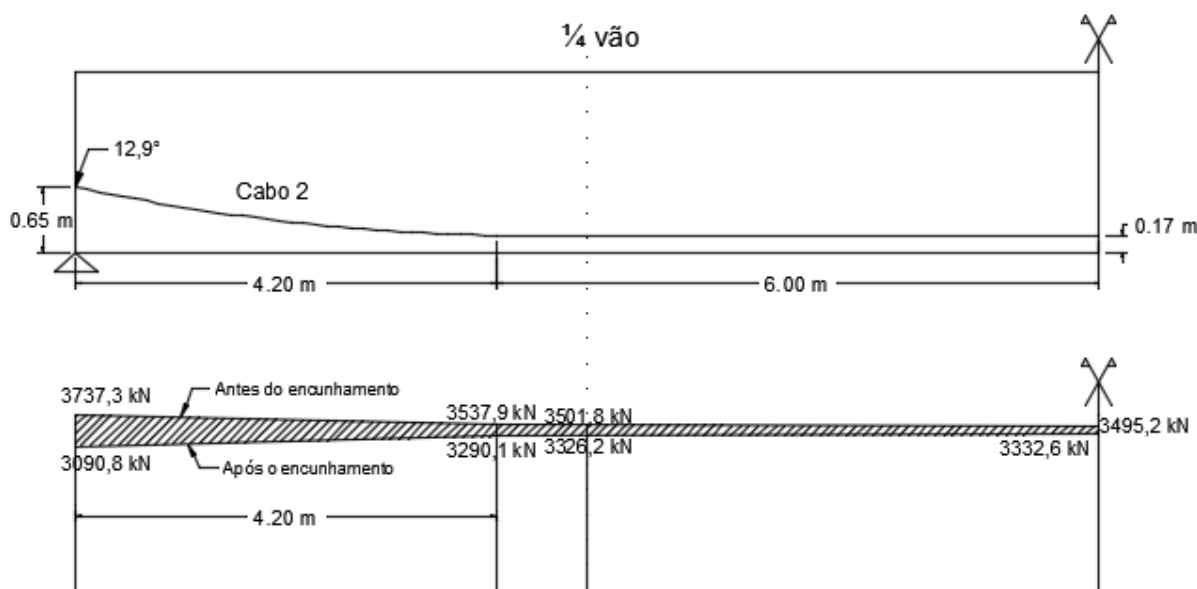


Figura 126 - Cabo 2



O cálculo das perdas imediatas por encurtamento do concreto foi calculada na seção do $\frac{1}{2}$ vão. Onde a tensão inicial de tração na armadura de protensão é de 1406 MPa e a variação da tensão de protensão é de 24,2 MPa, isso resulta uma perda percentual de 2,2%. A perda imediata total, portanto é de 8%.

As perdas progressivas foram calculadas de acordo com a NBR6118 considerando temperatura $T=20^{\circ}\text{C}$, $t_o=28$ dias, $t=30$ anos e $U=70\%$ com cimento Portland. Foram calculados:

coeficiente de fluência = 2,4

deformação por retração concreto $\varepsilon_{cs} = -0,00023$

deformação por fluência da armadura de protensão $\varepsilon_{p,c} = 0,000233$

$\chi_{(t,t_o)} = 0,035$

As perdas progressivas totais foram calculadas através da expressão mais precisa:

$$\Delta\sigma_p(\text{MPa}) = \frac{\varepsilon_{c,s} * E_p + \alpha * \sigma_{c,pog} * \varphi - \sigma_{pi} * \chi}{1 + \frac{\chi}{2} + \alpha_p * A_p * \left[\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right] * \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

resultando em um perda total de protensão de 19%. Portanto, adotar 25% de perdas totais no dimensionamento está adequado.

- Estado limite último (ELU):

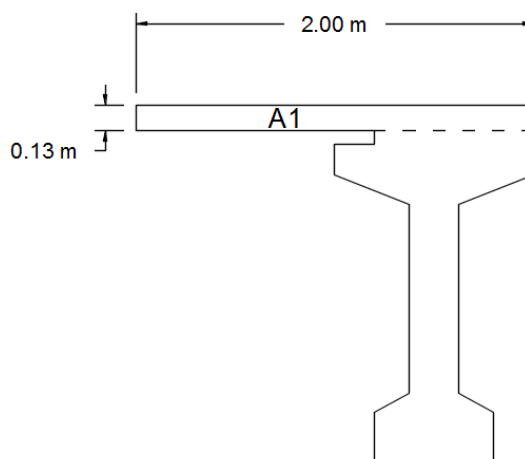
A verificação do ELU foi realizada para a seção mais carregada (1/2 vão).

Foram adotados os parâmetros indicados no item 10.3.1 e a geometria indicada na Figura 123.

Adotou-se as seguintes hipóteses:

- Aço de protensão está escoando
- Linha neutra esta na laje superior (A1 da Figura 127)

Figura 127- Hipótese: Somente laje A1 comprimida



A partir das hipóteses calculou-se:

$$R_{pd} = A_{sp} \times f_{ypd}$$

$$R_{cd}/\xi = 0,68 \times b_f \times d \times f_{cd}$$

$$\xi = \frac{R_{pd}}{R_{cd}/\xi}$$

$$x = \xi \times d$$

Tabela 27 - Resultado dos cálculos

R _{pd}	R _{cd} /ξ	ξ	x	0.8x	M _{ud} (kNm)	M _{sd}
7081.2	71254	0.099	0.162	0.1296	11083.5	10641

Dado que momento resistente último calculado foi maior que o momento solicitante é necessário validar as hipóteses adotadas.

- Linha neutra esta na laje superior (A1 da Figura 127):

Como $0,8x=0,1296 < 0,13$ a hipótese está satisfeita

- Aço de protensão está escoando:

Para satisfazer essa hipótese é necessário que:

$$\epsilon_{pu} > \epsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} = 0,007$$

Onde,

$$\begin{aligned}\epsilon_{pu} &= \epsilon_{pe} + |\epsilon_{cp}| + \epsilon_p \\ \epsilon_{pe} &= \frac{P_{\infty} \times 0,9}{A_{sp} \times E_p} = 0,0049 \\ \epsilon_{cp} &= \frac{P_{\infty} \times 0,9}{A_{sp}} \times \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p^2}{I} \right) = 0,0005\end{aligned}$$

Como $\xi < 0,259$, a seção está no domínio 2, portanto:

$$\epsilon_p = 0,01$$

Assim, temos:

$$\epsilon_{pu} > 0,0049 + 0,0005 + 0,01 = 0,0154 > \epsilon_{pyd} \therefore OK$$

Todas as hipóteses foram satisfeita, portanto não há necessidade de armadura passiva resistente à flexão. A armadura mínima de norma para a seção de meio de vão é de $A_s = 19,2 \text{ cm}^2$, portanto adotou-se $7\Phi 20 \text{ mm}$ ($A_{s,adot} = 22,05 \text{ cm}^2$).

- Força cortante:

A armadura resistente à força cortantes é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = (V_{ef,d} - V_{cd}) / (0,9 \times d \times f_{ywd})$$

Onde,

$$V_{cd} = 0,6 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \times b_{w,ef} \times d \times \beta_1$$

$$V_{ef,d} = \gamma_{fg} \times V_g + \gamma_{fq} \times V_q + \gamma_p \times V_p$$

Os coeficientes de ponderação valem:

$$\gamma_{fg} = 1,4 \text{ ou } 0,9; \gamma_{fq} = 1,4 \text{ ou } 0,9; \gamma_p = 1,2 \text{ ou } 0,9$$

Calculou-se a armadura resistente à cortante para pontos a cada metro da estrutura para o caso carregado e para o caso descarregado.

Os resultados dos cálculos estão na Tabela 28. A maior área de aço obtida foi $A_{sw}/s = 6,67 \text{ cm}^2/\text{m}$

A NBR6118/2014 prevê armadura resistente à cortante mínima dada por:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{(0,2 \times f_{ctm} \times b_w)}{f_{ywd}}$$

Para a seção de meio de vão $A_{sw}/s=4,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ e para a seção de apoio $A_{sw}/s=10,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Adotou-se $\phi 12,5 \text{ c/ } 30\text{cm}$ e 2 ramos para a seção de meio de vão. Para a seção de apoio, deve-se somar a área de aço mínima com a área de aço de fretagem.

Tabela 28 - Cortante

Cortante																
x (m)	Cabo 1		Cabo 2		Vp,oo	bw,ef (m)	Mo (kNm)	Md (kNm)	β1	Vcd (kN)	Caso Carregado			Caso descarregado		
	α	Vp,oo	α	Vp,oo							Vef,d (kN)	τwd (kN/m²)	Asw,s (cm²/m)	Vef,d (kN)	τwd (kN/m²)	Asw,s (cm²/m)
0	13.7	-630.4	12.9	-591.8	-1222.2	0.5525	2377.1	2025	2.00	2202	1173.5	1214	-15.02	1133.4	1172.2	-15.60
1	11.9	-546.7	9.9	-455.7	-1002.4	0.5525	3401.9	2025	2.00	2202	1140.8	1180	-15.49	903.1	934.1	-18.96
2	10.0	-461.3	6.8	-315.9	-777.2	0.2025	4759.5	3805	2.00	807	1123.2	3170	4.62	670.0	1890.6	-2.00
3	8.1	-374.4	3.7	-173.3	-547.7	0.2025	5361.8	5375	2.00	806	1191.7	3363	5.63	435.3	1228.5	-5.41
4	6.2	-286.2	0.6	-29.2	-315.4	0.2025	5752.8	6735	1.85	748	1204.6	3399	6.67	201.0	567.1	-7.99
5	4.3	-197.0	0.0	0.0	-197.0	0.2025	5973.1	7882	1.76	709	1121.6	3165	6.02	107.0	302.0	-8.80
5.1	4.1	-188.1	0.0	0.0	-188.1	0.2025	5990.5	7990	1.75	706	1110.5	3134	5.91	101.5	286.4	-8.83
5.2	3.9	-179.1	0.0	0.0	-179.1	0.2025	6007.1	8090	1.74	703	1088.6	3072	5.63	102.3	288.8	-8.77
6.2	1.9	-89.2	0.0	0.0	-89.2	0.2025	6128.0	9022	1.68	678	944.3	2665	3.89	46.9	132.3	-9.21
7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2025	6171.5	9742	1.63	659	865.3	2442	3.01	3.8	10.7	-9.57
8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2025	6171.5	10251	1.60	646	672.6	1898	0.38	55.8	157.5	-8.63
9.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2025	6171.5	10551	1.58	640	480.7	1357	-2.32	119.5	337.3	-7.59
10.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2025	6171.5	10641	1.58	638	343.3	969	-4.30	193.2	545.3	-6.49

- Estados limites de serviço (ELS):

Não há necessidade de verificação do ELS de fissuração dado que optou-se pela protensão limitada. A verificação do ELS de flecha excessiva também não será realizada dado que as flechas da estrutura serão corrigidas na execução da via férrea sobre a estrutura.

- Fadiga

Na Seção 23 da NBR6118, relativa a ações dinâmicas e fadiga, encontram-se critérios para avaliar os danos gerados nas estruturas por ações cíclicas. Abordou-se a verificação da fadiga das armaduras ativa e passiva, tanto de flexão como de cisalhamento, bem como a fadiga do concreto à compressão.

Calculou-se as tensões superior e inferior a cada 1 m de vão para a situação ao final da execução da estrutura, considerando as tensões do peso próprio final da estrutura, das combinações de ações frequentes e da protensão com $N_{p,o}$ e $N_{p,\infty}$. Assim, realizou-se a comparação e em seguida definiu-se a tensão máxima de compressão. A seguir a tabela resume as tensões em cada seção:

Figura 128 - Tensões nas seções da longarina

x (m)	Tensão Mg + Protensão				Tensão MCF + Protensão			
	$N_{p,\infty}$		$N_{p,o}$		$N_{p,\infty}$		$N_{p,o}$	
	σ_{sup} (kN/m ²)	σ_{inf} (kN/m ²)	σ_{sup} (kN/m ²)	σ_{inf} (kN/m ²)	σ_{sup} (kN/m ²)	σ_{inf} (kN/m ²)	σ_{sup} (kN/m ²)	σ_{inf} (kN/m ²)
0	-1991	-6410	-2655	-8547	-1991	-6410	-2655	-8547
1	-645	-8377	-651	-11463	-2594	-5649	-2600	-8734
2	-66	-14369	319	-19863	-3797	-7915	-3412	-13409
3	638	-15661	1429	-21882	-4623	-6562	-3832	-12783
4	984	-16306	2041	-23001	-5596	-4924	-4540	-11619
5	1048	-16440	2255	-23403	-6638	-3144	-5432	-10107
5,1	1049	-16443	2267	-23426	-6743	-2965	-5524	-9949
5,2	1050	-16446	2280	-23450	-6839	-2800	-5609	-9804
6,2	1002	-16376	2315	-23527	-7805	-1142	-6492	-8293
7,2	860	-16134	2202	-23338	-8652	319	-7310	-6885
8,2	693	-15845	2035	-23049	-9315	1466	-7973	-5738
9,2	590	-15667	1932	-22871	-9705	2140	-8363	-5064
10,2	551	-15600	1893	-22804	-9822	2343	-8480	-4861

Tabela 29 - Relação das máximas e mínimas tensões

	$\sigma_{superior}$ (kN/m ²)	$\sigma_{inferior}$ (kN/m ²)
Máximo	1893	2343
Mínimo	-9822	-22804

A maior tensão de compressão foi obtida na seção inferior de $\frac{1}{2}$ vão através do momento máximo de flexão do peso próprio na estrutura com a combinação da protensão em caso de $N_{p,o}$, com valor $\sigma_{c,m\acute{a}x} = -22.804 \text{ kN/m}^2$.

Para a verificação da fadiga do concreto em compressão foram utilizados os seguintes dados:

$$fcd_{fadiga} = 0,45 * \gamma_c * fck = 0,45 * 1,4 * 45 \text{ MPa} = 28,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = -9822 \text{ kN/m}^2 - \text{Tensão mínima de compressão}$$

$$\sigma_{c2} = -22804 \text{ kN/m}^2 - \text{Tensão máxima de compressão}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 * \left(\frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|} \right)}$$

$$= 0,78 \text{ fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto}$$

A verificação para o concreto em compressão é satisfeita se:

$$\eta_c * \gamma_f * \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq fcd_{fadiga}$$

$$24,9 \text{ MPa} \leq fcd_{fadiga} \rightarrow \text{Condição satisfeita}$$

A verificação da fadiga do concreto em tração não foi verificada pois não é o caso em estudo.

A verificação da fadiga na armadura é satisfeita se a máxima variação de tensão calculada, $\Delta\sigma_{ss}$, para a combinação frequente de cargas satisfizer:

$$\gamma_f * \Delta\sigma_{ss} \leq \Delta f s d_{fadiga}$$

Foram utilizados os seguintes dados:

$$\Delta f s d_{fadiga} = 95 - \text{Armadura passiva para } 2 \times 10^6 \text{ ciclos, Tabela 23.2 da NBR6118}$$

$$\Delta f s d_{fadiga} = 110 - \text{Armadura ativa para } 2 \times 10^6 \text{ ciclos, Tabela 23.2 da NBR6118}$$

$$\text{Momento}_{m\acute{a}x,CF} = 7600,7 \text{ kNm na seção de } \frac{1}{2} \text{ vão}$$

$$\text{Momento}_{m\acute{í}nimo,CF} = 0,0 \text{ kNm na seção de } \frac{1}{2} \text{ vão}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} = 6,6 \text{ e } \alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = 6,1$$

$$ds = 1,75 \text{ m} - \text{Armadura passiva}$$

$$dp = 1,63 \text{ m} - \text{Armadura ativa}$$

$$x = 1,20 \text{ m} - \text{profundidade da linha neutra na seção}$$

$$J = 0,73 \text{ m}^4 - \text{Momento de inércia da seção fissurada}$$

A variação de tensão para armadura passiva é:

$$\Delta\sigma_s = \frac{\alpha_s * (M_{m\acute{a}x} - M_{m\acute{í}n}) * (ds - x)}{J} = 37,5 \text{ MPa} < 95 \text{ MPa} \rightarrow \text{Satisfeita}$$

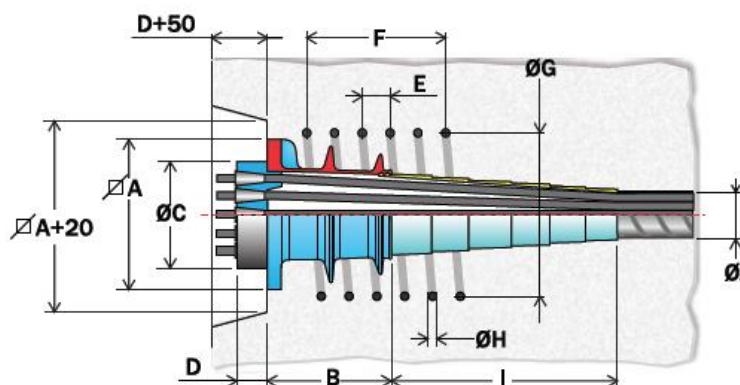
A variação de tensão para a armadura ativa é:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha p * (M_{\max} - M_{\min}) * (dp - x)}{J} = 27,3 \text{ MPa} < 110 \rightarrow \text{Satisfeita}$$

- Fretagem

Adotou-se ancoragem do tipo MTAI do catálogo da PROTENDE, empresa fabricante.

Figura 129 - Ilustração do aparelho de apoio



Fonte: PRONTENDE

Tabela 30 - Dimensões do aparelho de apoio

Tipo		ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25									Bainha	
		Ø A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	Ø H mm	I mm	Ø J	
											15,2	12,7
AA 12,7 MTAI 09	AA 15,2 MTAI 04	150	100	114	45	50	300	170	12,5	100	45	-
	AA 15,2 MTAI 07	180	120	127	55	60	360	220	12,5	100	65	60
AA 12,7 MTAI 12	AA 15,2 MTAI 09	200	178	152	60	60	360	250	12,5	210	70	65
AA 12,7 MTAI 15	AA 15,2 MTAI 12	220	190	165	60	60	420	310	12,5	380	80	70
AA 12,7 MTAI 19	AA 15,2 MTAI 15	250	208	203	70	65	455	350	12,5	380	85	80
AA 12,7 MTAI 27*	AA 15,2 MTAI 19	280	225	229	75	70	490	400	16	418	95	90
	AA 15,2 MTAI 22*	300	240	254	75	70	560	430	16	250	100	-
	AA 15,2 MTAI 27*	325	254	280	90	80	640	470	20	475	110	-

* Fornecimento sob consulta

Dimensões sujeitas a modificações

Fonte: PRONTENDE

A ancoragem escolhida possui placa de 28x28 cm.

Devido à aplicação de cargas em superfícies restritas das placas de protensão surgem tensões de tração que devem ser absorvidas por armaduras. As armaduras de regularização de cargas no apoio possuem várias composições, dentre elas, as que regularizam as resultantes de Z_y , Z_z e Z_{borda} .

Para o cálculo das componentes Z_y , Z_z , segundo a fórmula de Fritz Leonhardt, temos:

$$Z_y = 0,3 * P * \left(1 - \frac{a_o}{d}\right), \quad \text{onde } a_o = \text{altura da placa}$$

$$Z_z = 0,3 * P * \left(1 - \frac{c_o}{b}\right), \quad \text{onde } c_o = \text{largura da placa}$$

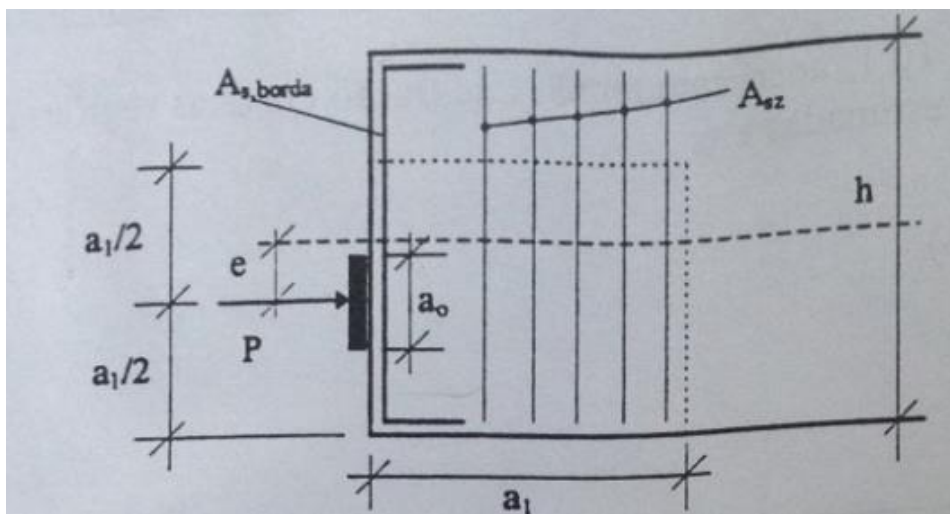
$$A_s = \frac{Z \times 1,4}{f_{yd}}$$

Para o cálculo da componente Z_{borda} , temos:

$$\text{Maior} \begin{cases} Z_{borda} = \frac{0,015 * P}{1 - \left(\sqrt{\frac{2 * e}{h}}\right)} \\ Z_{borda} = \max(P_i * \tan \alpha_i) \end{cases}$$

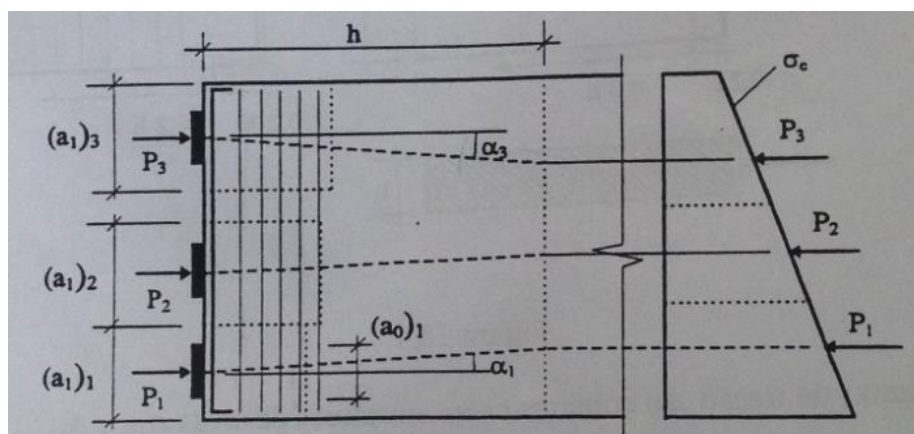
Para esta situação de várias cargas excêntricas de protensão, cada cabo tem uma área de influência para a regularização das cargas de protensão, representado nas figuras a seguir.

Figura 130 - Áreas de influência para situação de cabos excêntricos



Fonte: Ishitani, Hideki et al. ESTRUTURAS DE CONCRETO II – Notas de Aula

Figura 131 - Áreas de influência para situação de vários cabos



Fonte: Ishitani, Hideki et al. ESTRUTURAS DE CONCRETO II – Notas de Aula

Os valores das variáveis utilizadas no dimensionamento estão na Figura 132.

Figura 132 - Variáveis da fretagem para $Z_{borda,i}$

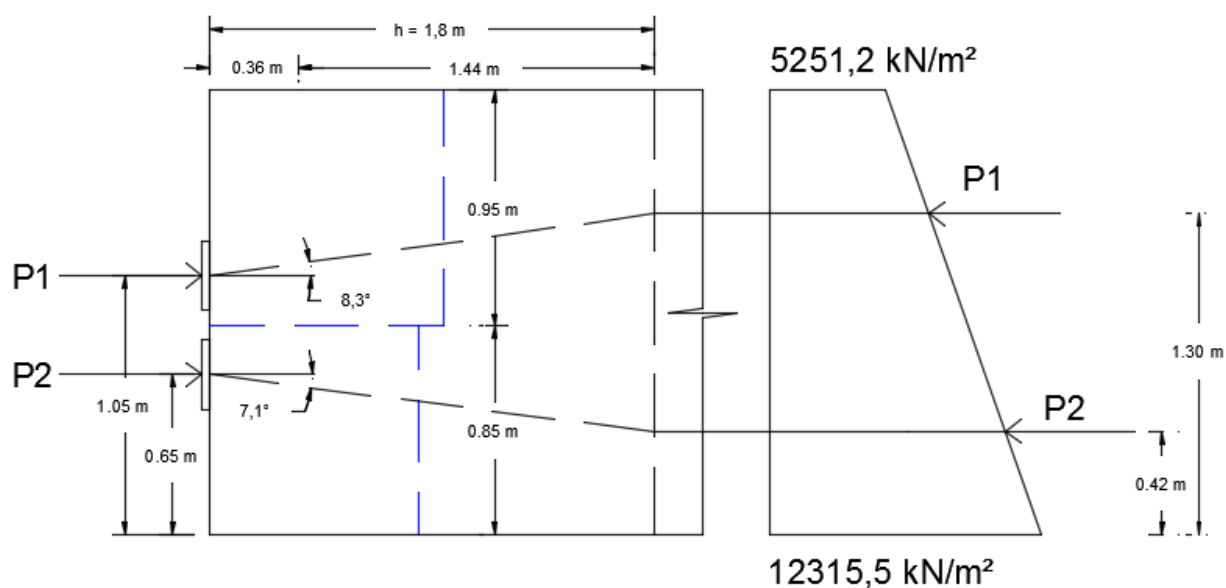


Tabela 31–Cálculos para Z_y e Z_z

Z_y máximo	749	kN
Z_d	1049	kN
f_{yd}	400000	kN/m ²
A_s	0,0026	m ²
A_{sy}	26,2	cm ²
$A_{s, cortante}$	10,5	cm ² /m
$A_{s, total}$	41,3	cm ²
6 x $\phi 16$ c/15 e 4 ramos		
Z_z	1133	kN
Z_d	1586	kN
f_{yd}	400000	kN/m ²
A_s	0,0040	m ²
A_{sz}	39,7	cm ²
5x2 conjuntos $\phi 6,3$ c/20(5 voltas)		

Cálculos para $Z_{borda,i}$ máximo

	e (m)	Z_{borda} (kN)
Cabo1	0,073	74,3
Cabo2	0,473	193,1
$\sigma_{superior}$	5251,2	kN/m ²
$\sigma_{inferior}$	12315,5	kN/m ²
h1	1,3	m
h2	0,42	m
α_1	8,3	°

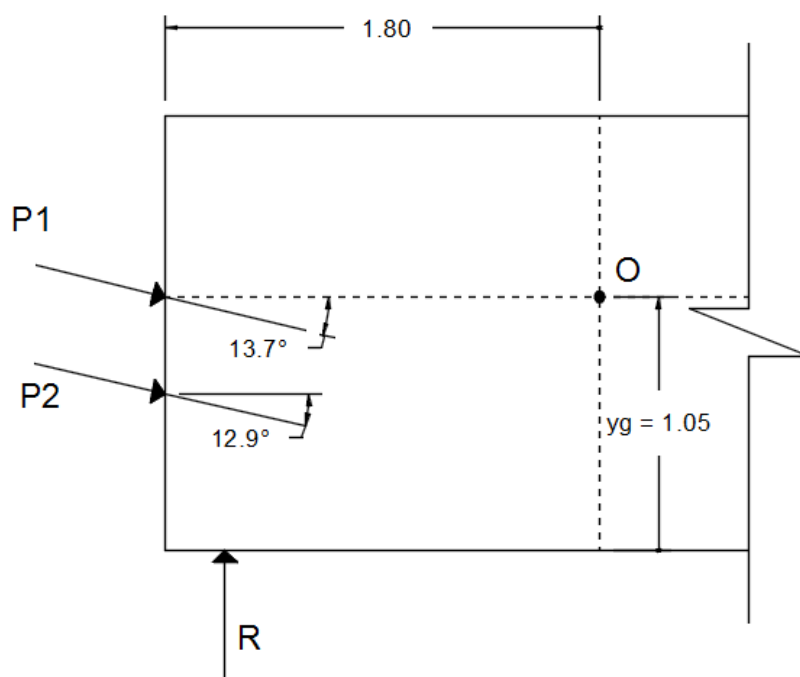
α_2	7,1	°
Z _{bi} máx	516	kN
Z_{borda} máximo	516	kN
As_{borda}	18,1	cm ²
6 x ϕ 20 mm		

- Armadura junto ao apoio:

Seja M_{od} (Figura 133) o momento de cálculo em devido às forças de protensão e à reação de apoio, a armadura junto ao apoio é dada por:

$$A_s = \frac{M_{od}}{0,9 \times d \times f_{yd}}$$

Figura 133 - Esquema de cálculo da armadura de ancoragem



M_{od} foi calculado para todas as combinações de P e R possíveis nas etapas de execução e utilização da estrutura.

Tabela 32 - Armadura de Ancoragem

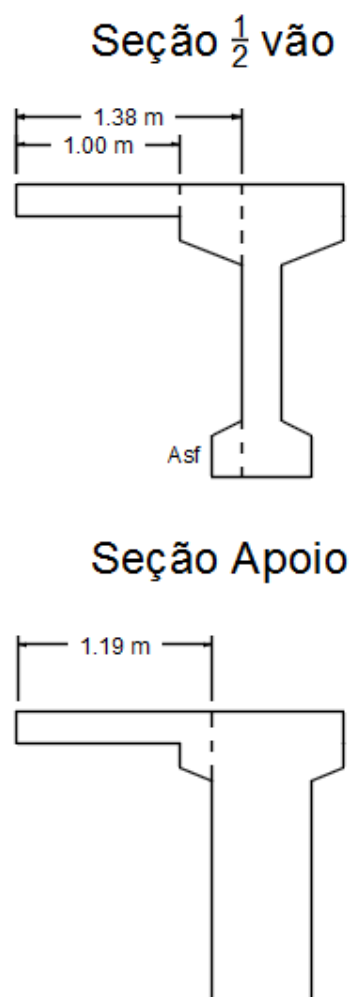
	N _{p,o} (kN)	N _{p,oo} (kN)
Cabo1	-3541	-2655
Cabo 2	-3541	-2655
Mok, Cabo1 (kNm)	-1513	-1135
Mok, Cabo2 (kNm)	-2801	-2101
Reação do apoio		
R apoio mínimo	316	kN

R apoio máximo	1540	kN
Mok, R apoio mín (kNm)	490	kNm
Mok, R apoio max (kNm)	2387	kNm
Momentos		
Mod (Npo, Rmin)	-4687	kNm
Mod (Npo, Rmax)	-2790	kNm
Mod (Npoo, Rmin)	-3393	kNm
Mod (Npoo, Rmax)	-1496	kNm
As	69.2	cm ²
As adotado: 14Φ25 (70cm ²)		

- Armaduras de costura

As dimensões utilizadas para o cálculo das armaduras de costura estão expostas na Figura 134.

Figura 134 - Armadura de Costura



Os cálculos e resultados estão expostos na Tabela 33.

Tabela 33 - Armadura de costura - Resumo

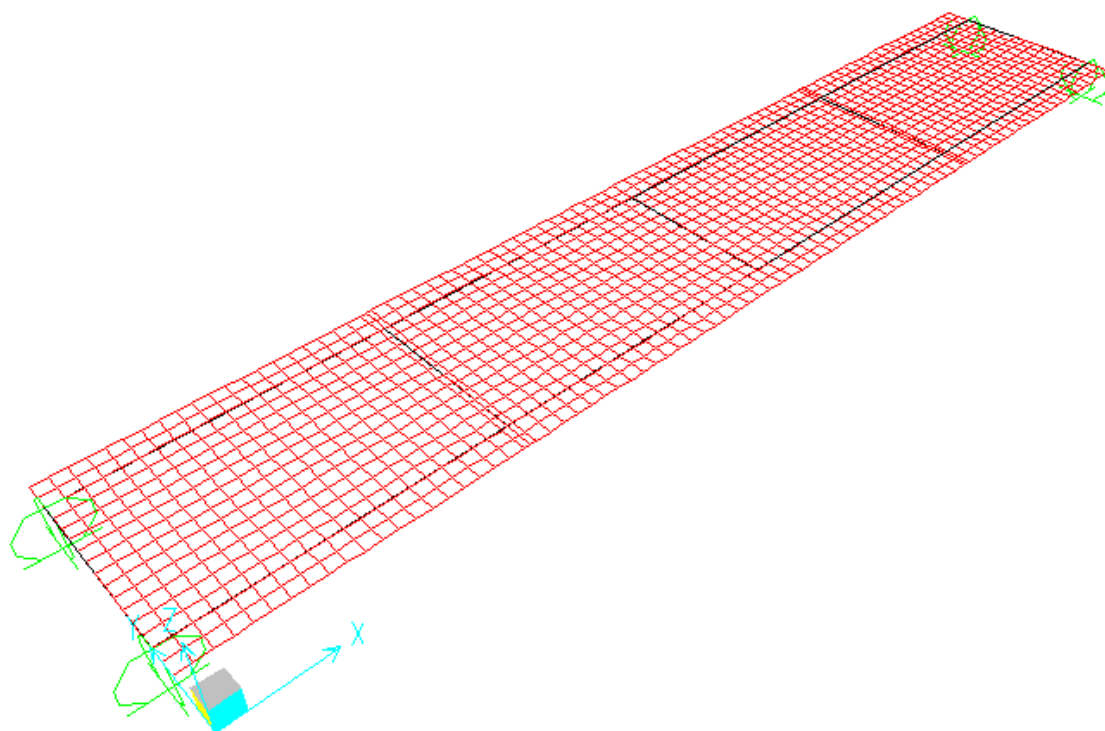
Costura		
Vd	1204.6	kN
bf	2	m
d	1.8	m
fywd	434783	kN/m ²
Laje		
b`	1	m
hf	0.2	m
Vfd	602.3	kN
τfc	1924.0	kN/m ²
ρ	0.0044	
Asf	8.85	cm ² /m
Φ10 c/ 15 e 2 ramos		
Mísula 1/2 vão		
b`	1.38	m
hf	0.5	m
Vfd	831.2	kN
τfc	1062.0	kN/m ²
ρ	0.0024	
Asf	12.21	cm ² /m
Φ12,5 c/ 15 e 2 ramos		
Mísula Apoio		
b`	1.2	m
hf	0.43	m
Vfd	722.7	kN
τfc	1073.8	kN/m ²
ρ	0.0025	
Asf	10.62	cm ² /m
Φ10 c/ 15 e 2 ramos		
Talão		
Asf	0.0525	m ²
As	0.14	m ²
Vfd	451.7	kN
hf	0.35	m
τfc	824.6	kN/m ²
ρ	0.0019	
As	6.64	cm ² /m
Φ12,5 c/ 30 e 2 ramos		

Laje e transversinas:

- Modelo:

Utilizou-se um modelo no software SAP2000 para obtenção dos esforços na laje e nas transversinas. Os carregamentos no modelo seguiram os mesmos critérios adotados para as longarinas. No entanto, posicionou-se o trem tipo de maneira a causar os maiores esforços possíveis nos elementos analisados. As figuras a seguir apresentam o modelo e seus resultados relevantes para o dimensionamento dos elementos estudados.

Figura 135 - Modelo SAP2000



- Laje:

Figura 136 - Cortantes Máximas (kN)

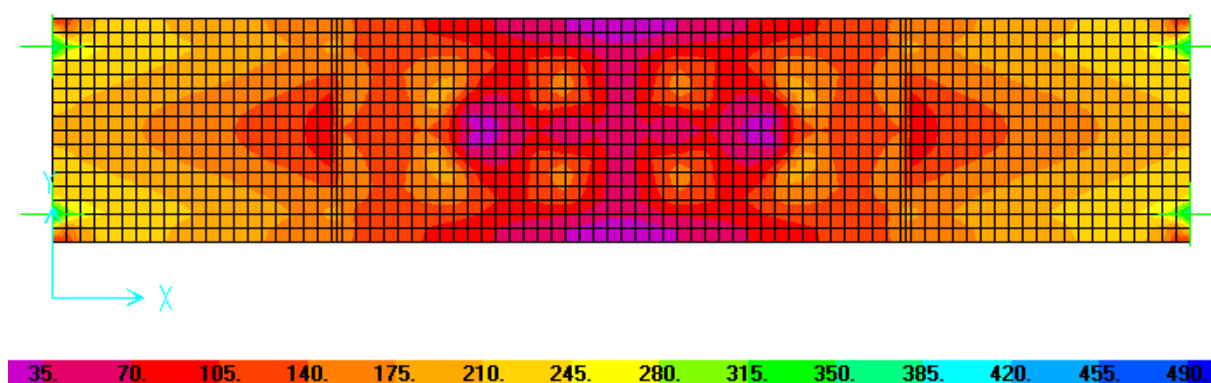


Figura 137- Momentos na direção longitudinal (kNm)

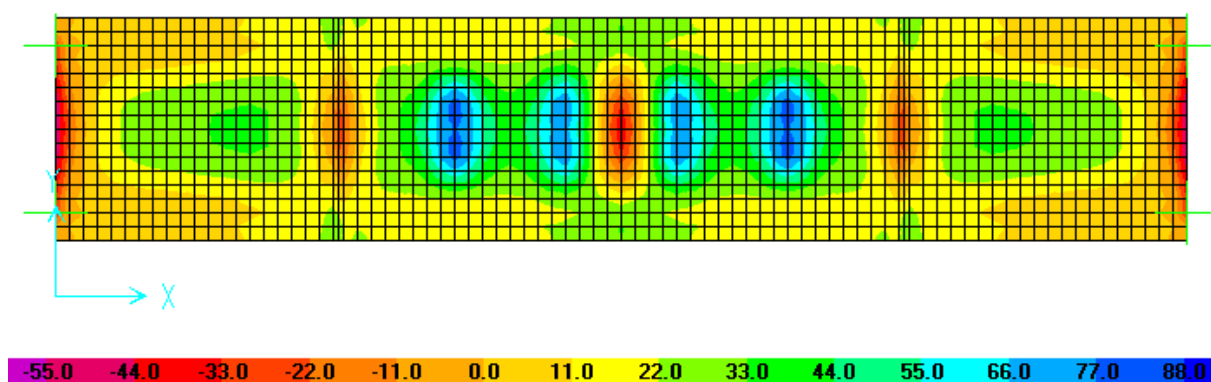
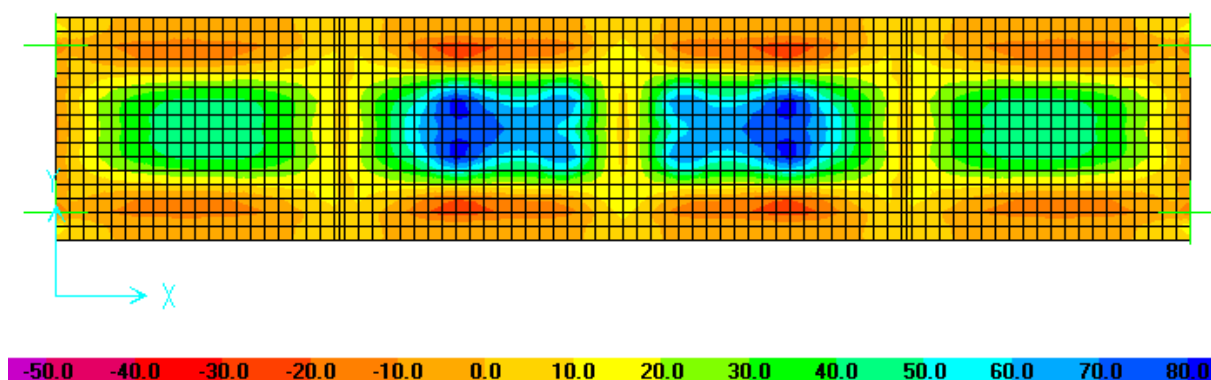


Figura 138- Momentos na direção transversal (kNm)



- Transversinas:

Figura 139 - Cortante na transversina mais carregada



Fonte: Autoria própria.

Figura 140- Momento na transversina mais carregada



Fonte: Autoria própria.

- Cálculo das armaduras:

➤ Laje:

A Tabela 34 resume os cálculos das armaduras de flexão e a Tabela 35 os cálculos dos estribos.

Tabela 34 - Armaduras de flexão

Armaduras de flexão					
Direção longitudinal			Direção transversal		
Dimensões da Peça			Dimensões da Peça		
bw	1	m	bw	1	m
h	0.2	m	h	0.2	m
Flexão positiva			Flexão positiva		
d	0.147	m	d	0.123	m
c	5.3	cm	c	7.7	cm
Esforços Solicitantes			Esforços Solicitantes		
Mk	84	kNm/m	Mk	81	kNm/m
Posição da Linha Neutra			Posição da Linha Neutra		
x	0.041	m	x	0.050	m
Ascalc.	20.72	cm ² /m	Ascalc.	25.37	cm ² /m
Asmín	5.18	cm ² /m	Asmín	5.18	cm ² /m
As ad	20.475	cm ² /m	As ad	25.33	cm ² /m
Φ20 c/ 15			Φ22 c/ 15		
Flexão negativa			Flexão negativa		
d	0.152	m	d	0.143	m
c	4.6	cm	c	5.75	cm
Esforços Solicitantes			Esforços Solicitantes		

Mk	27	kN/m	Mk	44	kNm/m
Posição da Linha Neutra			Posição da Linha Neutra		
x	0.012	m	x	0.021	m
Ascalc.	5.82	cm ² /m	Ascalc.	10.57	cm ² /m
Asmín	5.18	cm ² /m	Asmín	5.18	cm ² /m
As ad	6.4	cm ² /m	As ad	12	cm ² /m
Φ12,5 c/ 15			Φ16 c/ 15		

Tabela 35 - Estribos

Estribos		
Dimensões da Peça		
bw	1	m
h	0.2	m
d	0.147	m
Vk	276	kN/m
Vd	386.4	kN/m
VRd2	1071.6	kN/m
Asw/s	55.93	cm ² /m/m
Asw/s ad	60	cm ² /m/m
Φ8 c/ 10 e 12 ramos		

➤ Transversinas

A Tabela 36 resume os cálculos realizados.

Tabela 36 - Dimensionamento armaduras transversina

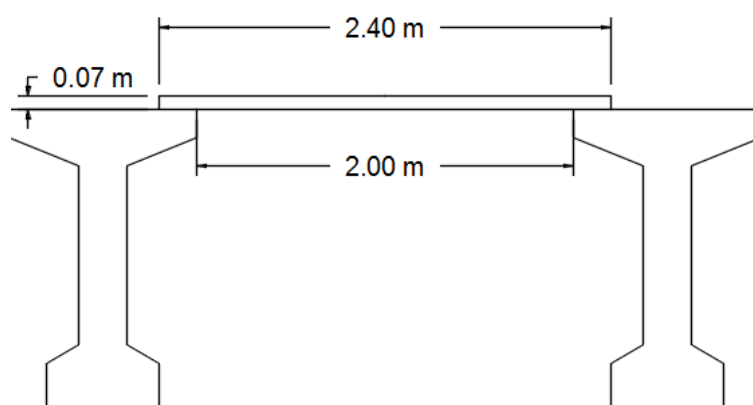
Dimensões da Peça		
bw	0.20	m
h	1.00	m
d	0.92	m
c	8.5	cm
Esforços Solicitantes		
Mk	425	kNm
Vk	106	kN
Armadura de flexão		
Posição da Linha Neutra		
X	0.162	m
Ascalc.	16.29	cm ²
Asmín	5.18	cm ²
As ad	20.00	cm ²
4Φ25		

Estribos		
Vd	148	kN
VRd2	1334	kN
Asw/S	2.80	cm ² /m
Asw/s ad	6.67	cm ² /m
Φ8 c/ 30 e 2 ramos		

10.3.2.2 Pré-laje

A pré-laje deve conter os estribos e a armadura de flexão positiva no sentido transversal da laje. As dimensões adotadas estão na Figura 141.

Figura 141- Pré-laje – Geometria



- Cargas:

As cargas na pré-laje são peso próprio da pré-laje, peso da laje a ser concretada acima da pré-laje e sobrecarga de execução.

Adotou-se, conservadoramente, 1kN/m² de sobrecarga, equivalente a um operário de 100kg de massa por metro quadrado. Portanto, temos a seguinte carga na pré-laje:

$$p = 0,2 \times 25 + 1 = 6 \text{ kN/m}$$

- Modelo:

Utilizou-se um modelo da barra bi-apoiada. Assim temos:

$$M_{k,máx} = p \times \frac{l^2}{8} = 6 \times \frac{2^2}{8} = 3 \text{ kNm}$$

- Armadura de flexão:

Dado a pequena espessura da laje e o posicionamento dos estribos e da armadura de flexão final da laje no sentido transversal, optou-se por adicionar uma

armadura de pequeno diâmetro com apenas 2cm de cobrimento, tendo, portanto, apenas função provisório.

A Tabela 37 a seguir resume os cálculos realizados.

Tabela 37 - Pré-laje - Armadura

Armadura de flexão		
Dimensões da Peça		
bw =	1	m
h =	0.07	m
d =	0.05	m
c =	2	cm
Esforços Solicitantes		
Mk =	3	kNm/m
Posição da Linha Neutra		
x =	0.0040	m
Ascalc. =	2.00	cm ² /m
Asmín =	1.81	cm ² /m
As ad	2.00	cm ² /m
Φ5 c/ 10		

10.3.3 Croquis

As figuras a seguir ilustram as armaduras nas longarinas nas seções de apoio e meio de vão. As armaduras de estribos não foram representadas na laje com intuito de não poluir o desenho e permitir uma visualização clara.

Figura 142 – Armadura na seção de apoio (fretagem de borda)

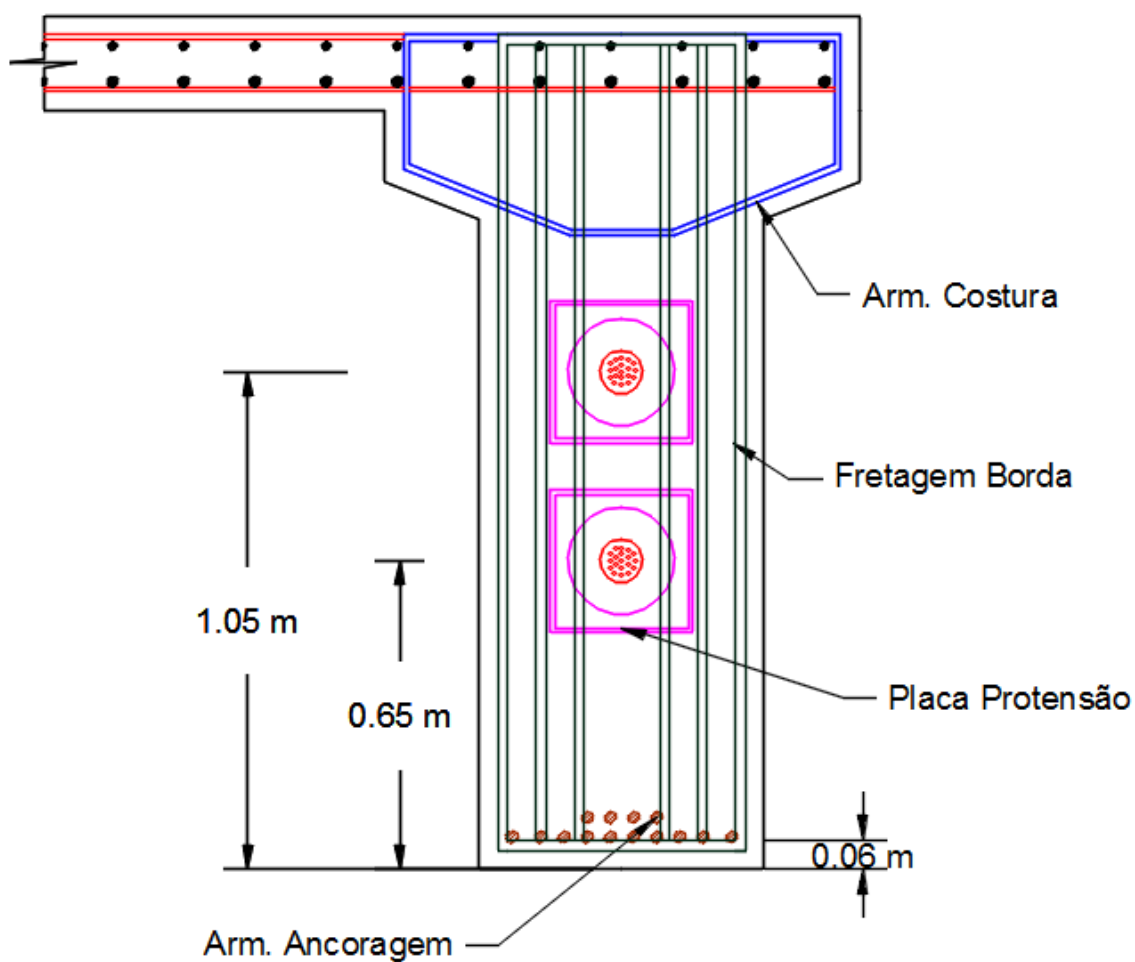


Figura 143 - Armadura na seção de apoio (fretagem)

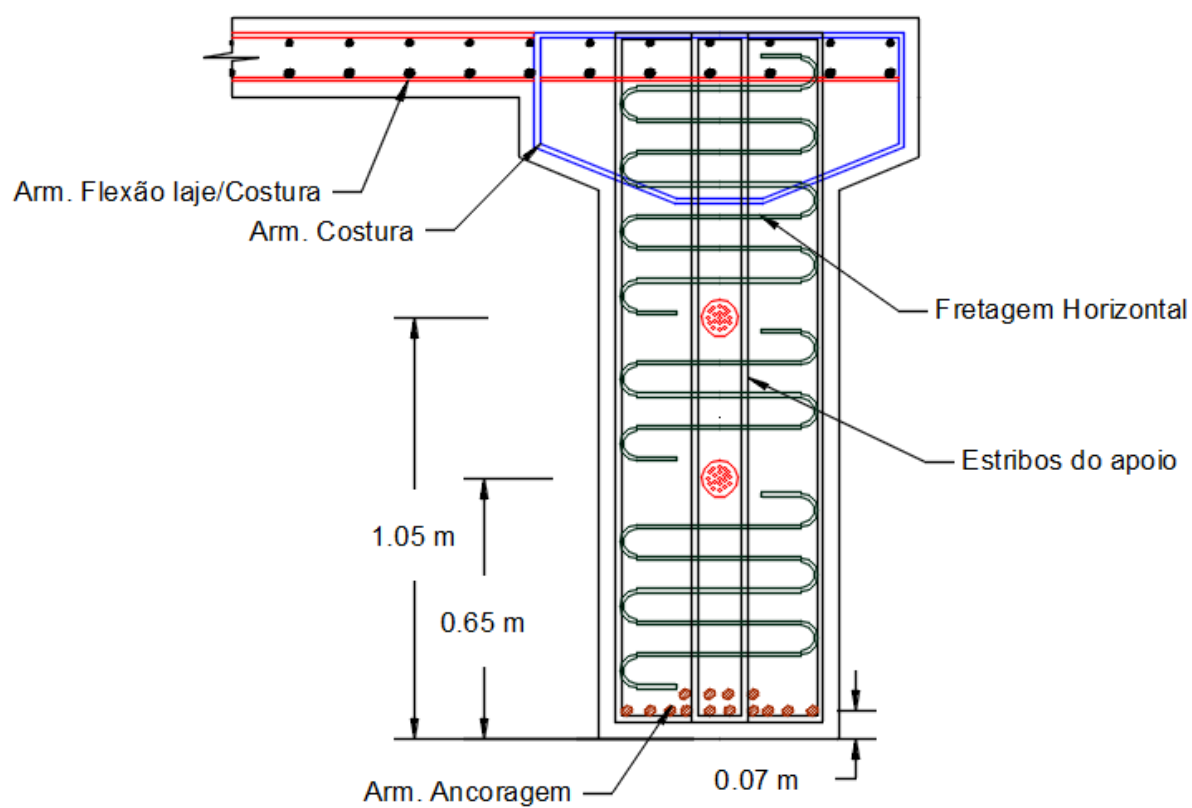
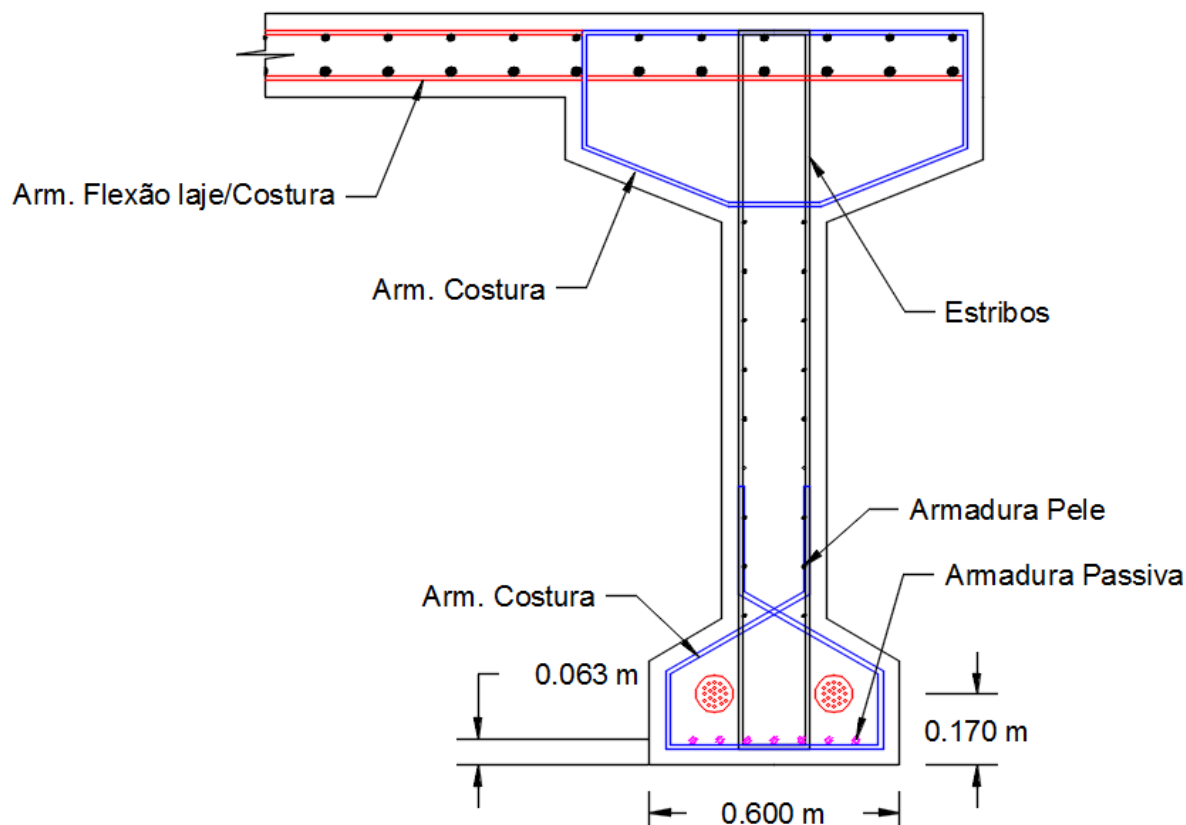


Figura 144 - Armaduras seção de meio de vão



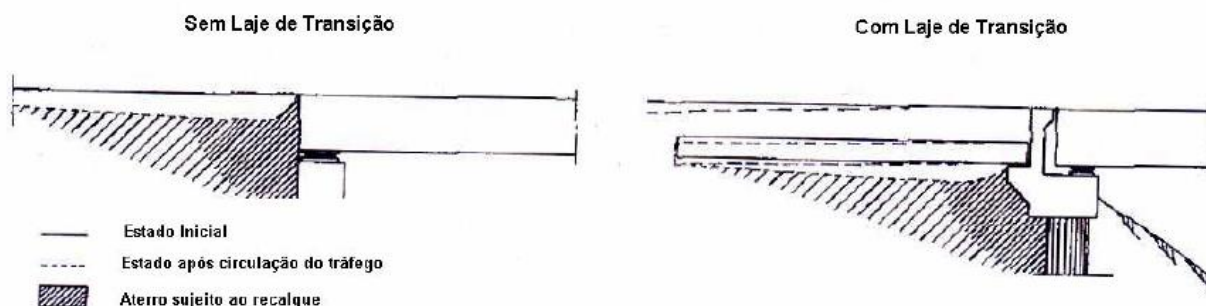
10.4 Laje de Aproximação

As lajes de transição são elementos que visam amenizar diferenças de altura na via entre a obra de arte e o aterro adjacente. Conforme visto em Paiva e Trentin (2011), na aproximação de pontes geralmente existe um desnível na interface entre a estrutura e o aterro, causado pela diferença de deslocamento das superfícies. Essa diferença é devida tanto à acomodação do aterro, muitas vezes mal compactado, quanto ao baixo deslocamento vertical da estrutura apoiada sobre fundações que foram dimensionadas para este fim. O recalque diferencial causa, além da diminuição da segurança na utilização da via e do conforto do usuário, um maior desgaste dos materiais devido à solicitação dinâmica provinda do impacto da passagem dos veículos sobre o degrau. É prudente, portanto, prever a existência de um dispositivo que atenuie esse efeito.

A laje de transição consiste em uma placa posicionada sobre o apoio de encontro da obra de arte em uma extremidade e sobre o aterro no restante. Tem como função

distribuir o desnível ao longo de seu comprimento, proporcionando uma transição de cotas mais suave e evitando a ocorrência dos efeitos indesejados mencionados. Salienta-se que a laje de transição não previne que haja recalques diferenciais entre a estrutura e o aterro, apenas impede a ocorrência de saltos repentinos.

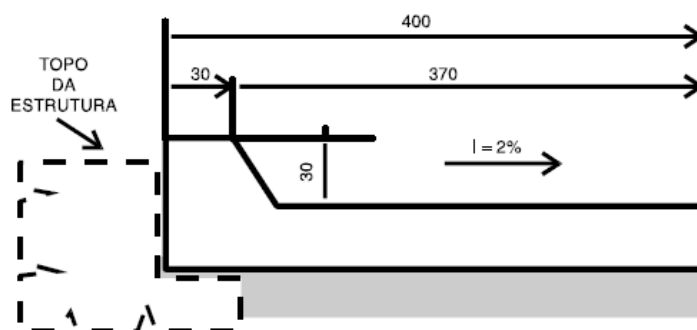
Figura 145 – Recalque diferencial na aproximação



Fonte: Paiva e Trentin (2011)

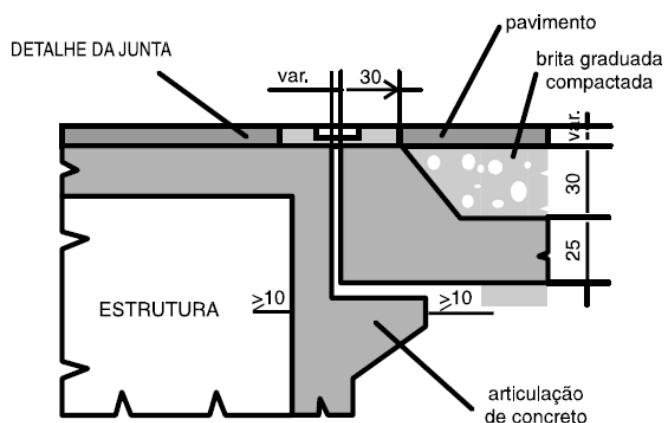
O Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais do DNER (1996) afirma que, para pontes rodoviárias, deverão existir lajes de aproximação com espessura mínima de 25 cm, apoiadas sobre o encontro através de articulações de concreto, sem armadura passante e com comprimento mínimo de 4,0 m.

Figura 146 – Esquema em elevação da laje de transição (medidas em cm)



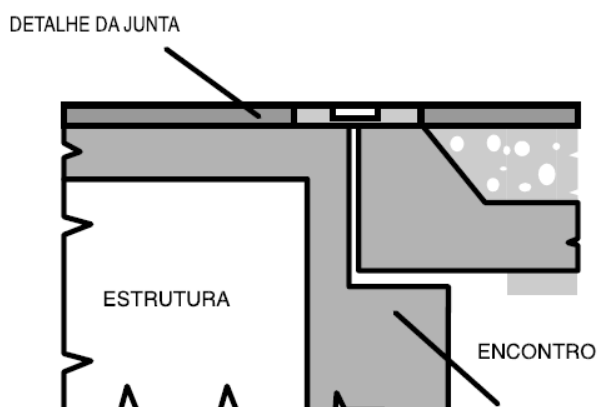
Fonte: DNER (1996)

Figura 147 – Detalhe do apoio da laje sobre balanço (medidas em cm)



Fonte: DNER (1996)

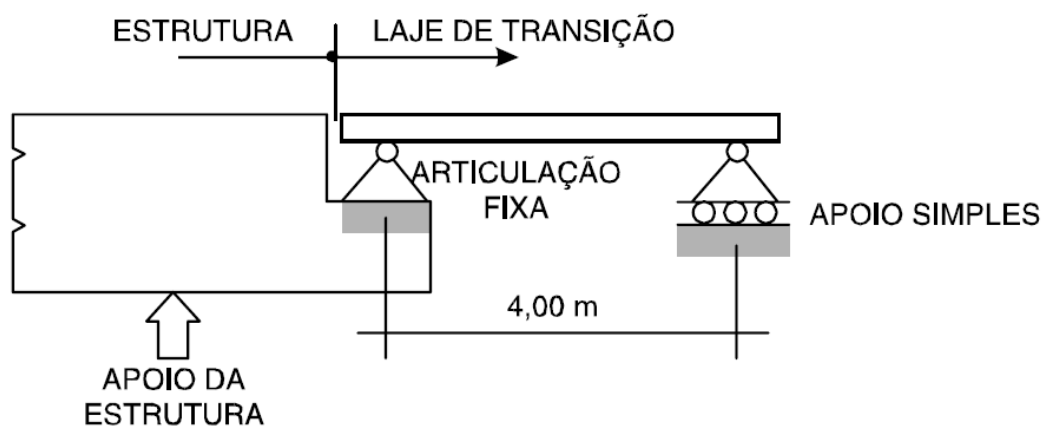
Figura 148 – Detalhe do apoio da laje direto sobre o encontro



Fonte: DNER (1996)

Ainda segundo o manual, o dimensionamento da laje de transição pode ser realizado considerando um modelo simplesmente apoiado longitudinalmente e com bordas livres na transversal, de vão igual ao comprimento da laje. A alternativa seria considerar apoio sobre meio elástico, com molas distribuídas no comprimento simulando o aterro. O primeiro modelo, apesar de parecer mais conservador do que o segundo, pode mostrar-se o mais adequado para representar a realidade, pois não raro ocorre, ao longo do tempo, a perda de material do aterro sob o vão da laje, fazendo com que na prática esta trabalhe de forma mais próxima à representação biapoiada.

Figura 149 – Modelo de cálculo da laje de transição e das solicitações na estrutura de apoio

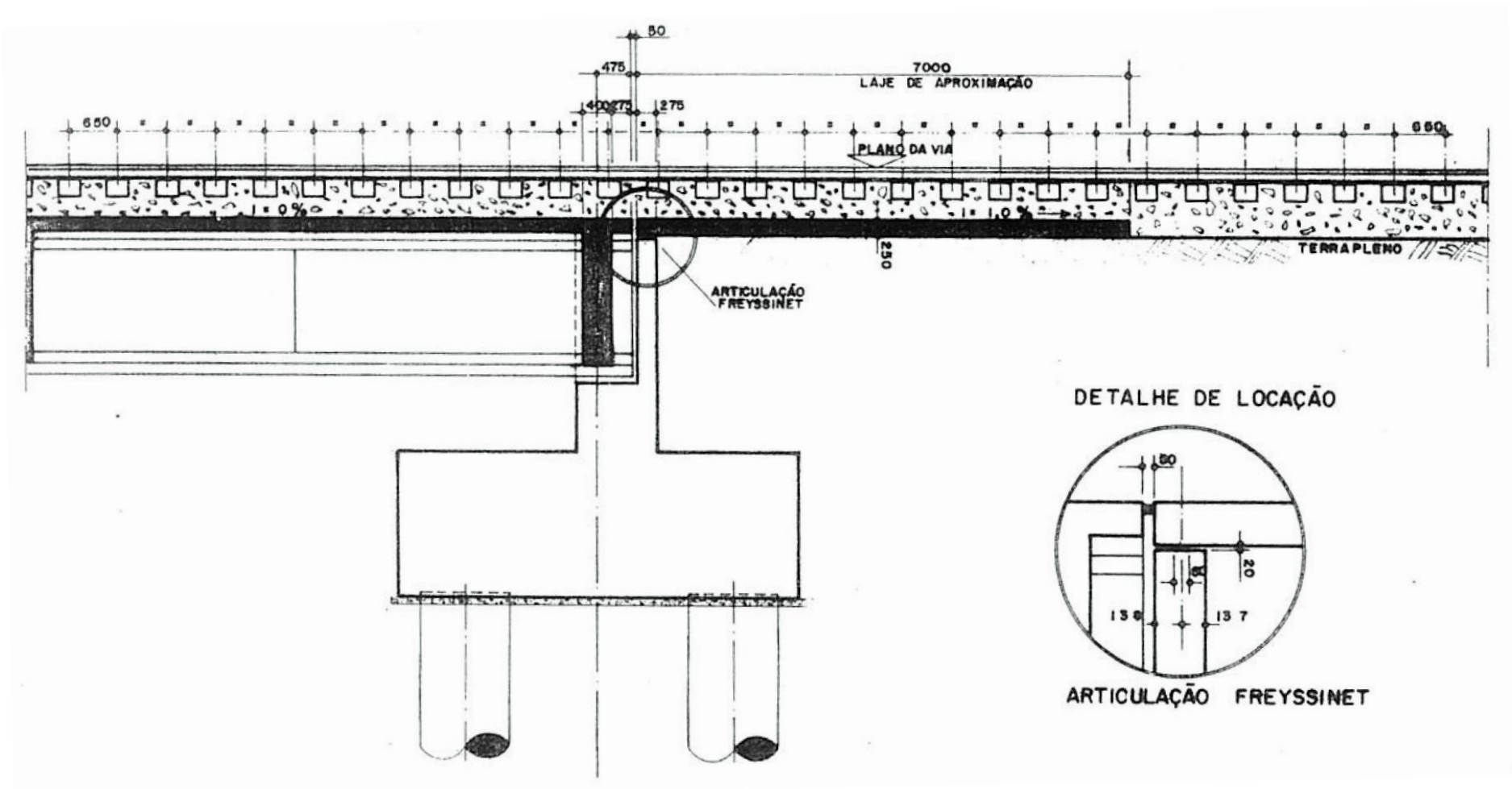


Fonte: DNER (1996)

Outra recomendação do manual é que a armadura superior da laje seja composta por uma malha igual nas duas direções, com a mesma seção transversal que a menor armadura inferior.

Em Metrô (1980), que trata de obras ferroviárias, o valor mínimo para o comprimento da laje de transição sob lastro é de 7,0 m e, para a espessura, 25 cm. O apoio sobre o encontro pode ser realizado com uma articulação Freyssinet:

Figura 150 – Transição entre lastro sobre estrutura e lastro sobre terrapleno



Fonte: Metrô (1980)

Para o problema da passagem superior em estudo neste trabalho, optou-se por executar a laje de transição como uma placa pré-moldada içada e posicionada sob a via de forma semelhante à colocação dos elementos dos vãos principais, ou seja, envolvendo a operação de destruição e reconstrução parcial da via. O motivo de tal escolha é, adotando o mesmo método construtivo dos vãos, aproveita-se os mesmo equipamentos e procedimentos executivos.

Entretanto, devido à necessidade de mais uma etapa de remoção e recolocação do lastro, dormentes e trilhos, que é a característica mais crítica do método construtivo em relação à operação da via, foi cogitado um outro método, teoricamente viável, que impactaria muito menos no tráfego. O método consistiria em realizar previamente uma série de enfilagens de pequeno diâmetro transversalmente à via, no aterro imediatamente abaixo do lastro. Posteriormente, nas extremidades das enfilagens, às margens do lastro, molda-se no local duas vigas laterais à via, apoiadas por um dos lados no encontro da obra de arte. A união das enfilagens através da viga, solidarizando-as pelas extremidades, e o apoio sobre a estrutura principal resultaria em um efeito de distribuição do recalque diferencial semelhante ao da laje de transição pré-moldada, mas sem a necessidade de remoção da via.

Cálculo da Laje de Transição

Inicialmente, definiu-se uma placa com largura de 4,0 m, seguindo a largura da estrutura da passagem superior, com espessura de 50 cm e comprimento de 7,0 m, conforme recomendação de Metrô (1980). Por se tratar de elemento pré-moldado, adotou-se uma resistência característica para o concreto de 45 MPa.

A cargas atuantes na laje são: peso próprio, peso de lastro, peso dos dormentes e forças do trem-tipo. Estas últimas podem ter seu efeito dinâmico considerado através da aproximação pelo coeficiente de impacto que, segundo a NBR 7187, tem o seguinte valor:

$$\varphi = 0,001 \times (1600 - 60\sqrt{7} + 2,25 \times 7) = 1,46 \quad (19)$$

Considerando um lastro de 0,5 m de altura e peso específico aparente de 18 kN/m³, conforme recomendação da NBR 7187, o seu carregamento é de:

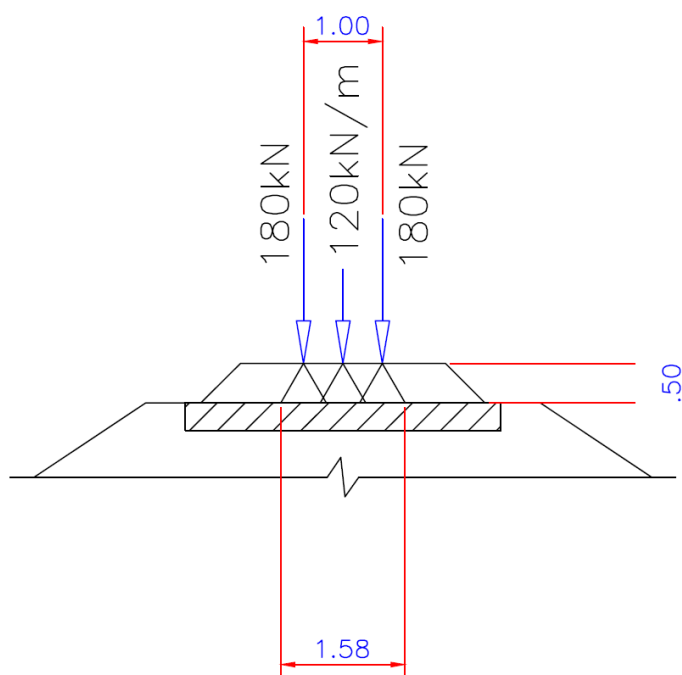
$$P_{lastro} = 0,5 \times 18 = 9 \text{ kN/m}^2 \quad (20)$$

O peso próprio da laje é de:

$$P_{laje} = 0,45 \times 25 = 11,25 \text{ kN/m}^2 \quad (21)$$

Considerando um espraio de 30° ao longo do lastro e para o carregamento do trem-tipo TB-360, tem-se:

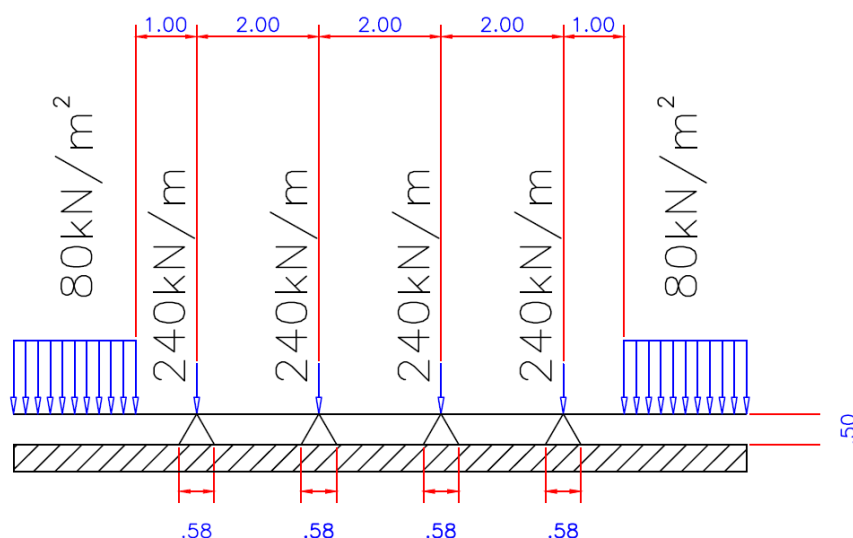
Figura 151 – Espraio transversal (m)



$$Q_{eixo} = \frac{2 \times 180}{1,5} = 240 \text{ kN/m} \quad (22)$$

$$q_{multidão} = \frac{120}{1,5} = 80 \text{ kN/m}^2 \quad (23)$$

Figura 152 – Espraçamento longitudinal (m)



$$Q_{eixo} = \frac{240}{0,5} = 480 \text{ kN/m}^2 \quad (24)$$

Para os dormentes, adotando peso de 600 kg/un e espaçamento de 50 cm entre dormentes, e considerando o espraçamento transversal das cargas, chega-se a:

$$P_{dormentes} = \frac{6}{1,5} \times \frac{100}{50} = 8 \text{ kN/m}^2 \quad (25)$$

Foi elaborado um modelo da laje em elementos finitos no software SAP2000 v17.3, discretizado com elementos de área quadrados de 25 cm de lado, com o intuito de levantar os esforços solicitantes na laje com a passagem do trem-tipo. Duas situações foram consideradas as mais críticas para o dimensionamento: os eixos posicionados no meio do vão, que resulta no maior momento fletor, e posicionados no apoio, que resulta na maior cortante. Foram adotados coeficientes majoradores de 1,3 para o peso de concreto da laje e dos dormentes, e 1,4 para lastro e trem-tipo.

Apresentam-se a seguir imagens do modelo produzido:

Figura 153 – Modelo de cálculo

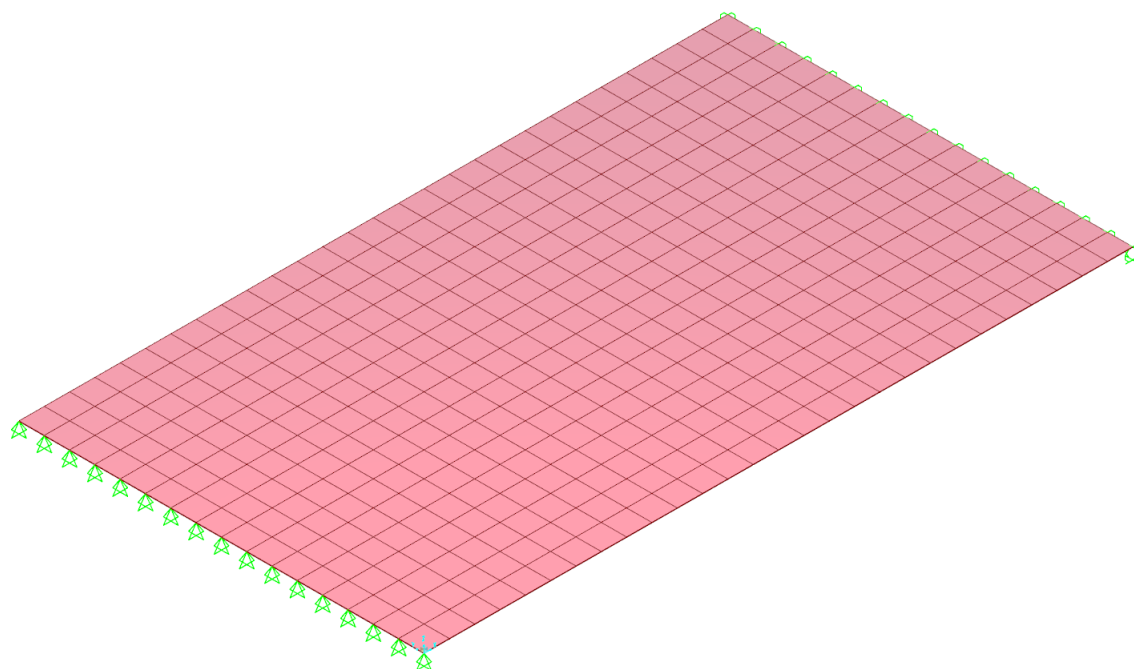
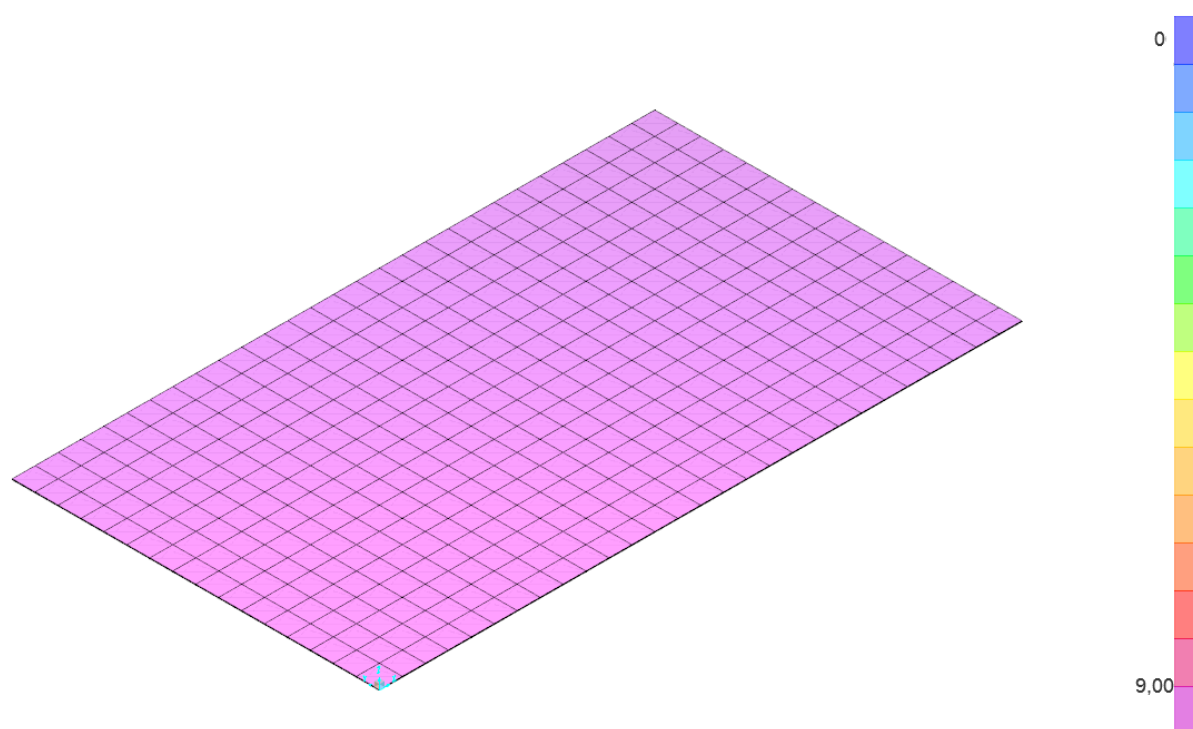
Figura 154 – Carregamento lastro (kN/m²)

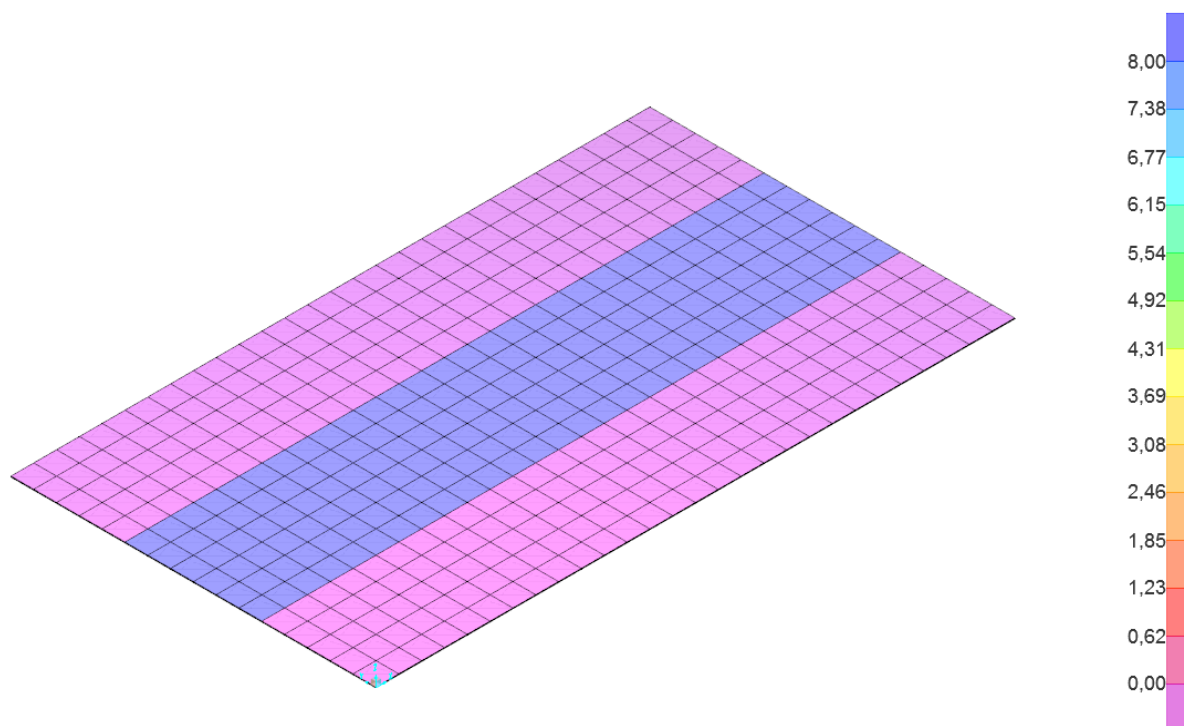
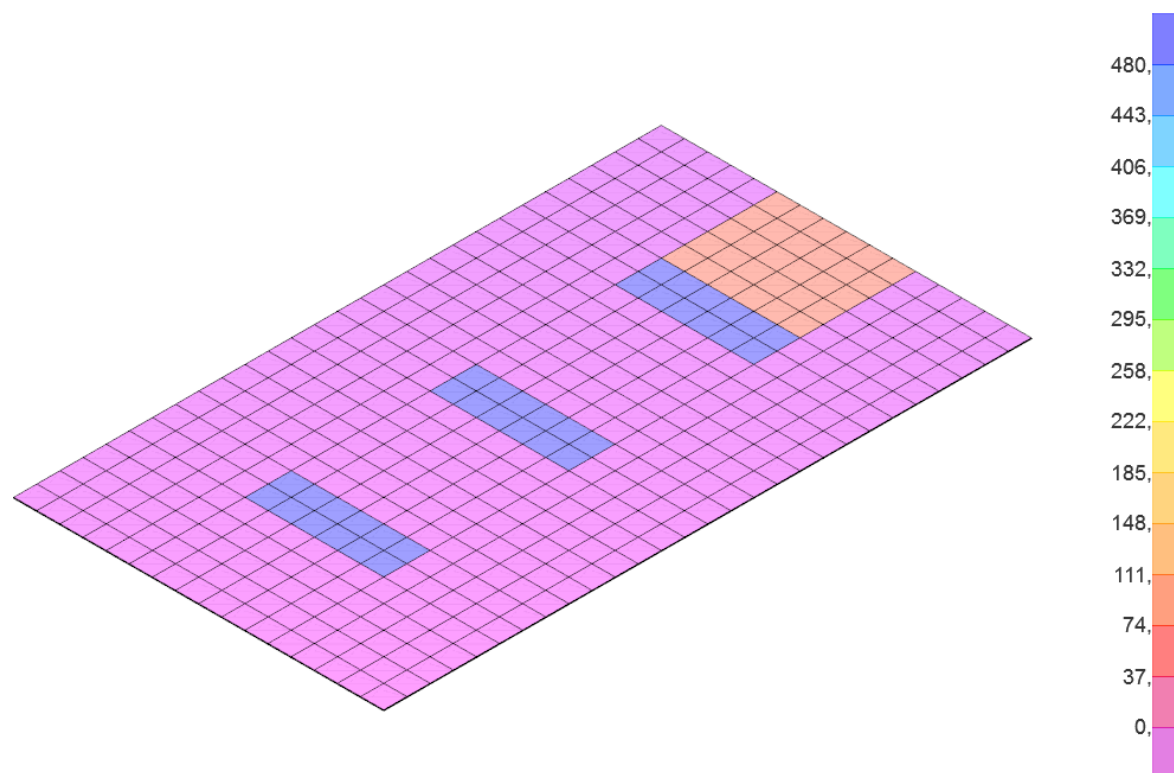
Figura 155 – Carregamento dormentes (valor característico, kN/m²)Figura 156 – Carregamento trem-tipo (valor característico, eixos no meio do vão – kN/m²)

Figura 157 – Carregamento trem-tipo (valor característico, eixos no apoio – kN/m²)

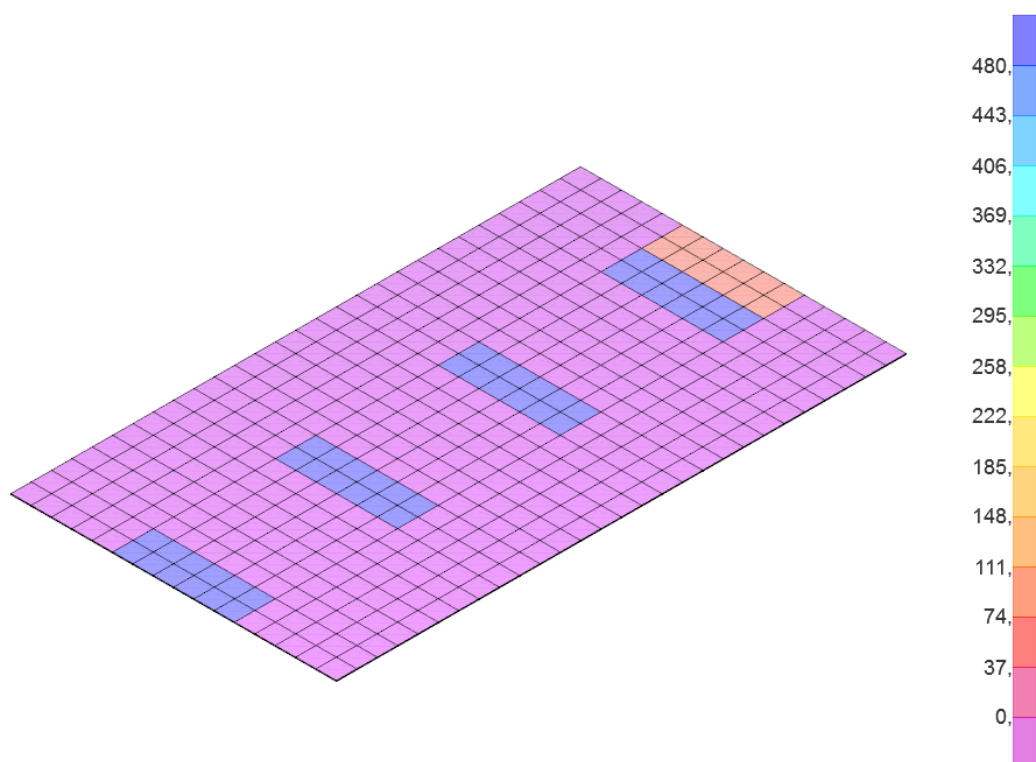


Figura 158 – Momentos na direção principal (valores de cálculo para eixos no meio do vão - kNm/m)

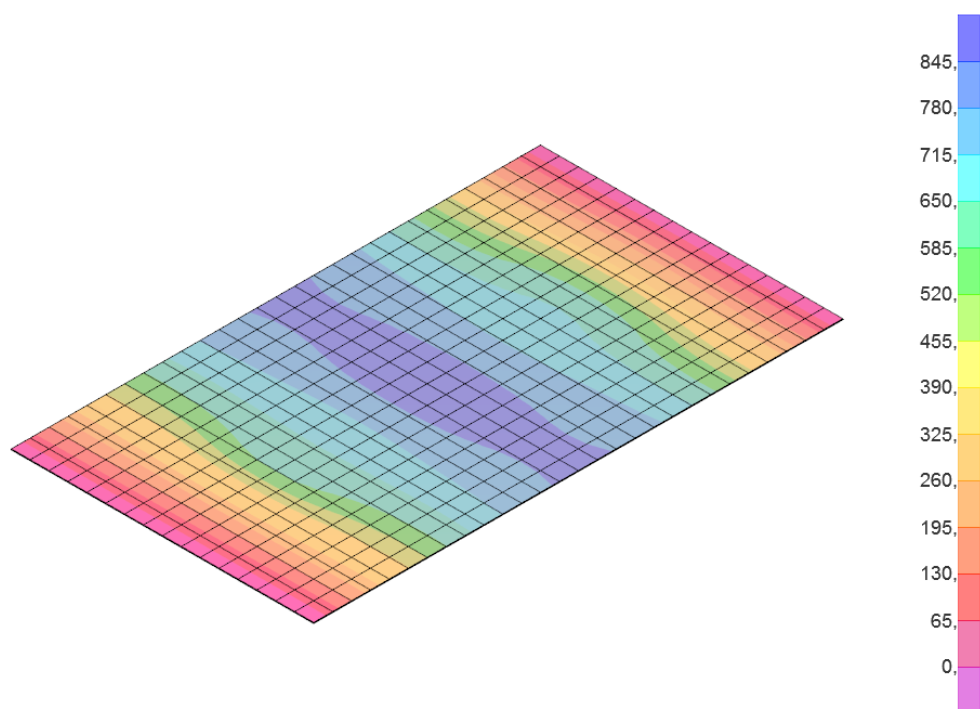


Figura 159 – Momentos na direção secundária (valores de cálculo para eixos no meio do vão - kNm/m)

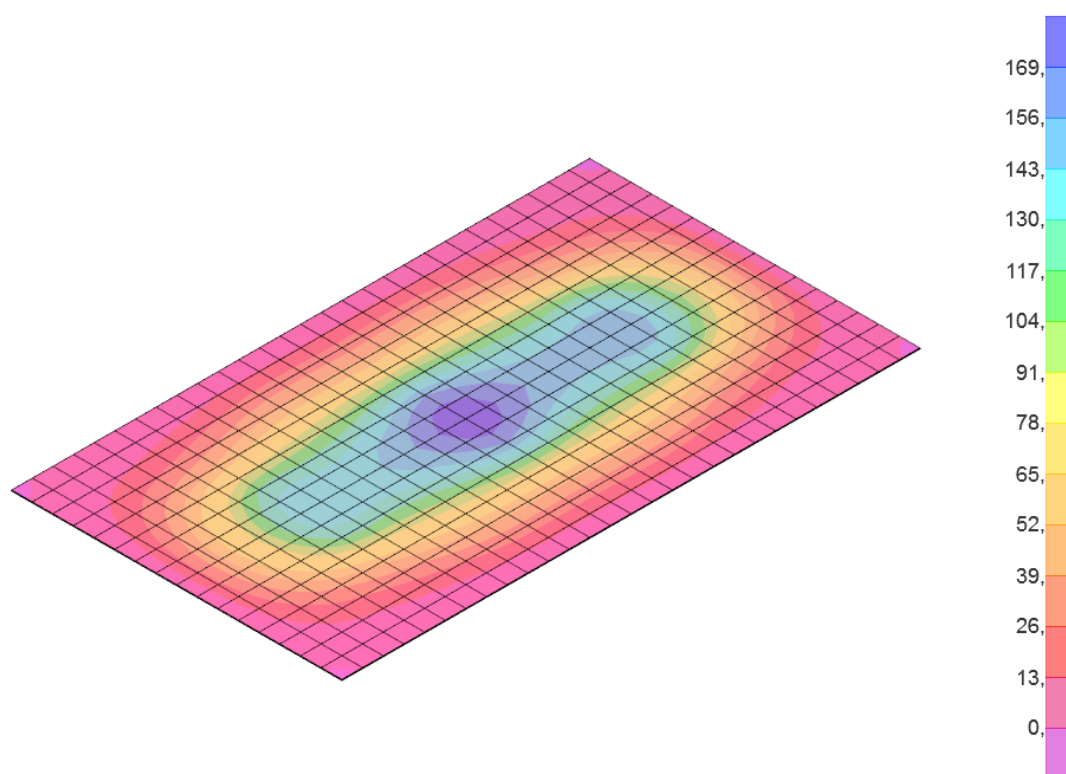


Figura 160 – Cortante na direção principal (valores de cálculo para eixos nos apoios – kN/m)

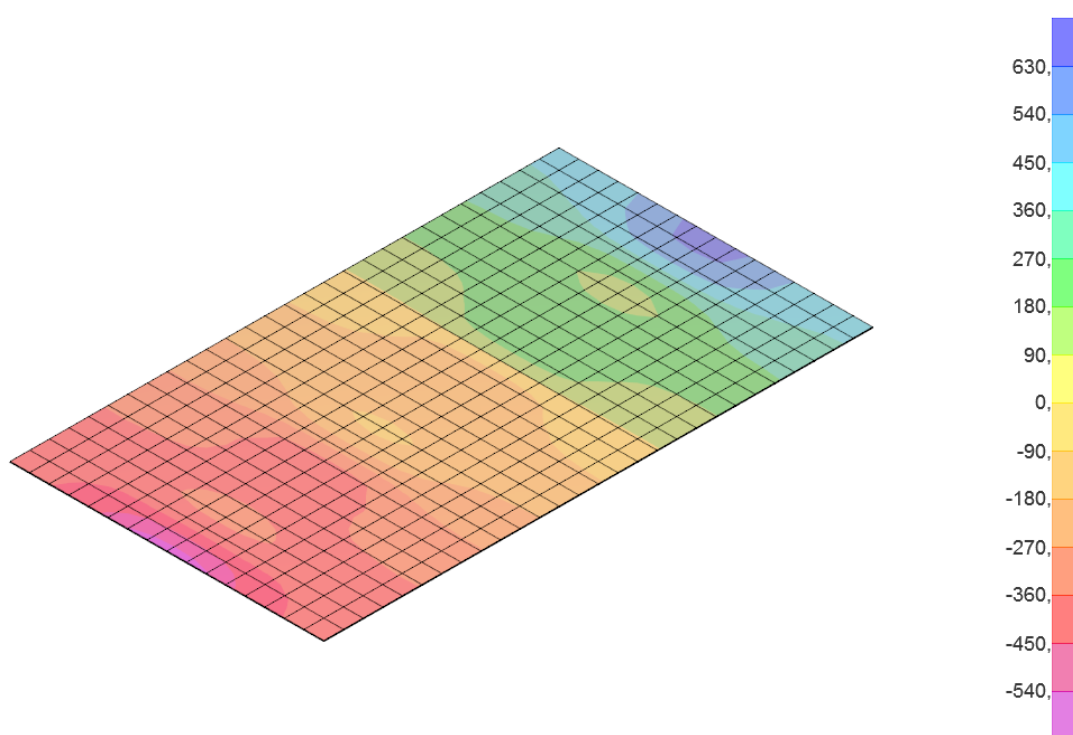
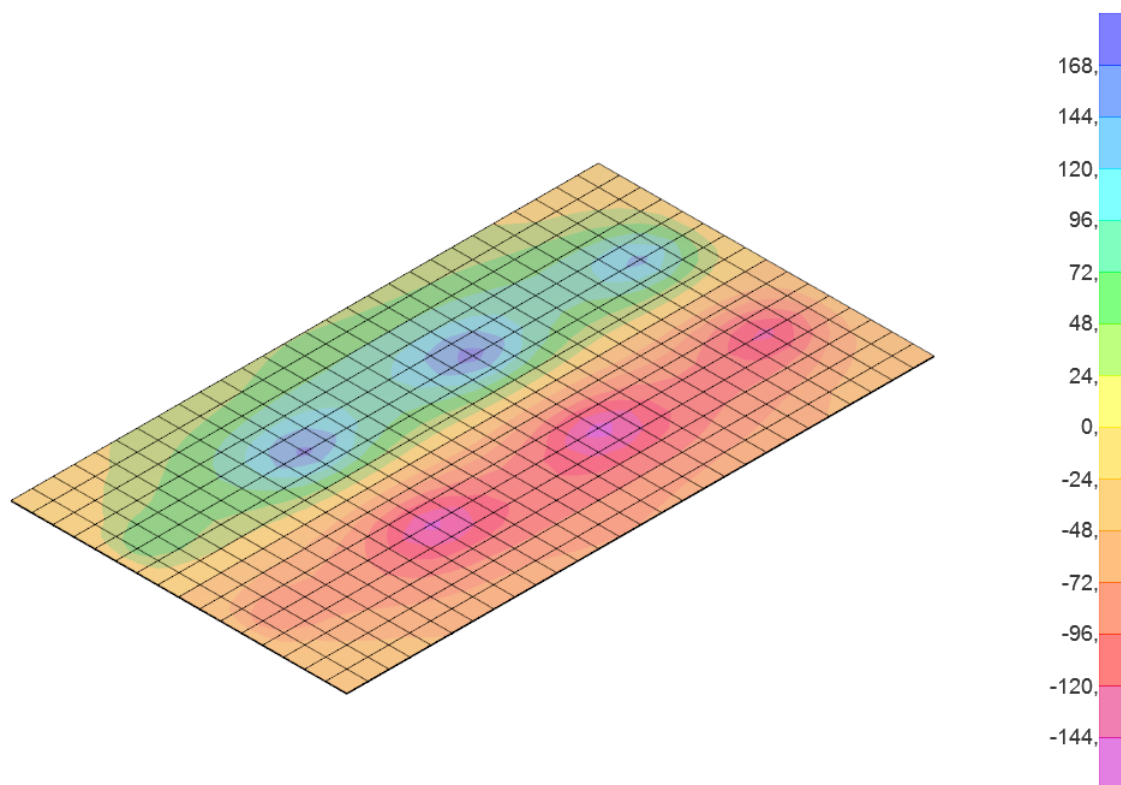


Figura 161 – Cortante na direção secundária (valores de cálculo para eixos nos apoios – kN/m)

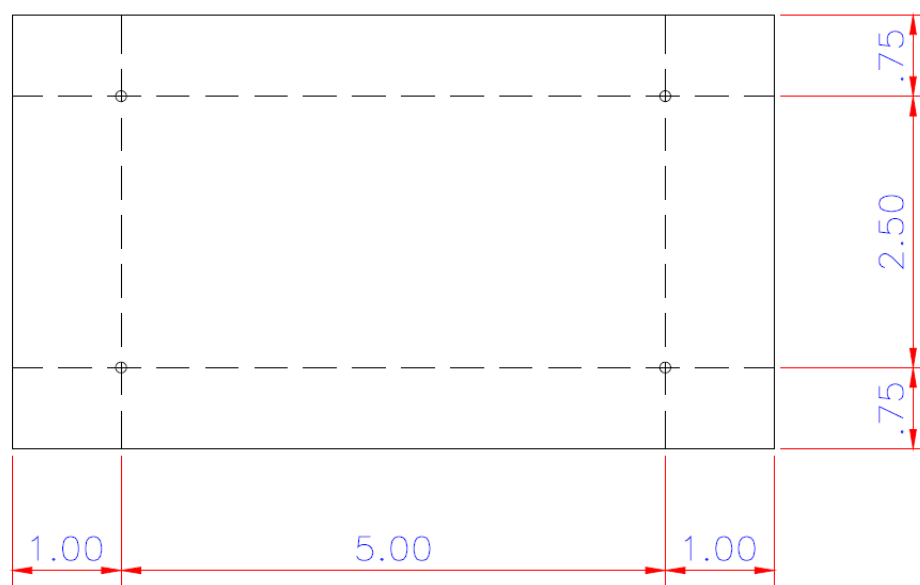


Admitindo-se um peso específico para o concreto armado de 25 kN/m³, tem-se que o peso a ser içado da placa é de:

$$P_{placa} = 25 \times 0,50 \times 7 \times 4 = 350 \text{ kN} = 35 \text{ tf} \quad (26)$$

Visando minimização dos esforços solicitantes na placa por ocasião do transporte, definiu-se a seguinte distribuição com 4 pontos de içamento:

Figura 162 – Distribuição dos pontos de içamento (m)



Para a distribuição acima, e considerando um coeficiente majorador de 1,4 para a solicitação dinâmica no transporte, além do coeficiente de 1,3 para o peso do concreto pré-moldado, obtiveram-se os seguintes esforços na placa:

Figura 163 – Momentos na direção principal (valores de cálculo, kNm/m)

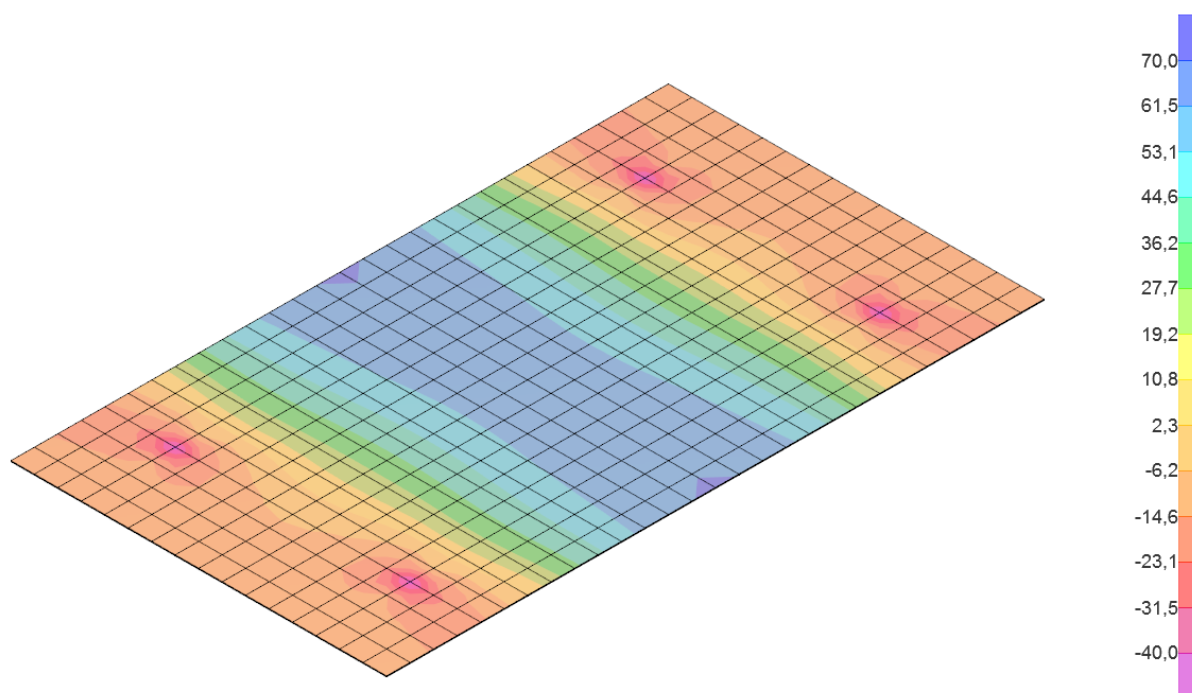


Figura 164 – Momentos na direção secundária (valores de cálculo, kNm/m)

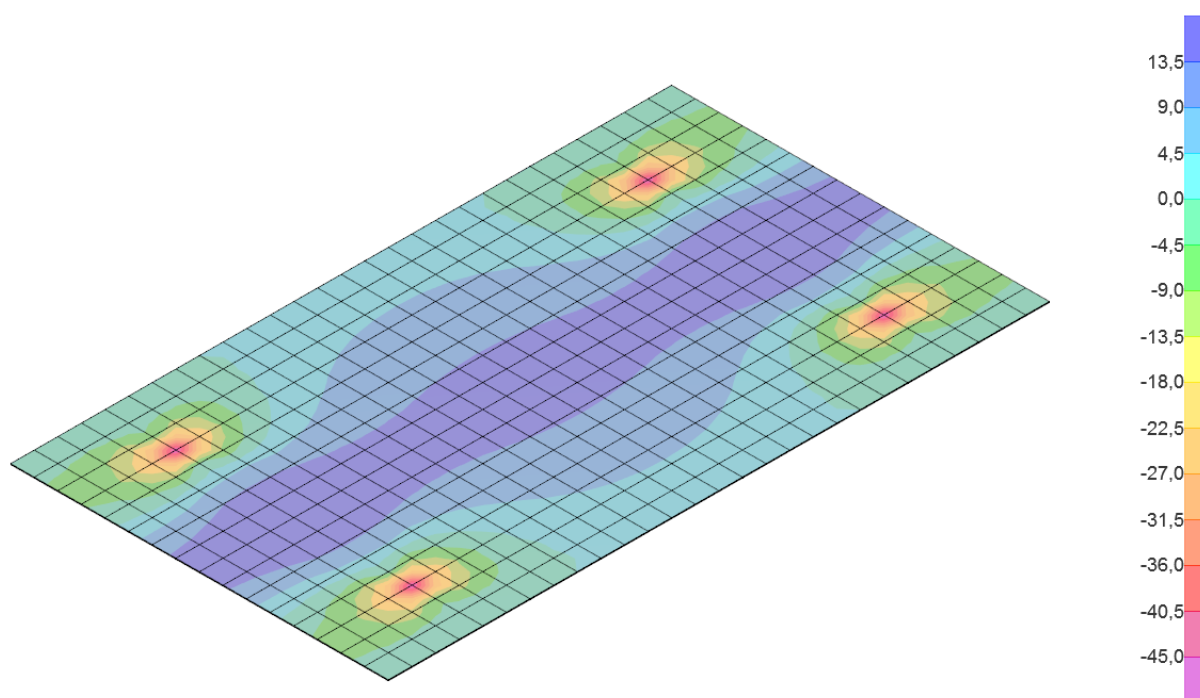


Figura 165 – Cortante máxima (valores de cálculo, kNm/m)

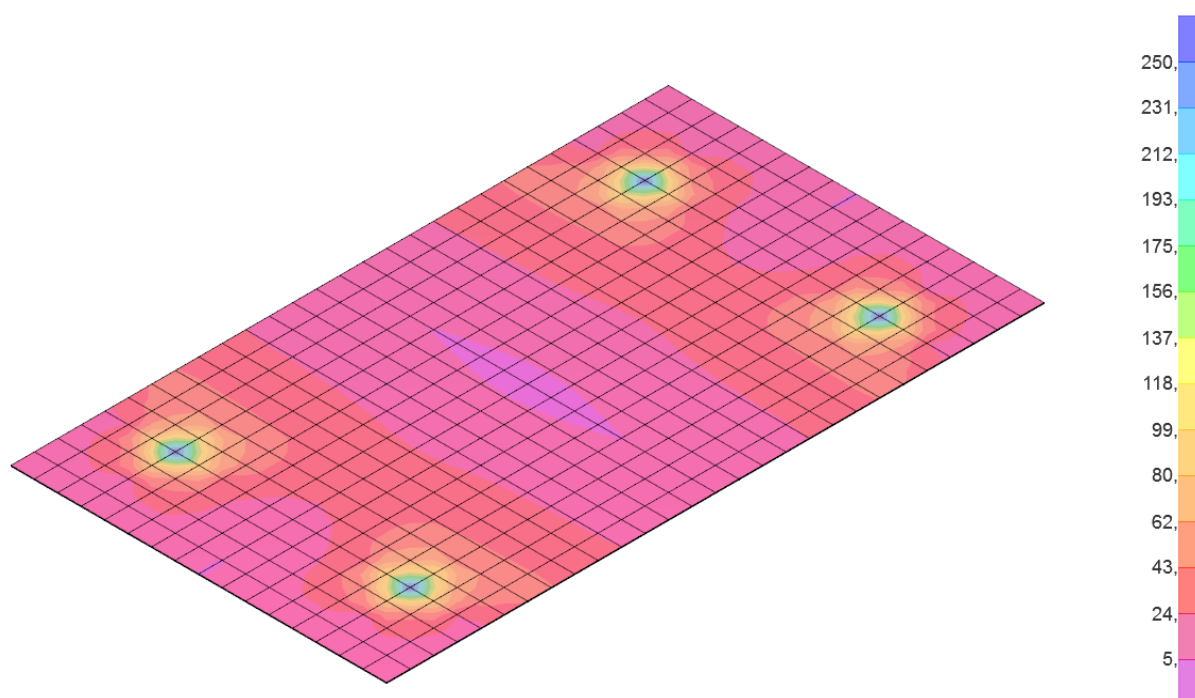
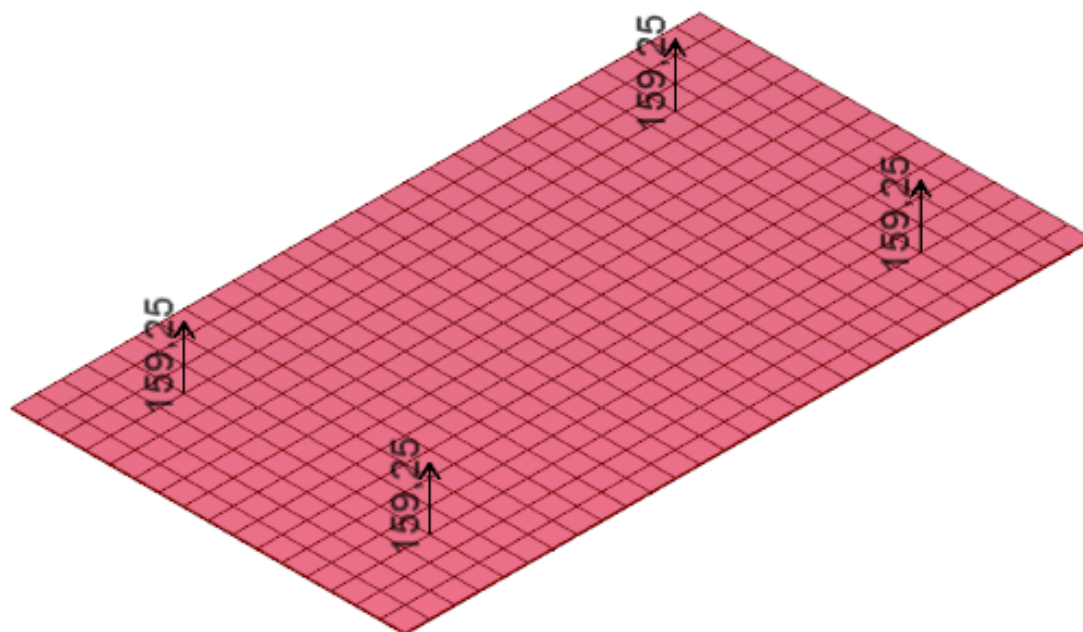


Figura 166 – Reações (valores de cálculo, kN)



Com os esforços levantados, passou-se para o dimensionamento e verificação da laje, conforme recomendação da NBR 6118. A seguir, são apresentados os cálculos pertinentes em forma de quadros, extraídos de planilhas desenvolvidas para o estudo do elemento em sua fase de operação:

Figura 167 – Parâmetros de entrada

Características do Concreto				Características do Aço			
f_{ck} (Mpa)	45,0	E_{cs} (Mpa)	31.931	f_{yk} (kN/cm ²)	50	$\rho_{min, seção\ ret}$	0,26%
f_{cd} (Mpa)	32,1	$\epsilon_{cd,max}$ (%)	0,35%	f_{yd} (kN/cm ²)	43,5	$\epsilon_{sd,max}$ (%)	1,00%
$f_{ct,m}$ (Mpa)	3,8	Cobrim. (cm)	4,0	E (Gpa)	210,0	ϵ_{yd} (%)	0,21%

Figura 168 – Cálculo da flexão

Flexão Simples						
	Dados	Direção	Principal Inferior		Secundária Inferior	
		b_w (cm)	100		100	
		h_{min} (cm)	12		12	
		h (cm)	50		50	
		M_G (kN.m)	840,0		180,0	
	Alt. Útil	d' (cm)	5,6		8,2	
		d (cm)	44,4		41,8	
	Linha Neutra	x_{23} (cm)	11,5		10,8	
		x_{lim} (cm)	17,8		16,7	
		x_{34} (cm)	27,9		26,3	
		x (cm)	9,5		2,0	
		Domínio	2		2	
	Armadura principal	$A_{s,min}$ (cm ²)	12,9		12,9	
		$A_{s,calc}$ (cm ²)	47,6		10,1	
		ϕ_{adot} (mm)	32		20	
		Esp. (cm)	10,0		20,0	
		$A_{s,adot}$ (cm ²)	80,4	59%	15,7	82%
	Armadura de compressão	ϕ_{adot} (mm)	20		20	
		Esp. (cm)	20,0		20,0	
		d'' (cm)	5,0		7,0	
		$A_{s',adot}$ (cm ²)	15,7		15,7	
		$\rho' = A_{s'}/(b_w \cdot d)$	0,31%		0,31%	
		$A_{s,max}$ (cm ²)	200,0		200,0	
		$A_{s,total}$ (cm ²)	96,1	48%	31,4	16%

Figura 169 – Verificação de ELS

	Dados	Direção	Principal Inferior	Secundária Inferior
Verificação da Fissuração		$M_{s,c, Freq} (kN.m)$	610,0	130,0
		η_1	2,25	2,25
	Estádio II	$\alpha_e = E_s / E_{cs}$	7,0	7,0
		$x_{II} (cm)$	18,5	11,2
		$I_{II} (cm^4)$	605.608	151.335
		$\sigma_{sl} (MPa)$	183	184
	$w_{lim} (mm) = 0,3$	$h_{crit} (cm)$	29,6	23,2
		$b_{crit} (cm)$	10,0	20,0
		$A_{crit} (cm^2)$	296	464
		ρ_{rl}	2,72%	0,68%
		$w_{k1} (mm)$	0,14	0,09
		$w_{k2} (mm)$	0,19	0,40
		Situação	ok 48%	ok 30%
Verificação de Flecha	L / 400	L (cm)	700	700
		Flecha Imediata (cm)	0,25	0,25
		t_0 (meses)	1	1
		$\alpha_f = \Delta \xi$	1,14	1,14
	Flecha adm. :	Flecha diferida (cm)	0,29	0,29
		Flecha total (cm)	0,54	0,54
		Flecha adm. (cm)	1,75	1,75
		Verificação	ok 31%	ok 31%

Figura 170 – Cálculo do cisalhamento

	Dados	Direção	Principal Inferior		Secundária Inferior	
Dispensa da armadura de Cisalhamento p/ $b_w \geq 5.d$		V_{sd} (kN)	580,0		160,0	
		N_{sd} (kN)	0,0		0,0	
		τ_{Rd} (kN/m ²)	474		474	
		ρ_1	1,8114%		0,3758%	
		σ_{cp} (kN/m ²)	0		0	
		k	1,2		1,2	
		V_{Rd1} (kN)	468,6		316,5	
		Armad. de cisalham.	Sim	124%	Não	51%
Cisalhamento (modelo de cálculo I)		V_{sd} (kN)	580,0		160,0	
	Biela	V_{Rd2} (kN)	3160	18%	2975	5%
	Armadura Calculada	V_{co} (kN)	506		476	
		V_{sw} (kN)	74		-316	
		A_{swls} (cm ² /m)	4,3		0,0	
		$A_{swls\ min}$ (cm ² /m)	15,2		15,2	
	Armadura Adotada	$\phi_{adot.}$ (mm)	10			
		$e_{max} / e_{adot.}$ (cm)	27	20,0		
		n° de ramos	6			
		$e_{ramos,max} / e_{ramos.adot.}$	80,0	18,2		
		$A_{swls\ adot.}$ (cm ² /m)	23,6	64%		

Figura 171 – Verificação da fadiga

	Dados	Direção	Principal Inferior	Secundária Inferior
Fadiga	Flexão	$M_{s,Freq, MIN}$ (kN.m)	150,0	16,0
		$M_{s,Freq, MAX}$ (kN.m)	610,0	130,0
		$\alpha_e = E_s / E_{cs}$	6,6	6,6
		x_{II} (cm)	14,2	9,4
		I_{II} (cm ⁴)	584.832	136.668
		$\sigma_{s, MIN}$ (MPa)	51	25
		$\sigma_{s, MAX}$ (MPa)	207	203
		$\Delta\sigma_s$ (MPa)	156	178
		$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	165	185
		Verific. do aço inf.	ok 95%	ok 96%
		$\sigma_{s', MIN}$ (MPa)	16	2
		$\sigma_{s', MAX}$ (MPa)	63	15
		$\Delta\sigma_{s'}$ (MPa)	48	13
		$\Delta f_{sd,fad'}$ (MPa)	185	185
		Verific. do aço sup.	ok 26%	ok 7%
		$\sigma_{c1,MAX}$ (MPa)	0,0	0,0
		$\sigma_{c2,MAX}$ (MPa)	14,9	9,0
		η_c	0,67	0,67
		$\eta_c \cdot \sigma_{c2,MAX}$ (MPa)	9,9	6,0
		$f_{cd,fad}$ (Mpa)	14,5	14,5
		Verific. do concreto	ok 68%	ok 41%
	Cisalhamento (modelo de cálculo I)	$V_{sd,fad}$ (kN)	580	160
		$V_{Rd2,fad}$ (kN)	3160 18%	2975 5%
		$V_{cd,fad}$ (kN)	253	238
		$V_{sw,fad}$ (kN)	327	-78
		$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	16,4	0,0
		$A_{sw/s,adot}$ (cm ² /m)	23,6 70%	

Como pode ser observado, o fator crítico nos cálculos da seção foi o efeito de fadiga. Em resumo, o dimensionamento e as verificações para a fase de operação resultaram nas seguintes armaduras (para uma laje):

- Princ. inferior: ϕ 32 c/ 10 (41 barras de 8 m)
- Sec. inferior: ϕ 20 c/ 20 (36 barras de 5 m)
- Princ. superior: adotado igual a menor inferior, ϕ 20c/ 20 (21 barras de 8 m)
- Sec. superior: adotado igual a menor inferior, ϕ 20c/ 20 (36 barras de 5 m)
- Transversal: ϕ 10 c/ 20 c/ 20, em uma faixa de 60 cm a partir dos apoios (21 x 4 x 2 = 168 grampos de 62 cm)

Para o içamento, foi realizada uma verificação das armaduras adotadas em relação à flexão da placa nas duas direções e cisalhamento, considerando uma resistência do concreto ainda prematuro, com 7 dias de cura, de $f_{ck} = 30,6$ MPa.

Figura 172 – Parâmetros de entrada

Características do Concreto				Características do Aço			
f_{ck} (Mpa)	30,6	E_{cs} (Mpa)	26.331	f_{yk} (kN/cm ²)	50	$p_{min, seção ret}$	0,18%
f_{od} (Mpa)	21,9	$\varepsilon_{od,max}$ (%)	0,35%	f_{yd} (kN/cm ²)	43,5	$\varepsilon_{sd,max}$ (%)	1,00%
$f_{ct,m}$ (Mpa)	2,9	Cobrim. (cm)	4,0	E (Gpa)	210,0	ε_{yd} (%)	0,21%

Figura 173 – Verificação da flexão e do cisalhamento

Flexão Simples	Dados	Direção	Principal Inferior		Secundária Inferior		Principal Superior		Secundária Superior	
		b_w (cm)	100		100		100		100	
		h_{min} (cm)	12		12		12		12	
		h (cm)	50		50		50		50	
		M_G (kN.m)	70,0		15,0		40,0		45,0	
	Alt. Útil	d' (cm)	5,6		8,2		5,0		7,0	
		d (cm)	44,4		41,8		45,0		43,0	
	Linha Neutra	x_{23} (cm)	11,5		10,8		11,7		11,1	
		x_{lim} (cm)	22,2		20,9		22,5		21,5	
		x_{34} (cm)	27,9		26,3		28,3		27,0	
		x (cm)	1,1		0,2		0,6		0,7	
		Domínio	2		2		2		2	
	Armadura principal	$A_{s,min}$ (cm²)	8,8		8,8		8,8		8,8	
		$A_{s,calc}$ (cm²)	3,7		0,8		2,1		2,4	
		$\phi_{adot.}$ (mm)	32		20		20		20	
		Esp. (cm)	10,0		20,0		20,0		20,0	
		$A_{s,adot.}$ (cm²)	80,4	11%	15,7	56%	15,7	56%	15,7	56%
	Armadura de compressão	$\phi_{adot.}$ (mm)	20		20		32		20	
		Esp. (cm)	20,0		20,0		10,0		20,0	
		d'' (cm)	5,0		7,0		5,6		8,2	
		$A_{s',adot.}$ (cm²)	15,7		15,7		80,4		15,7	
		$\rho'=A_{s'}/(b_w \cdot d)$	0,31%		0,31%		1,61%		0,31%	
		$A_{s,max}$ (cm²)	200,0		200,0		200,0		200,0	
		$A_{s,total}$ (cm²)	96,1	48%	31,4	16%	96,1	48%	31,4	16%
Dispensa da armadura de Cisalhamento p/ $b_w \geq 5 \cdot d$		V_{sd} (kN)	220,0		220,0		220,0		220,0	
	N_{sd} (kN)	0,0		0,0		0,0		0,0		
	τ_{Rd} (kN/m²)	367		367		367		367		
	ρ_1	1,8114%		0,3758%		0,3491%		0,3653%		
	σ_{op} (kN/m²)	0		0		0		0		
	k	1,2		1,2		1,2		1,2		
	V_{Rd1} (kN)	362,4		244,8		254,3		248,5		
	Armad. de cisalham.	Não	61%	Não	90%	Não	87%	Não	89%	

10.5 Movimentação e Transporte

Este item buscará explicitar as condições pertinentes ao transporte dos pré-moldados para alocação na posição final

10.5.1 Parâmetros

Para a movimentação dos pré-moldados considerou-se uma cura parcial de 7 dias.

Segundo a NBR6118:2014 (item 12.3.3), a resistência aos 7 dias de concreto fabricado com cimento Portland CP III é 68% da resistência aos 28 dias. Como os pré-moldados serão executados com concreto de 45 MPa aos 28 dias, a resistência ao içamento considerada será de $0,68 \times 45 = 30,6$ MPa.

10.5.2 Opções para Transporte

Para a movimentação e alocação do pré-moldados na suas posições finais, há a necessidade de algum dispositivo de transporte. Dentre os mais utilizados estão:

- Olhais de aço ancorados no concreto;
- Alças de CA25 (aço permitido para esta finalidade segundo NBR6118:2014);
- Alças de cordoalhas;
- Furos nos elementos pré-moldados.

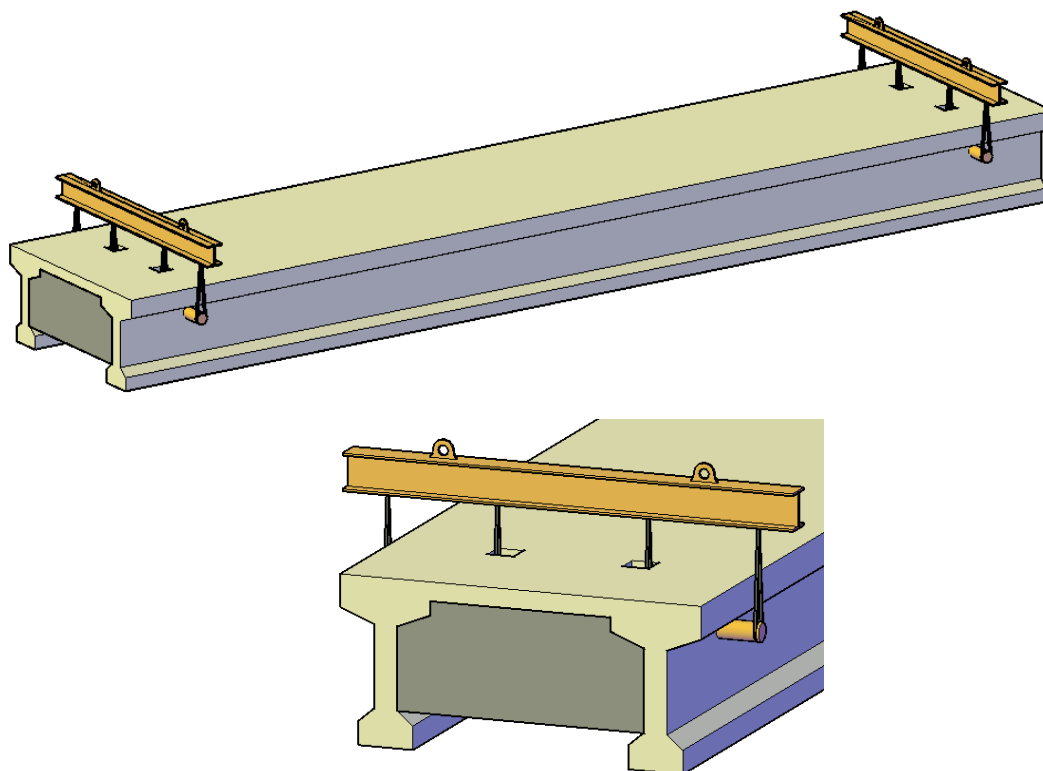
Devido à elevada carga que os pré-moldados apresentam, haveria a necessidade de grandes áreas de aço, sejam de CA25 sejam de cordoalhas, para suportar os esforços desenvolvidos na movimentação. Caso sejam utilizados olhais de aço, estes dispositivos teriam que ser encomendados com as dimensões requeridas além de haver a necessidade de se desviar possíveis armaduras que viessem a interferir na ancoragem dos olhais. Diante dessas justificativas, optou-se em transportar os pré-moldados por meio de 4 furos localizados nas extremidades das vigas.

A localização dos furos (a 1,5 m de distância de cada face) foi escolhida de forma que, durante o transporte, a solicitação atuante na viga seja semelhante àquela presenciada quando ela estiver biapoada sobre os tubulões não sendo necessário, portanto, verificações adicionais sobre armaduras de transporte e cabos de protensão.

10.5.3 Esquema da Movimentação e Transporte

Para melhor distribuição das tensões nos quatro furos de transporte serão utilizados balancins como mostrado na figura abaixo. Além disso há a necessidade de furos na laje de modo que seja possível passar os cabos para içamento para laçar os tarugos de aço.

Figura 174 – Esquema para movimentação e transporte dos pré-moldados



10.5.4 Dimensionamento

Para o dimensionamento das armaduras de reforços ao redor dos furos foi utilizado uma malha no software SciaEngineer de modo a simular as tensões atuantes devido ao carregamento.

- Solicitação:

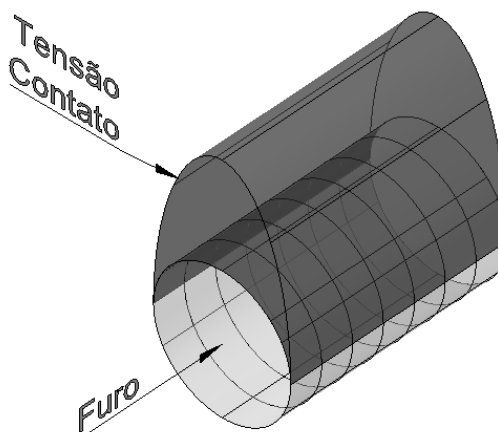
Para o transporte de peças, a NBR6118:2014 limita o coeficiente de majoração das cargas ao mínimo de 4 vezes o peso próprio do elemento. Com isso, a resultante atuante em cada furo é de $P1 = 4 \times 133 / 4 = 133 \text{ tf (1330 kN)}$;

- Distribuição das tensões de contato;

Como será utilizado um tarugo cilíndrico com diâmetro o mais próximo possível dos furos deixados nos pré-moldados, cujos diâmetros são de 15 cm, foi adotada uma

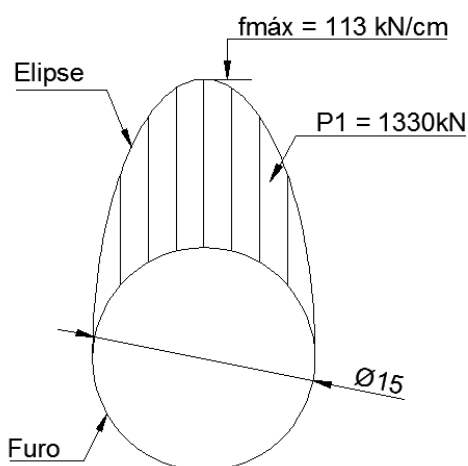
distribuição elipsoidal de tensões no contato tarugo-concreto conforme mostrado abaixo.

Figura 175 – Tensão de contato tarugo-concreto



Para a determinação dos esforços desenvolvidos durante o carregamento da viga, aproximou-se a tensão de contato tarugo-concreto por uma elipse de área de 1330 kN, resultando numa tensão máxima no contato de 113 kN/m, mostrado abaixo.

Figura 176 – Detalhe das tensões de contato nos furos

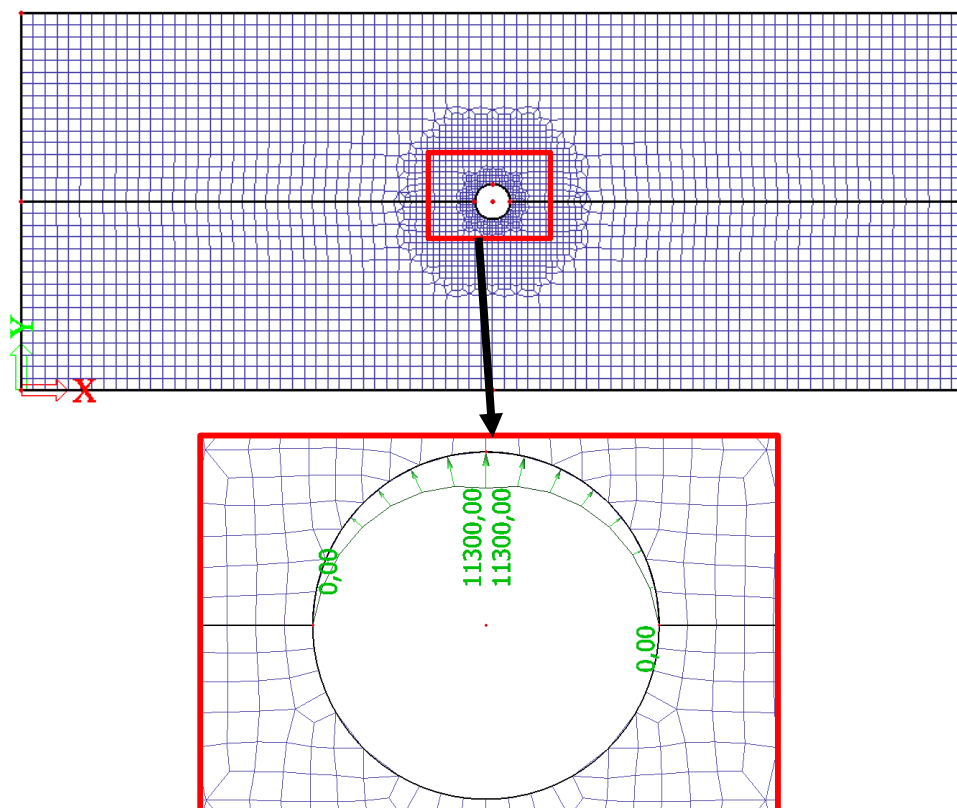


- Modelagem:

Devido à impossibilidade de se utilizar carregamentos elipsoidais no software utilizado, aproximou-se essa distribuição por uma triangular com tensão máxima equivalente, a saber: 133 kN/cm (13.300 kN/m).

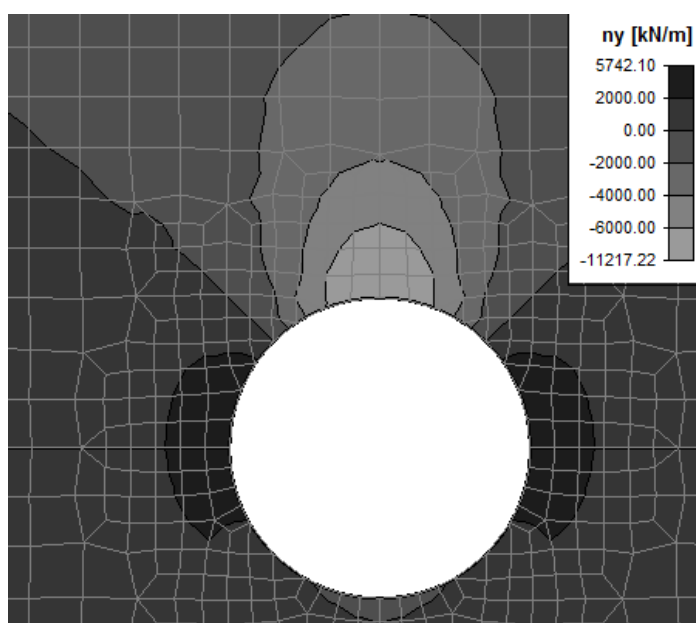
A figura abaixo mostra o modelo utilizado e o carregamento descrito atuando nos furos.

Figura 177 – Modelo e carregamento atuante



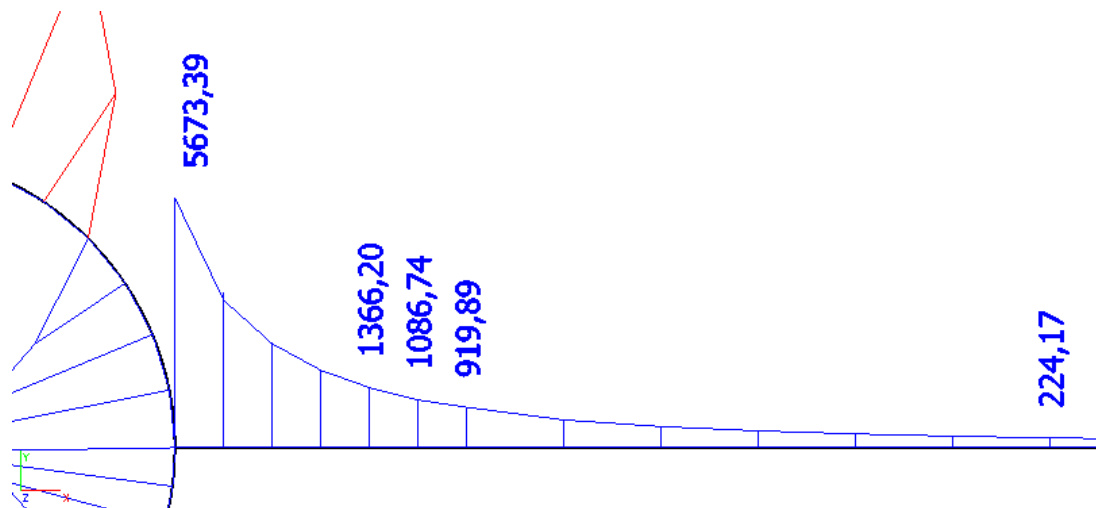
- Tensões no concreto:

Com os esforços solicitantes mostrados acima, as tensões normais verticais (n_y) estão mostradas abaixo.

Figura 178 – Tensões n_y no concreto (kN/m)

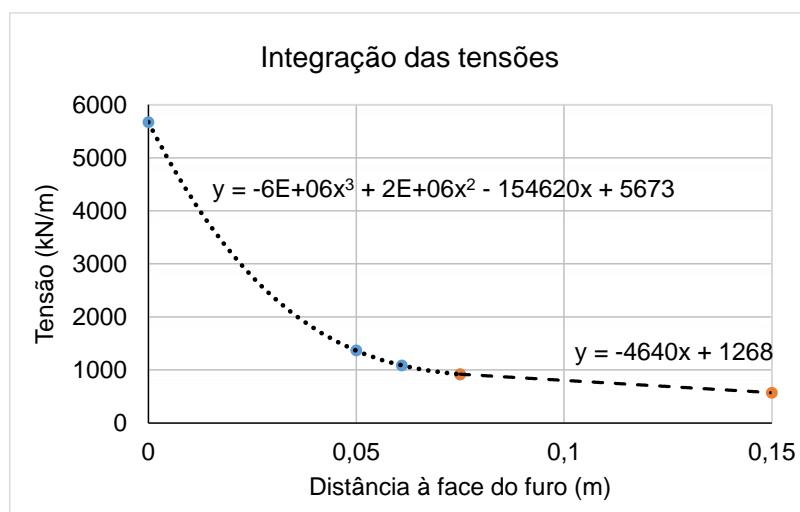
Em uma seção horizontal passando sobre o centro do furo, tem-se as seguintes tensões.

Figura 179 – Tensões normais nas laterais dos furos



Integrando-se estas tensões (figura abaixo) da face do furo à uma distância de 15 cm (um diâmetro), tem-se $F_t = 280,4$ kN

Figura 180 – Integração das tensões



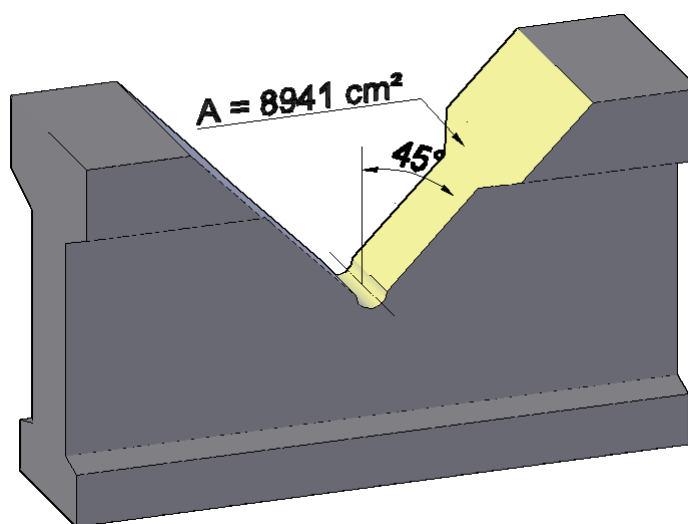
Considerando toda a tensão de tração sendo resistida pela armadura de reforço ao redor dos furos, tem-se que a área de aço necessária é de $A_s = 602/43,5 = 6,5$ cm². Adotar-se-á 3 grampos de Ø20 (9,4 cm²).

Considerando $f_{ck} = 30,6$ MPa (situação antes da cura completa), má aderência e ganchos nas extremidades dos grampos, há a necessidade de 67 cm de ancoragem para a armadura.

- Verificações ao cisalhamento do concreto:

Para verificação do cisalhamento do concreto, adotar-se-ão os mesmos parâmetros para verificação de punção de lajes. A figura abaixo mostra a superfície de ruptura ao cisalhamento com um ângulo de 45° de inclinação com a vertical. Nesta verificação não há a majoração dos esforços por 4 e sim por 1,4 conforme dimensionamentos comuns.

Figura 181 – Superfície de cisalhamento



- Tensão de compressão na biela de concreto:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad (7)$$

$$\frac{1,4 \times 1330/4}{2 \times 8941} = 0,03 \frac{kN}{cm^2} = 0,3 MPa < 0,27 \times \left(1 - \frac{30,}{250}\right) \times \left(\frac{30}{1,4}\right) = 5,09 MPa \text{ OK!}$$

- Tensão resistente para elementos sem armadura de punção:

Com a armadura negativa de $\varnothing 16c/15$ (direção 1) e $\varnothing 10c/10$ (direção 2) da laje sobre a viga e área seção transversal igual a 11137 cm^2 : $\rho = \sqrt{13,4 \times 8 / 11137} = 0,00093$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd1} = 0,13 \times \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} \quad (8)$$

$$0,3 MPa < 0,13 \times \left(1 + \sqrt{\frac{20}{1,6}}\right) \times (100 \times 0,00093 \times 30)^{1/3} = 0,83 MPa \text{ OK}$$

- Verificações da compressão do concreto

Como a região acima do furo estará sujeita a uma grande compressão pelo tarugo durante o transporte ($F = 1330 \times 1,4 / 4 = 465,5 \text{ kN}$), há a necessidade de se verificar o esmagamento do concreto acima do furo.

De acordo com Leohardt (1978) tensão última para ruptura do concreto em regiões de concentração de tensão de compressão devido à um pino embutido pode ser determinada por:

$$P_u = 1,3 \left(\sqrt{1 - 1,69 \times \epsilon^2} - 1,3 \times \epsilon \right) \times \phi^2 \times \sqrt{\beta_p \times \beta_s} \quad (9)$$

Sendo:

$$\beta_p = \text{Resistência prismática à compressão do concreto} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right];$$

$$\beta_s = \text{Limite de escoamento do aço do pino} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right];$$

$$\phi = \text{Diâmetro do pino [cm]};$$

$$\epsilon = 3 \times \frac{e}{\phi} \times \frac{\beta_p}{\beta_s};$$

$$e = \text{Distância de atuação da força no pino à face do concreto [cm]}.$$

De acordo com Mazepa e Rodrigues (2011), a relação entre resistência cúbica (típica europeia) e cilíndrica (típica americana e brasileira) de corpos de prova de concreto está mostrada na tabela abaixo.

Tabela 38 –Relação entre resistência cúbica e cilíndrica de corpos de prova de concreto

Resistência Cilíndrica (MPa)	Resistência Cúbica (MPa)
12	15
16	20
20	25
25	30
30	37
35	45
50	60

Fonte: Adaptado de Mazepa e Rodrigues, 2011

Da tabela acima, observa-se que um concreto com 30 MPa de resistência cilíndrica apresenta 37 MPa de resistência cúbica.

Considerando a distância de aplicação da força à face de 15 cm, concreto com resistência cúbica de 370 kgf/cm² e aço do pino ASTM A-572 (3450 kgf/cm²), tem-se

$$\epsilon = 3 \times \frac{15}{15} \times \frac{370}{3450} = 0,32.$$

Com isso, a resistência última é de:

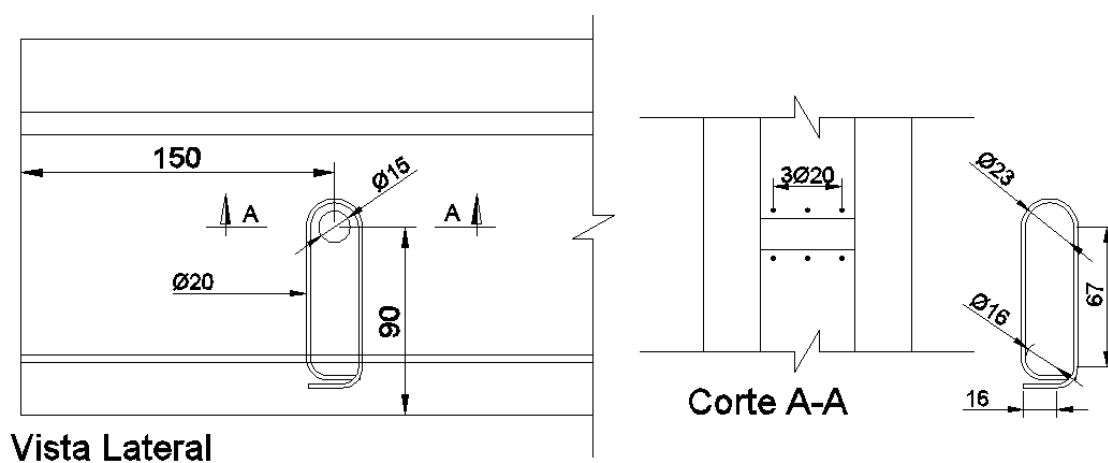
$$P_u = 1,3 \times \left(\sqrt{1 - 1,69 \times 0,32^2} - 1,3 \times 0,32 \right) \times 15^2 \sqrt{370 \times 3450} = 163.000 \text{ kgf}$$

Leonhardt (1978) propõe a utilização de um coeficiente de segurança igual a 5. Com isso, a carga admissível será de $P_{adm} = P_u/5 = 32.600 \text{ kgf} = 326 \text{ kN}$.

Como em cada face atuará, teoricamente, metade da carga de cada furo, tem-se como esforço solicitante $F_1 = 1330 \times 1,4 / (4 \times 2) = 232 \text{ kN} < P_{adm} = 326 \text{ kN}$. Assim, fica verificada a compressão do concreto pelo pino de içamento.

- Croquis

Figura 182 – Croqui dos grampos



10.6 Pilares e Fundações

Fundação

Conforme a proposta do método construtivo, os apoios da estrutura do tabuleiro serão previamente executados nas laterais dos trilhos, não interferindo com a operação da via. Uma primeira opção seriam pilares circulares apoiados sobre tubulões. O método envolveria a cravação de camisas metálicas para revestir a escavação pois, além de garantir a estabilidade do furo com a passagem do trem, após a posterior escavação do aterro haverá a exposição dos pilares centrais da passagem, que devem apresentar bom acabamento superficial. Após a cravação, procede-se à escavação dos furos até a cota de abertura do fuste, seguida da inserção das armaduras e concretagem em uma única etapa até a cota de apoio das longarinas.

Para avaliar a viabilidade dessa solução, primeiramente verificou-se a existência de camada no solo com tensão admissível que resulte em uma fundação econômica. Segundo a experiência local, a camada impenetrável à percussão mostrada nas sondagens a aproximadamente 6,5 m de profundidade em relação ao terreno natural consiste em uma rocha de poucos metros de espessura, com tensão admissível de até 800 kPa.

Para os pilares centrais, a carga vertical é da ordem de no máximo 1550 kN por longarina, ou seja, 3100 kN no total, e a área da base necessária seria de:

$$A_b = \frac{3100}{800} = 3,875 \text{ m}^2 \quad (27)$$

Esta área resultaria em um diâmetro na base de 2,3 m. Para o fuste, admitindo um concreto $f_{ck} = 20$ MPa e coeficiente de minoração da resistência de 1,5, a área de concreto necessária seria de:

$$A_f = \frac{3100 \times 1,4 \times 1,5}{20000 \times 0,85} = 0,383 \text{ m}^2 \quad (28)$$

A área corresponde a um diâmetro do fuste de 0,7 m, o mínimo aceitável para escavação manual. O disparo resultante seria de:

$$d = \frac{2,3-0,7}{2} = 0,8 \text{ m} \quad (29)$$

Admitindo um ângulo de abertura de 60° e 20 cm de rodapé, a altura do alargamento resulta em:

$$H_b = 0,8 \times tg60^\circ + 0,2 = 1,6 \text{ m} \quad (30)$$

A medida é menor que a máxima recomendada de 1,8 m e, portanto, conforme.

Para os pilares extremos, a carga máxima da longarina é de 1550 kN, e a da laje de aproximação, de 735kN (retirada das reações no modelo da laje de aproximação) resultando numa força total de 2285 kN, o que resulta numa área de base de:

$$A_b = \frac{2285}{800} = 2,856 \text{ m}^2 \quad (31)$$

A área corresponde a um diâmetro da base de 1,9 m. O disparo resultante, admitindo fuste de 0,7 m de diâmetro, é de:

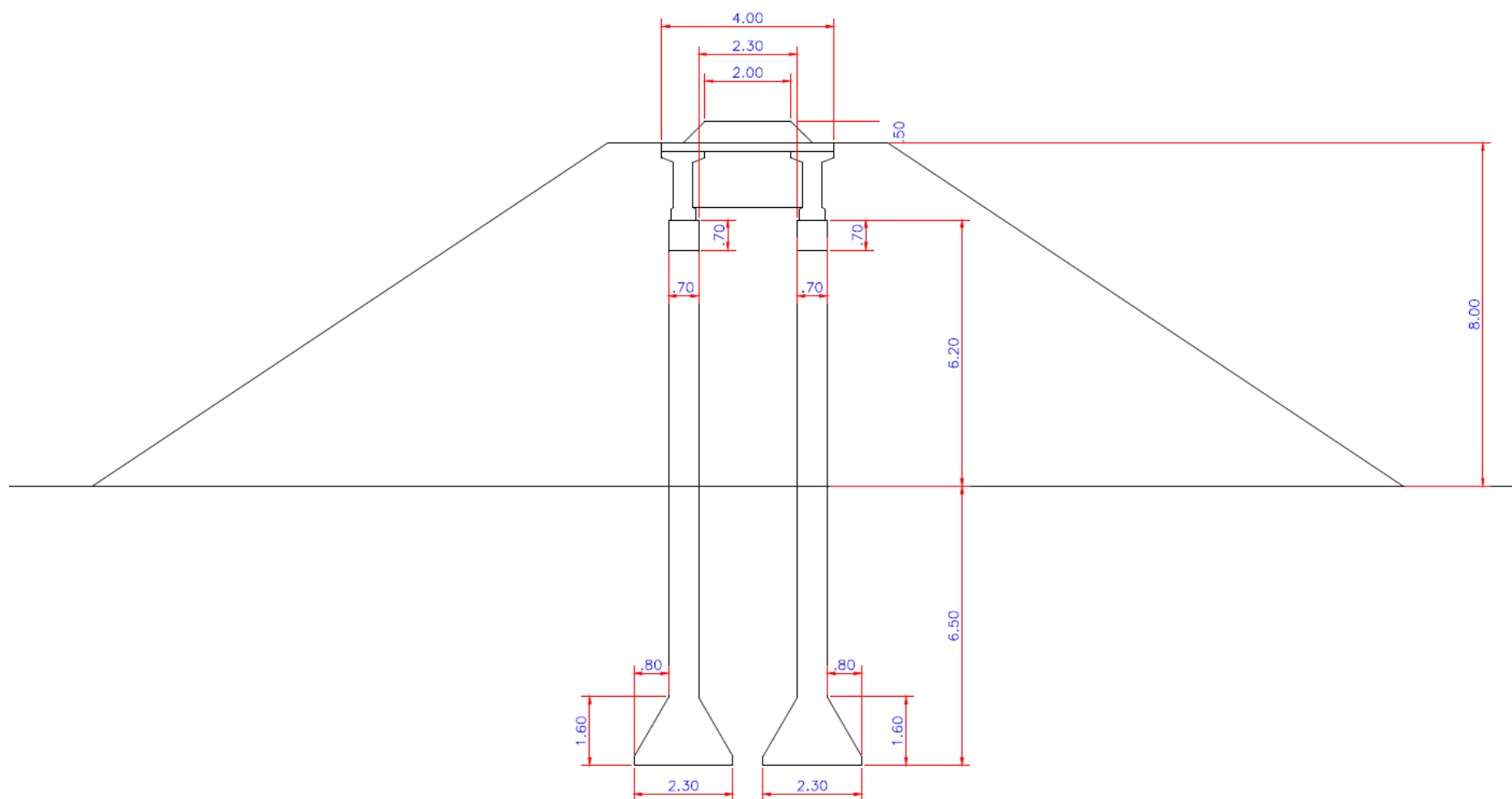
$$d = \frac{1,6-0,7}{2} = 0,6 \text{ m} \quad (32)$$

A altura resultante é, portanto, de

$$H_b = 0,45 \times tg60^\circ + 0,2 = 1,24 \text{ m} \quad (33)$$

Pelos cálculos anteriores, a fundação com tubulão é viável. A geometria da solução para o pilar central está esquematizada na figura abaixo:

Figura 183 – Geometria na seção central (m)



Algumas observações devem ser realizadas quanto à solução dada. A primeira é que o nível d'água presente nas sondagens, na pior condição, está aproximadamente 2,2 m de altura em relação à base da escavação. Segundo a NBR 6122, a execução do tubulão a céu aberto deve ser realizada acima do nível d'água, ou abaixo se esta puder ser controlada e não houver risco de desmoronamento. Considerando que o alargamento da base vai ser realizado manualmente, e que este ocorre numa camada de areia argilosa, que deve apresentar alguma coesão e permeabilidade reduzida, recomenda-se a execução de um poço teste próximo ao aterro para avaliar se as condições de abertura do fuste, em relação ao material e a quantidade de água, permitem que seja realizada apenas com bombeamento, de modo a validar a fundação por tubulão. Uma outra solução para esse problema seria a execução com ar comprimido. Entretanto, devido a interferência da campânula de aço com o tráfego da via, dada a sua proximidade, esta não seria uma opção possível.

Pilares

Dado que, a partir da base do tubulão, subirá uma coluna de concreto de seção constante até a cota de apoio das longarinas, considerou-se que o limite entre o pilar e o fuste do tubulão é o nível do terreno natural, na base do aterro. A partir desta cota, a coluna fica permanentemente enterrada e confinada pelo solo. Apesar de, nos pilares extremos, a coluna também estar envolta pelo solo do aterro, adotou-se, a favor da segurança para o cálculo da flexão no pilar, que devido a não se tratar de um meio que se prolonga “infinitamente” em todas as direções, o solo do aterro não contribui com reações que ajudam o pilar.

Para o cálculo dos pilares, considerou-se que os pilares extremos restringem a movimentação do tabuleiro como apoios fixos e, os centrais, como apoios móveis na direção longitudinal. Disso resulta que, para esforços longitudinais como frenagem e aceleração, praticamente apenas os pilares extremos serão solicitados.

De acordo com a NBR 7187, para pontes ferroviárias, o carregamento longitudinal pode ser considerado como 25% do peso dos eixos motores na aceleração, o que resulta em $0,25 \times 360 = 90$ kN/eixo. Considerando os quatro eixos do trem-tipo adotado para o dimensionamento da passagem, a carga total longitudinal a se considerar é de $4 \times 90 = 360$ kN. Como os pilares extremos representam apoios fixos nessa direção, e dado a sua simetria geométrica em relação ao eixo dos pilares

centrais, além da distribuição da carga de frenagem pelos trilhos, considerou-se que cada um dos 4 pilares extremos recebe um quarto da carga longitudinal, ou seja, $360/4 = 90$ kN. Desta forma, em sua base na cota do terreno natural, base do aterro, o momento máximo de cálculo é de $90 \times 6,2 \times 1,4 = 781,2$ kNm.

Dois casos de dimensionamento foram considerados para o cálculo dos pilares extremos: a máxima carga vertical majorada em combinação com o momento máximo majorado (eixo acelerando em cima do pilar) e a mínima carga vertical sem majoração, para piorar a condição de flexo-compressão, em combinação com o momento máximo majorado (eixos acelerando longe do pilar). Não se considerou o peso próprio do pilar pois, como os pilares extremos se apresentam enterrados, adotou-se que o atrito lateral é suficiente para equilibrar seu peso.

Considerando o pilar como travado no tabuleiro e na base, tem-se um comprimento de flambagem de 6,2 m. Para seção circular, a esbeltez pode ser calculada da seguinte forma:

$$\lambda = 4 \times \frac{l_e}{d} = 4 \times \frac{6,2}{0,7} = 35,5 < 90 \quad (34)$$

Calculando o momento de segunda ordem pelo método da curvatura aproximada, com normal de máxima de cálculo de $2285 \times 1,4 = 3199$ kN e mínima de $298 + 172 = 470$ kN (longarinas mais laje de aproximação, sem trem-tipo, retiradas a partir dos modelos), conforme NBR 6118, tem-se:

Normal máxima (3199 kN):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,7 \left(\frac{3199 \times 4 \times 1,4}{70^2 \times \pi \times 2} + 0,5 \right)} = 6,60 \times 10^{-3} / m \quad (35)$$

$$M_{2d} = 3199 \times 0,00660 \times \frac{6,2^2}{10} = 81,2 \text{ kNm} \quad (36)$$

$$M_{total} = 781,2 + 81,1 = 862,3 \text{ kNm} \quad (37)$$

Normal mínima (470 kN):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,7 \left(\frac{470 \times 4 \times 1,4}{70^2 \times \pi \times 2} + 0,5 \right)} = 1,22 \times 10^{-2} / m \quad (38)$$

$$M_{2d} = 470 \times 0,0122 \times \frac{6,2^2}{10} = 22,0 \text{ kNm} \quad (39)$$

$$M_{total} = 781,2 + 22,0 = 803,2 \text{ kNm} \quad (40)$$

O cálculo das armaduras para resistir a esses esforços foi realizado através do programa Oblíqua 1.0, considerando um concreto de $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, o qual resultou, para cada pilar extremo, numa armadura de 20 barras de 25 mm de 8,0 m, com 32 estribos de 6,3 mm de 2,2 m com 20 cm de espaçamento.

Figura 184 – Resultados do programa Oblíqua (Normal máxima)

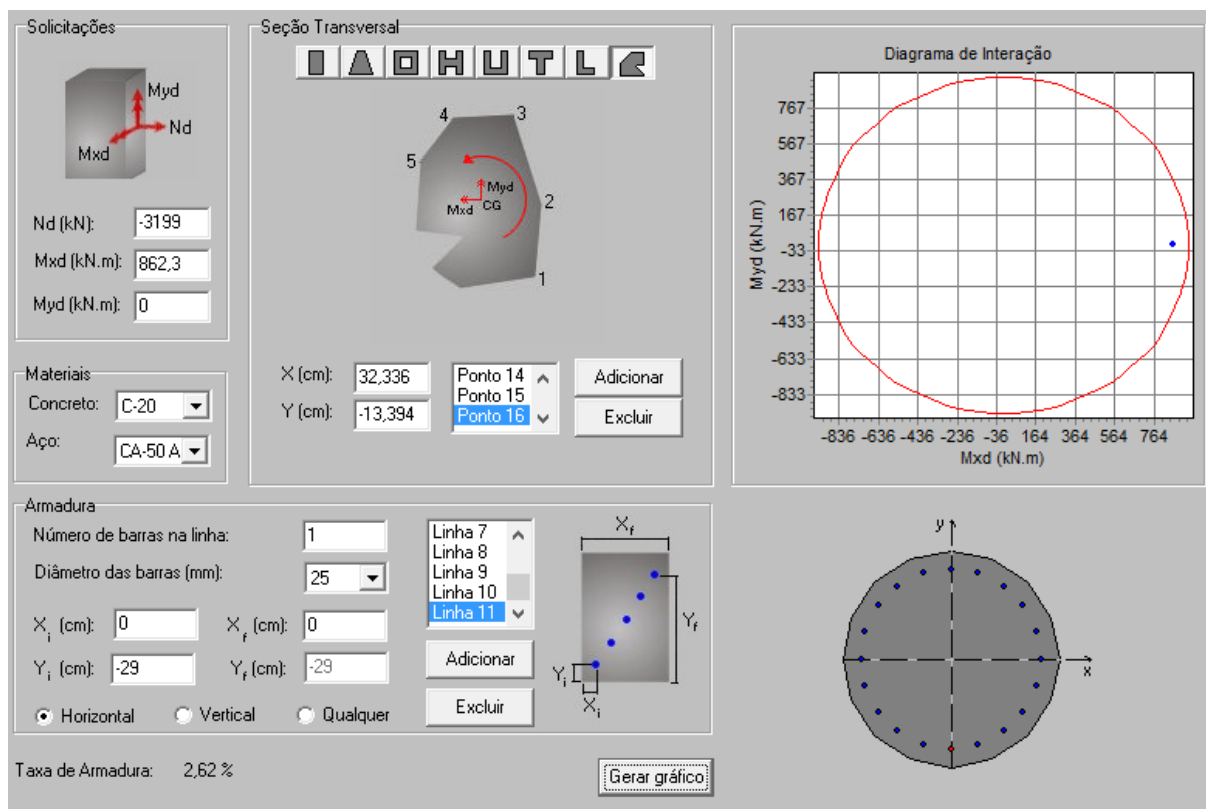
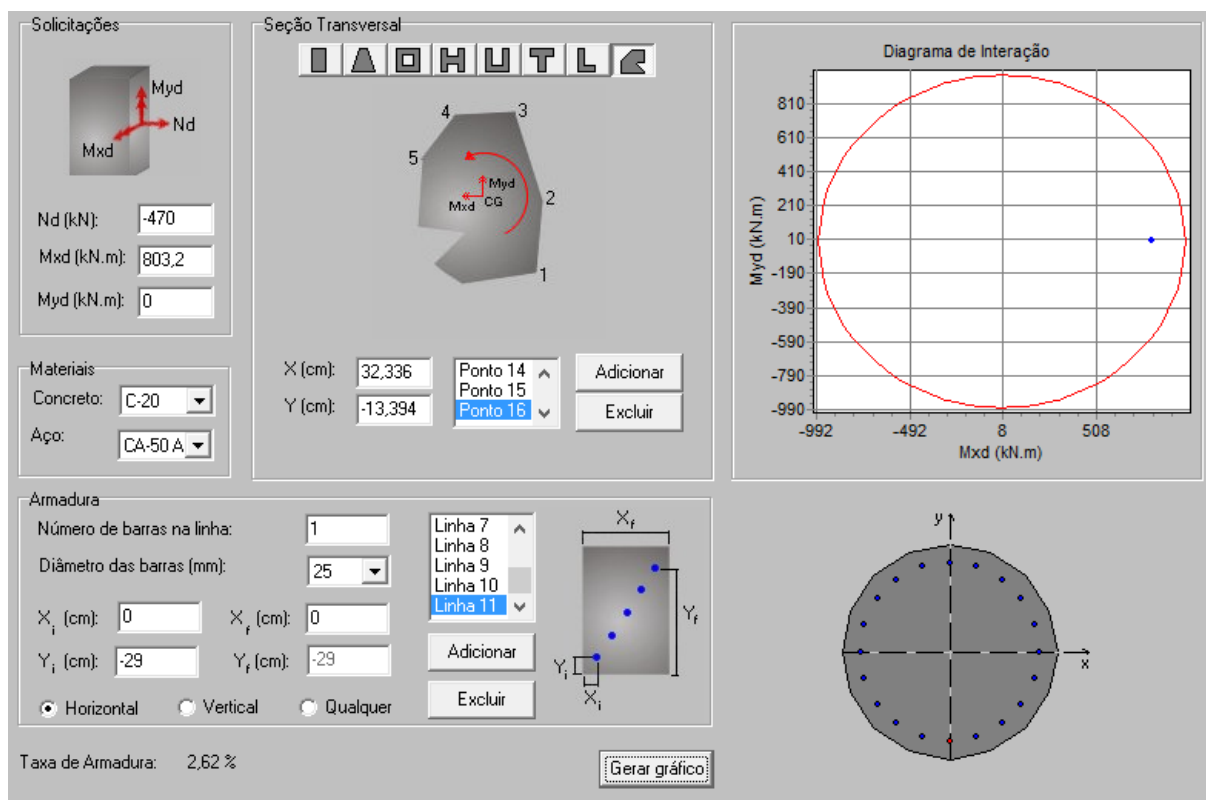


Figura 185 – Resultados do programa Oblíqua (Normal mínima)



Para os pilares centrais, um único caso de dimensionamento foi considerado: a carga vertical máxima majorada que, como o pilar estará exposto, inclui o seu peso próprio ($2 \times 1530 \times 1,4 + 0,7^2 \times \pi \times 6,2 \times 25 / 4 \times 1,4 = 4368$ kN). Como o pilar, em princípio, não recebe carregamento horizontal, admitiu-se a ocorrência de um momento mínimo, conforme NBR 6118:

$$M_{1d,min} = 4368 \times (0,015 + 0,03 \times 0,7) = 157,2 \text{ kNm} \quad (41)$$

Considerando o pilar como estando em balanço, por não ter vínculo na direção longitudinal com o tabuleiro, o comprimento de flambagem é de $6,2 \times 2 = 12,4$ m. Logo, a esbelteza é:

$$\lambda = 4 \times \frac{12,4}{0,7} = 70,9 < 90 \quad (42)$$

Calculando o momento de segunda ordem pelo método da curvatura aproximada, tem-se:

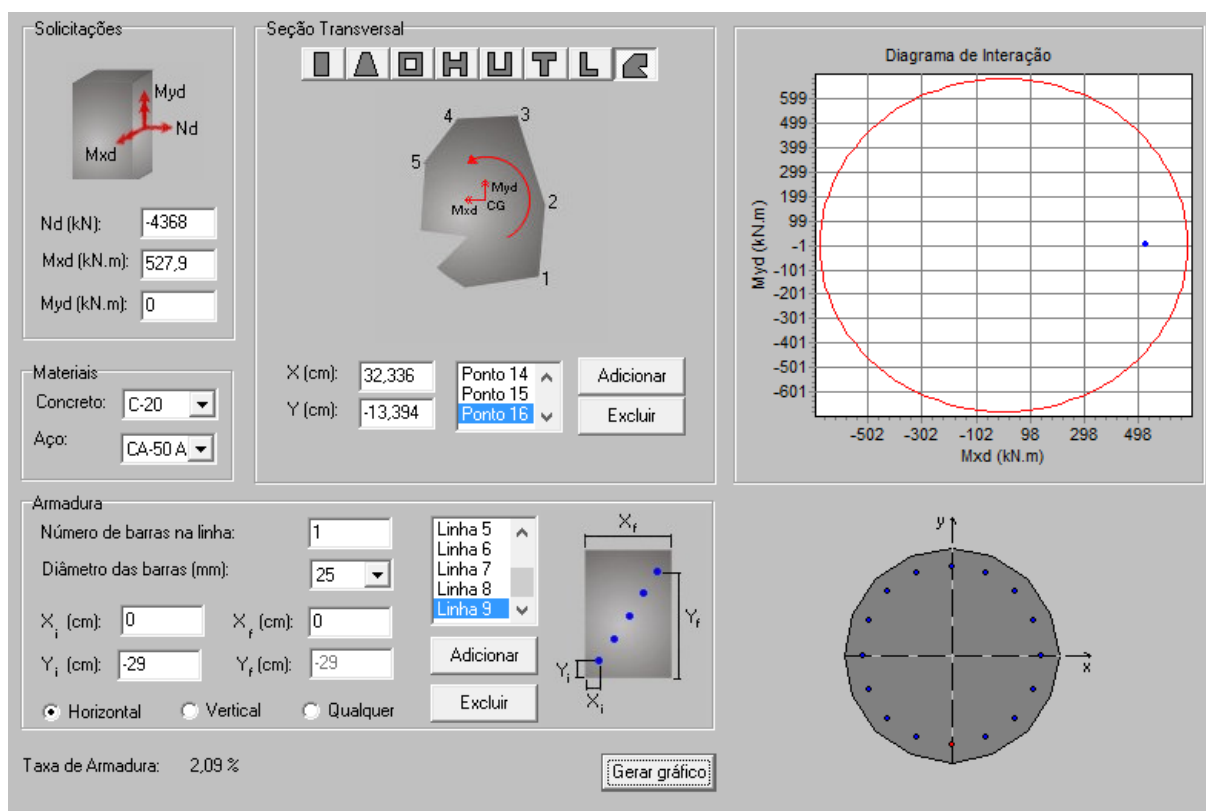
$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,7\left(\frac{4368 \times 4 \times 1,4}{70^2 \times \pi \times 2} + 0,5\right)} = 5,52 \times 10^{-3} / m \quad (43)$$

$$M_{2d} = 4368 \times 0,00552 \times \frac{12,4^2}{10} = 370,7 \text{ kNm} \quad (44)$$

$$M_{total} = 157,2 + 370,7 = 527,9 \text{ kNm} \quad (45)$$

Através do programa Oblíqua, chegou-se numa armadura de 16 barras de 25 mm de 8,0 m, com 32 estribos de 6,3 mm de 2,2 m com 20 cm de espaçamento.

Figura 186 – Resultados do programa Oblíqua



Tubulão

O dimensionamento estrutural do tubulão considerou o fuste trabalhando à flexo-compressão, com os esforços críticos descarregados pela base do pilar. Neste modelo, o solo ao redor do tubulão contribui com reação horizontal na área lateral do

fuste. A reação vertical por atrito é desprezada, adotando-se que ela é suficiente para compensar apenas o peso próprio do concreto.

Produziram-se modelos simplificados para obter os momentos fletores ao longo do fuste nas condições anteriores. Estudou-se separadamente apenas o efeito das cargas horizontais, pois concluiu-se que o carregamento vertical caminha do topo até a base do tubulão solicitando o concreto do fuste através de uma força normal que não sofre alteração por efeito do solo.

O fuste foi representado por uma barra de seção circular de diâmetro de 70 cm, engastada na base. O solo foi representado por molas elásticas na direção horizontal, com o módulo de reação calculado pela fórmula proposta por Broms (1964):

$$K_h = 1,67 \times \frac{E}{D} \quad (46)$$

Sendo E o módulo de elasticidade do solo e D o diâmetro do fuste.

Para a obtenção do módulo de elasticidade do solo, adotou-se uma correlação aproximada em função do número de golpes SPT apresentados no perfil de sondagens:

$$E = 5 \times NSPT \text{ (MPa)} \quad (47)$$

A média dos números de golpes SPT nas três sondagens está por volta de 30 em cada uma. Deste modo, obtém-se o seguinte módulo:

$$E = 5 \times 30 = 150 \text{ MPa} \quad (48)$$

Portanto, o módulo de reação horizontal fica:

$$K_h = 1,67 \times \frac{150000}{0,7} = 357.857 \text{ kN/m}^3 \quad (49)$$

Considerando uma discretização do solo em molas espaçadas a cada 0,5 m, o coeficiente de mola horizontal resultante para a área de projeção do fuste nesta direção é de:

$$K = 357.857 \times 0,7 \times 0,5 = 125.250 \text{ kN/m} \quad (50)$$

Para o concreto ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$), o módulo de elasticidade foi calculado conforme recomendação da NBR 6118:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 * 5600 * \sqrt{20} \cong 21.287 \text{ MPa} \quad (51)$$

O carregamento crítico considerado foi a combinação da força horizontal com o momento máximo atuante na base dos pilares, aplicados no topo dos fustes. Em valores característicos, para os pilares extremos o carregamento horizontal é de 90 kN e o momento é de 615,9 kNm; para os centrais há apenas o momento de 377,1 kNm. Considerou-se também o limite da capacidade resistente do solo pelo empuxo passivo. Para tanto, traçou-se um diagrama de empuxo passivo limite em função da profundidade. Através de simulações iterativas, substituíram-se as molas no modelo que ultrapassaram o valor limite pela força de reação máxima possível para a profundidade considerada.

Considerando-se que o valor de ângulo de atrito interno representativo dos solos presentes nas sondagens é de aproximadamente 22° , o coeficiente de empuxo passivo é de:

$$K_p = \frac{1 + \sin(22)}{1 - \sin(22)} = 2,20 \quad (52)$$

Para tanto, a equação da reta de força de reação por metro máxima passiva em função da profundidade fica, considerando peso específico do solo de 20 kN/m^3 , sem sobrecarga, a favor da segurança, e largura de projeção do fuste de 70 cm:

$$F_{m\acute{a}x,1}(z) = 2,2 \times 20 \times z \times 0,7 = 30,8z \text{ (kN/m)} \quad (53)$$

A equação acima vale até a cota do nível d'água. Para cotas inferiores, considerando que, na pior condição, o nível d'água se encontra a aproximadamente 4,3 m de profundidade, a equação que passa a valer é:

$$F_{\max,2}(z) = [20 \times z - 10 \times (z - 4,3)] \times 2,2 \times 0,7 = 15,4z + 66,2 \text{ (kN/m)} \quad (54)$$

Figura 187 – Modelo de cálculo e diagrama de empuxo passivo com reações máximas equivalentes

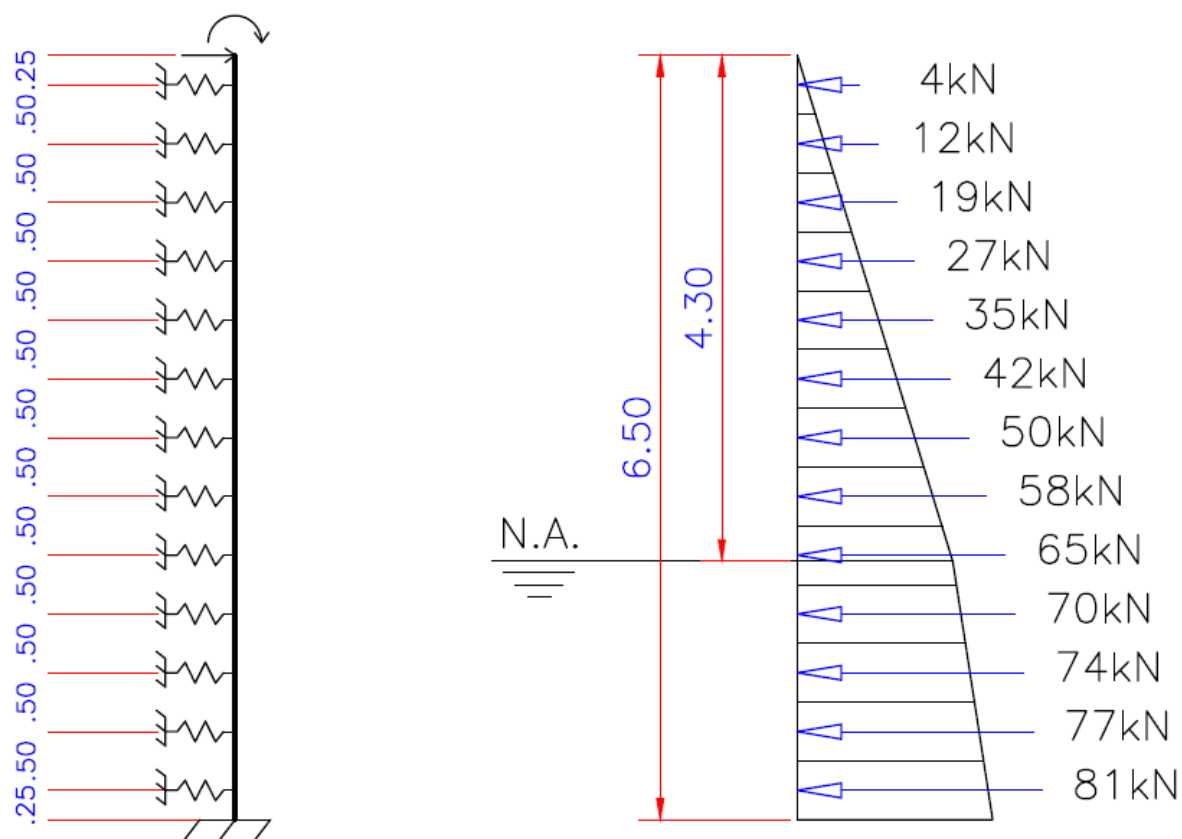


Figura 188 – Momentos fletores solicitantes para os pilares extremos (valores característicos - kNm)

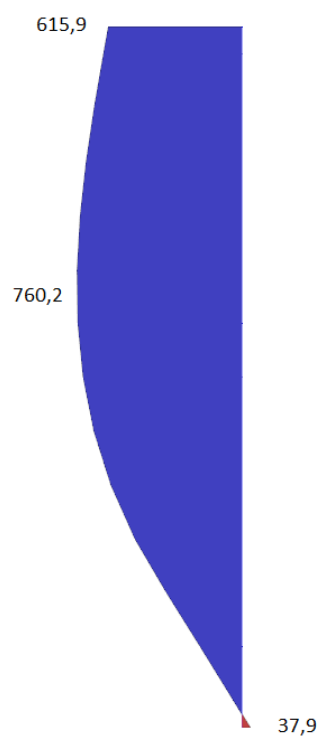
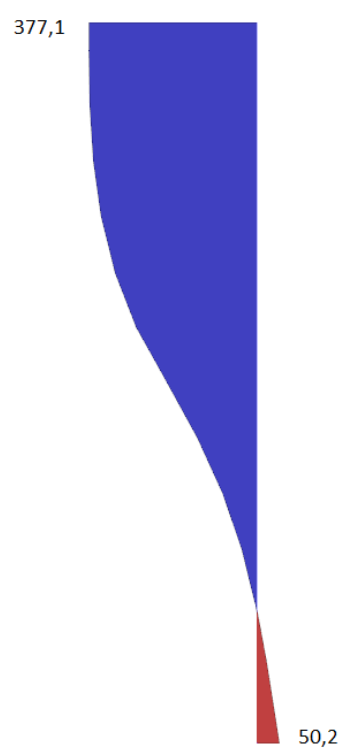


Figura 189 – Momentos fletores solicitantes para os pilares centrais (valores característicos - kNm)



Para os pilares extremos, houve um aumento do momento fletor solicitante. Este aumento se deveu ao fato de haver carregamento horizontal no topo do tubulão, que nos primeiros metros da camada de solo não pode ser totalmente contraposto pelo empuxo lateral devido ao limite passivo (as dez primeiras molas atingiram o limite). O aumento justificaria um reforço na armadura do fuste em relação àquela adotada no pilar.

Para os pilares centrais, não ocorreu o aumento do momento fletor, apesar de as seis primeiras molas terem atingido seu limite. Isto se deve ao fato de que não se considerou que o pilar central recebe carregamentos horizontais, e portanto não há esforço que produza um aumento do momento fletor. Uma avaliação mais precisa seria considerar uma força horizontal mínima no pilar central, dado que mesmo aparelhos de apoio projetados para funcionar como apoios deslizantes apresentam algum atrito que resulta em esforço horizontal nos pilares.

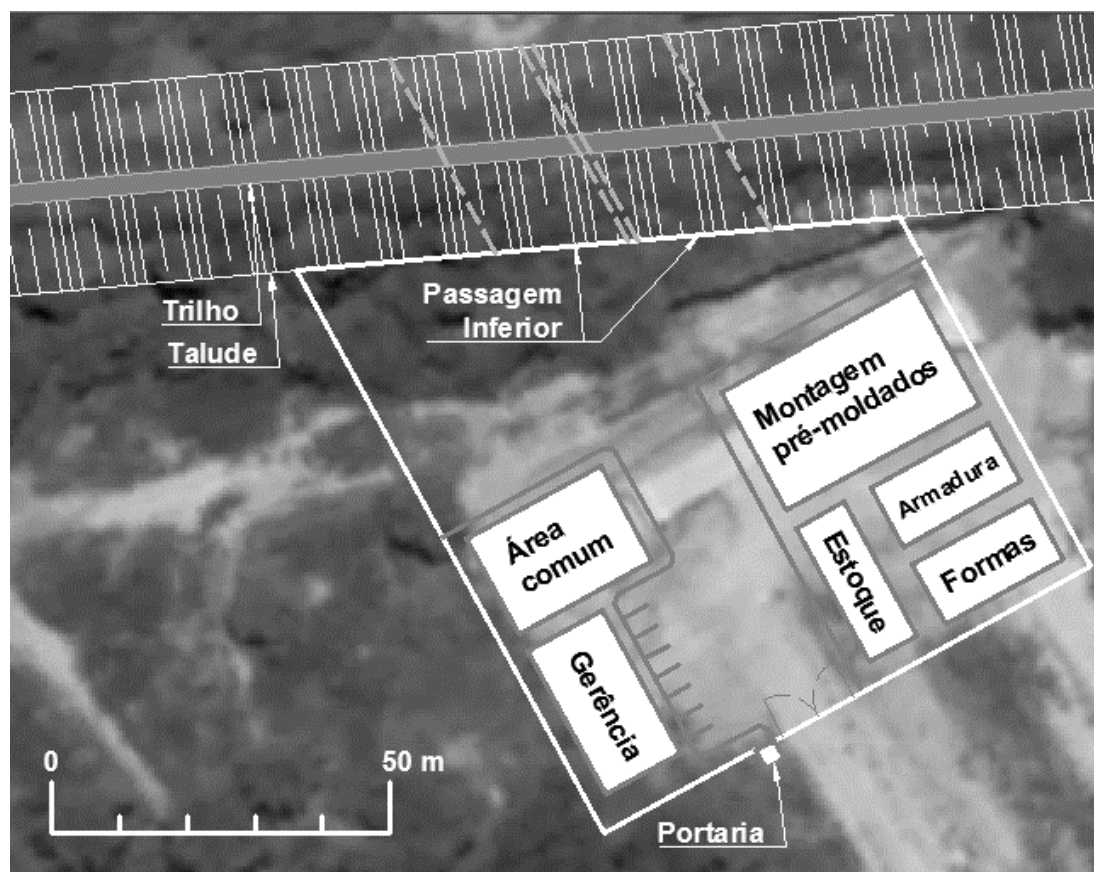
10.7 Logística do Canteiro

10.7.1 Área do Canteiro

O canteiro consiste basicamente em uma área para montagem de formas e armaduras para confecção dos componentes pré-moldados além da área destinada à gerência da obra e a área comum para os trabalhadores da obra.

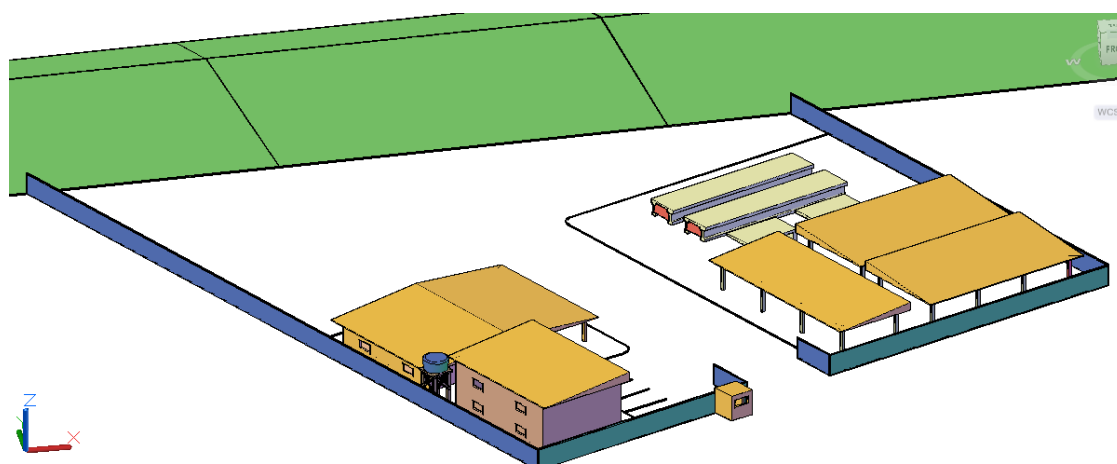
A figura abaixo mostra o *layout* proposto para o canteiro. Buscou-se deixar os componentes pré-moldados próximos à sua posição final e, além disso, utilizar uma estrada de terra já aberta como via de acesso para o canteiro. A locação deste canteiro foi facilitada uma vez que a cota do terreno tem uma variação de no máximo 1 m na área do canteiro.

Figura 190 – Esquema da distribuição do canteiro de obras



A área livre deixada ao lado da área comum servirá de parada e manobra dos equipamentos necessários no canteiro além do armazenamento provisório dos trilhos, lastro e dormentes quando da remoção da linha férrea. Com o esquema abaixo, ficam mais claro a constituição do canteiro de obras com as suas benfeitorias representadas.

Figura 191 – Esquema 3D do canteiro de obras



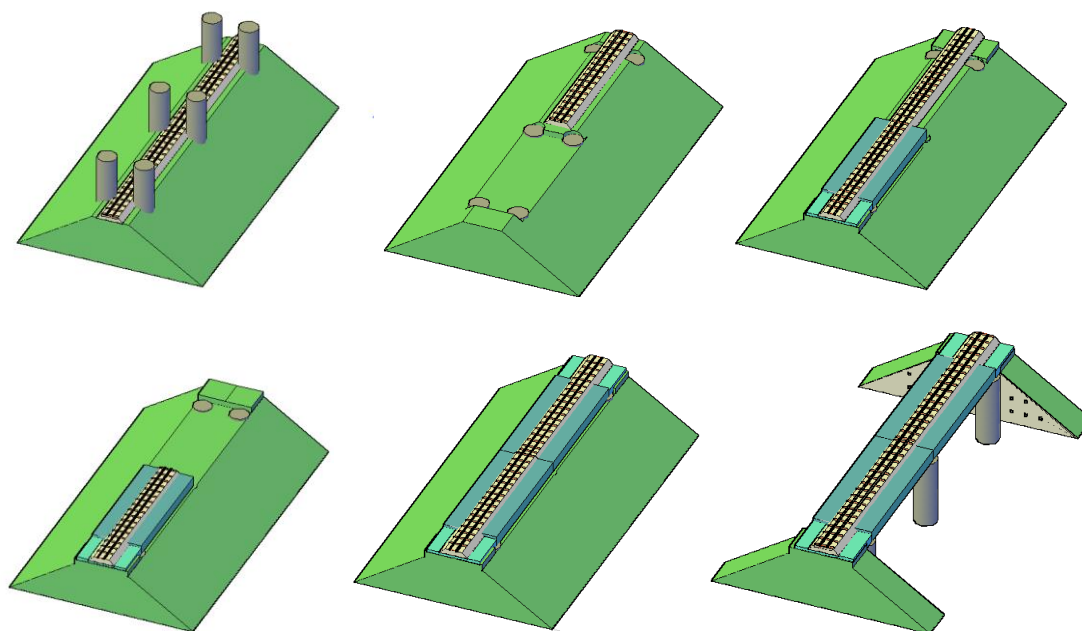
10.7.2 Sequência Construtiva

Para a construção das passagens inferiores, serão realizados as seguintes atividades:

1. Execução das fundações: escavação, armação e concretagem dos tubulões;
2. Retirada dos trilhos, dormentes e lastros de um lado da passagem (realizada em um fim de semana);
3. Alocação das vigas e lajes de aproximação pré-moldadas de um lado da passagem (realizada no mesmo fim de semana da retirada dos trilhos);
4. Execução do lastro, colocação dos dormentes e trilhos do lado retirado (realizado logo após a locação das vigas e lajes, no mesmo fim de semana);
5. Repetição das atividades 2, 3 e 4 para o outro lado da passagem inferior totalizando os dois sentidos da via que passará abaixo da linha férrea;
6. Escavação com a execução das contenções laterais da passagem inferior;
7. Construção da rodovia no trecho da passagem inferior.

A figura a seguir mostra os passos descritos.

Figura 192 – Sequência de execução da passagem inferior



10.7.3 Cronograma

Para estimativa sobre o tempo de execução da passagem inferior, fez-se um cronograma no software MS Project contendo as diversas etapas presentes neste projeto.

Foi adotado uma frente de trabalho para a confecção de formas e execução da armadura, por exemplo: para a execução da armadura da laje de aproximação 1, esta atividade deve estar com a frente livre, ou seja, ter acabado a atividade de armação do pré-moldado 1. Buscou-se, além disso, concretar elementos que compõem o mesmo lado da passagem no mesmo dia; isso permite que a alocação dos pré-moldados de um mesmo lado ocorra no mesmo fim de semana.

Para a escavação dos tubulões, adotaram-se duas frentes de escavação simultâneas o que permite, quando finalizada a escavação de dois tubulões, a concretagem de ambos ocorra no mesmo dia.

A tabela abaixo mostra o cronograma realizado contendo as atividades principais envolvidas na execução das passagens e suas relações de dependência.

Tabela 39 – Cronograma das atividades

Nº	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Anotações
2	Projeto	60 dias	Seg 04/01/16	Sex 25/03/16		
3	Mobilização do canteiro	3 dias	Seg 28/03/16	Qua 30/03/16	2	
4	Escavação dos tubuções	6 dias	Qui 31/03/16	Qui 07/04/16		
5	Escavação tubulão 1	2 dias	Qui 31/03/16	Sex 01/04/16	3	
6	Escavação tubulão 2	2 dias	Qui 31/03/16	Sex 01/04/16	3	
7	Escavação tubulão 3	2 dias	Seg 04/04/16	Ter 05/04/16	5	
8	Escavação tubulão 4	2 dias	Seg 04/04/16	Ter 05/04/16	6	
9	Escavação tubulão 5	2 dias	Qua 06/04/16	Qui 07/04/16	7	
10	Escavação tubulão 6	2 dias	Qua 06/04/16	Qui 07/04/16	8	
11	Armadura tubuções	1,5 dias	Qui 31/03/16	Sex 01/04/16		
12	Armadura tubulão 1	2 hrs	Qui 31/03/16	Qui 31/03/16	3	
13	Armadura tubulão 2	2 hrs	Qui 31/03/16	Qui 31/03/16	12	
14	Armadura tubulão 3	2 hrs	Qui 31/03/16	Qui 31/03/16	13	
15	Armadura tubulão 4	2 hrs	Qui 31/03/16	Qui 31/03/16	14	
16	Armadura tubulão 5	2 hrs	Sex 01/04/16	Sex 01/04/16	15	
17	Armadura tubulão 6	2 hrs	Sex 01/04/16	Sex 01/04/16	16	
18	Concretagem e cura dos tubulões	9 dias	Sex 01/04/16	Qui 14/04/16		
19	Concretagem e cura tubulão 1	170 hrs	Sex 01/04/16	Sex 08/04/16	5;12	
20	Concretagem e cura tubulão 2	170 hrs	Sex 01/04/16	Sex 08/04/16	6;13	
21	Concretagem e cura tubulão 3	170 hrs	Ter 05/04/16	Ter 12/04/16	7;14	
22	Concretagem e cura tubulão 4	170 hrs	Ter 05/04/16	Ter 12/04/16	8;15	
23	Concretagem e cura tubulão 5	170 hrs	Qui 07/04/16	Qui 14/04/16	9;16	
24	Concretagem e cura tubulão 6	170 hrs	Qui 07/04/16	Qui 14/04/16	10;17	
25	Pré-moldado 1	9 dias	Qui 31/03/16	Ter 12/04/16		
26	Forma do pré-moldado 1	1 dia	Qui 31/03/16	Qui 31/03/16	3	
27	Armação do pré-moldado 1	1 dia	Sex 01/04/16	Sex 01/04/16	26	
28	Concretagem e cura do pré-moldado 1	170 hrs	Seg 04/04/16	Seg 11/04/16	27;32	
29	Protensão do pré-moldado 1	1 dia	Ter 12/04/16	Ter 12/04/16	28	
30	Laje de aproximação 1	7 dias	Sex 01/04/16	Seg 11/04/16		
31	Forma laje de aproximação 1	1 dia	Sex 01/04/16	Sex 01/04/16	26	
32	Armadura laje de aproximação 1	1 dia	Seg 04/04/16	Seg 04/04/16	27;31	
33	Concretagem e cura da laje de aproximação 1	170 hrs	Seg 04/04/16	Seg 11/04/16	32;26	
34	Remoção da linha férrea e lastro do lado 1	4 hrs	Sáb 16/04/16	Sáb 16/04/16	24;33;29	Fim de semana
35	Movimentação/alocação do pré-moldado 1	2 hrs	Sáb 16/04/16	Sáb 16/04/16	34;29;33	
36	Movimentação/alocação laje de aproximação 1	2 hrs	Sáb 16/04/16	Sáb 16/04/16	35	
37	Reconstituição do lastro e trilho lado 1	1 dia	Dom 17/04/16	Dom 17/04/16	35	
38	Pré-moldado 2	9 dias	Sex 01/04/16	Qua 13/04/16		
39	Forma do pré-moldado 2	1 dia	Sex 01/04/16	Sex 01/04/16	26	
40	Armação do pré-moldado 2	1 dia	Seg 04/04/16	Seg 04/04/16	39;27	
41	Concretagem e cura do pré-moldado 2	170 hrs	Ter 05/04/16	Ter 12/04/16	40;45	
42	Protensão do pré-moldado 2	1 dia	Qua 13/04/16	Qua 13/04/16	41	
43	Laje de aproximação 2	7 dias	Seg 04/04/16	Ter 12/04/16		
44	Forma laje de aproximação 2	1 dia	Seg 04/04/16	Seg 04/04/16	39	
45	Armadura laje de aproximação 2	1 dia	Ter 05/04/16	Ter 05/04/16	44;40	
46	Concretagem e cura da laje de aproximação 2	170 hrs	Ter 05/04/16	Ter 12/04/16	40;45	
47	Remoção da linha férrea e lastro do lado 2	4 hrs	Sáb 23/04/16	Sáb 23/04/16	46;42;37	Fim de semana
48	Movimentação/alocação do pré-moldado 2	2 hrs	Sáb 23/04/16	Sáb 23/04/16	42;47;46	
49	Movimentação/alocação laje de aproximação 2	2 hrs	Sáb 23/04/16	Sáb 23/04/16	48	
50	Reconstituição do lastro e trilho lado 2	1 dia	Dom 24/04/16	Dom 24/04/16	48;49	
51	Escavação do emboque 1	5 dias	Seg 25/04/16	Sex 29/04/16	50	
52	Execução das contenções do lado 1	5 dias	Seg 25/04/16	Sex 29/04/16	50	
53	Escavação do emboque 2	5 dias	Sáb 30/04/16	Qua 04/05/16	51	
54	Execução das contenções do lado 2	5 dias	Sáb 30/04/16	Qua 04/05/16	52	
55	Desmobilização do canteiro	3 dias	Qui 05/05/16	Sáb 07/05/16	54	
56	Execução da rodovia no trecho	14 dias	Dom 08/05/16	Qua 25/05/16	55	
57	Redequação paisagística	2 dias	Dom 08/05/16	Seg 09/05/16	55	

A execução de toda o projeto e construção da passagem, com a duração das atividades mostradas acima, tem uma duração de, aproximadamente, 4 meses. Prazo relativamente curto porém pertinente às poucas atividades que envolve a execução da passagem inferior. O caminho crítico da execução das atividades passam pelas seguintes etapas:

Tabela 40 – Atividades críticas da obra

Atividades Críticas
Projeto
Mobilização do canteiro
Forma do pré-moldado 1
Armação do pré-moldado 1
Protenção do pré-moldado 1
Forma laje de aproximação 1
Armadura laje de aproximação 1
Remoção da linha férrea e lastro do lado 1
Movimentação/alocação do pré-moldado 1
Reconstituição do lastro e trilho lado 1
Remoção da linha férrea e lastro do lado 2
Movimentação/alocação do pré-moldado 2
Movimentação/alocação da laje de aproximação 2
Reconstituição do lastro e trilho lado 2
Execução das contenções do lado 1
Execução das contenções do lado 2
Desmobilização do canteiro
Execução da rodovia no trecho

Deve se atentar a necessidade de execução dentro do prazo das atividades que envolvem a paralisação da linha férrea, as quais, no cronograma proposto, foram manualmente agendadas para serem realizadas em fins de semana: iniciando com a remoção do trilho no sábado e terminando com a reconstrução da via férrea no domingo.

10.8 Custos

Será realizada uma estimativa básica dos custos envolvidos para execução da obra.

Devido à dificuldade de se estimar custos mesmo em fases avançadas de projeto, será realizada um levantamento apenas considerando as atividades principais envolvidas.

10.8.1 Serviços

Dentre os serviços pertinentes à execução da obra, tem-se:

- Limpeza do terreno para instalação do canteiro;
- Escavação de tubulões a céu aberto manualmente;
- Locação de guindastes de 125t de capacidade para alocação dos pré-moldados;
- Operador de guindaste;
- Carga e transporte de material escavado.

Os custos com serviços como armação dos pré-moldados ou execução das formas para concretagem, por exemplo, estão contabilizados juntamente com os custos dos materiais referentes à cada atividade desenvolvida descritos no item seguinte.

10.8.2 Materiais

Para os custos envolvendo os materiais e as atividades utilizando esses materiais, tem-se:

- Forma para concreto aparente com instalação;
- Fornecimento e aplicação de armadura CA50 com diâmetro maior que 12,5 mm;
- Fornecimento e aplicação de concreto usinado C40 bombeável;
- Fornecimento e aplicação de concreto usinado C25 bombeável;
- CONTENÇÃO em solo grampeado;
- Compra e plantio de gramas em placas.
- Escavação mecânica, carga e remoção de terra até uma distância de 1 km;
- Fornecimento e aplicação de aço de protensão;
- Ancoragens ativas.

Como mencionado, os custos enumerados são referentes as principais atividades a serem desenvolvidas. Desta forma, portanto, obter-se-á um custo menor que o realmente observado para execução da passagem inferior com a alternativa proposta. Para que fosse realizada uma análise de custos mais abrangente e refinada haveria a necessidade de um detalhamento de projeto que foge do escopo deste trabalho.

10.8.3 Resultados

A seguir está mostrado a tabela com os custos unitários de cada serviço e material, a quantidade necessária de cada um deles e os custos parciais e totais envolvidos na implantação da passagem inferior em estudo.

Tabela 41 – Levantamento custos principais envolvidos na obra

Atividade	Unidade	R\$/und	Qntde	Custos Parciais
Limpeza do terreno para instalação do canteiro	m ²	0,89	6.322,00	R\$ 5.626,58
Escavação de tubulões a céu aberto com mais de 6m, manualmente	m ³	180,02	26,56	R\$ 4.781,31
Carga e remoção de terra até a distância média de 1km	m ³	7,48	34,53	R\$ 258,27
Guindaste de capacidade 125 t.	h	518,83	8,00	R\$ 4.150,68
Operador de guindaste	h	34,87	8,00	R\$ 278,99
Forma para concreto aparente instalada	m ²	55,71	253,60	R\$ 14.128,06
Fornecimento e colocação de aço de protensão CP-190-RB 4 Ø=1/2" Incluindo bainha, protensão e injeção	kg	20,20	2.031,64	R\$ 41.039,21
Ancoragem ativa série V - 4Ø = 1/2"	und	344,09	4,00	R\$ 1.376,36
Fornecimento e aplicação de aço CA50 de Ø igual/maior que 12,5 mm	kg	6,00	23.614,97	R\$ 141.689,82
Fornecimento e aplicação de concreto usinado C40 - Bombeável	m ³	398,43	134,40	R\$ 53.549,05
Fornecimento e aplicação de concreto usinado C20 - Bombeável	m ³	294,95	40,88	R\$ 12.056,41
Escavação mecânica, carga e remoção de terra até uma distância média de 1km	m ³	11,60	8.164,00	R\$ 94.702,40
Contenção em solo grampeado	m ²	236,23	298,00	R\$ 70.396,54
Plantio de gramas em placas	m ²	10,50	3.622,00	R\$ 38.031,00
TOTAL				R\$ 482.064,68

Fonte: Adaptado de SIUB, 2015.

Com a análise simplificada dos custos mostrada acima, chegou-se a um valor de aproximadamente 500 mil reais para a execução da obra. Adicionando-se uma porcentagem de benefícios e despesas indiretas (BDI) de 30%, o valor total da obra passa à 626 mil reais.

Acredita-se que este valor esteja subestimado uma vez que não foram considerados, entre outros, custos referentes às equipes permanentemente presentes no canteiro de obras, os custos de projeto, os custos de mobilização de equipes e equipamentos.

Um estudo mais aprofundado não foi realizado devido à necessidade de dados muitas vezes de difícil obtenção. Para o dimensionamento e levantamento dos custos da equipe permanentemente presente no canteiro, por exemplo, é imprescindível dados referentes à produtividade dos operários. Além disso, dimensionamento da

equipe está diretamente relacionado ao cronograma de execução da obra o que dificulta substancialmente esse levantamento de custos.

Sendo assim, acreditou-se ser mais conveniente explicitar os custos básicos referentes apenas às atividades e serviços que serão executados na obra a fim de evitar a ocorrência de erros grotescos de estimativa.

11 CONCLUSÕES

A partir da definição da alternativa, realizada na primeira etapa do trabalho, foi possível otimizar de forma satisfatória a seção transversal dos pré-moldados da passagem ferroviária. Verificou-se, ainda, que a seção proposta inicialmente para a alternativa de peças pré moldadas de concreto, não resistia aos esforços solicitantes de maneira eficiente. Transferiu-se, portanto, a laje para a parte superior das vigas (“invertendo” a seção proposta inicialmente) o que acarretou em substancial redução de massa da estrutura, devido à colaboração da laje na resistência aos esforços de compressão.

Com base na seção otimizada da estrutura, foi possível realizar o dimensionamento dos outros componentes anexos, porém não menos importantes, à estrutura como: tubulões, pilares e lajes de aproximação.

Além disso, como o empreendimento não é composto apenas pela estrutura, realizou-se a análise da logística do canteiro e dos custos de implantação.

Em suma, obteve-se uma solução de engenharia adequada ao problema proposto e com grau de detalhamento suficiente para atestar sua viabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLENBY, D., ROPKINS, J. W. T. **Jacked Box Tunneling**: using the Ropkins system, a non-intrusive tunneling method for constructing new underbridges beneath existing traffic arteries. Londres: Institute of mechanical engineers, out. 2007, 24p.

An overview of Jacked Structure Techniques. Geneva: Jackedstructures SA, 2010 – Disponível em: <<http://www.unitracc.com/aktuelles/artikel/an-overview-of-jacked-structure-techniques--pt-1-en>> Acesso em: 28/06/15.

ARMADURAS DE PROTENSÃO. Disponível em: <http://www.protende.com.br/newsite/tabelas/armaduras_protensao.htm> Acesso em: 21 jun 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**. Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

CAMPANHA et al. **Túneis em Terrenos Pouco Consistentes**. Manual Técnico. São Paulo: CBPO/Figueiredo Ferraz, 1998.

CBPO E FIGUEIREDO FERRAZ. **O NATM** – Novo Método Austríaco de Execução de Túneis “New Austrian Tunneling Method”. Manual técnico. 1994.

CFN (COMPANHIA FERROVIÁRIA DO NORDESTE) E TRANSNORDESTINA. Brasil. Disponível em: <<http://estacoesferroviariaspb.blogspot.com.br/2010/09/cfn-companhia-ferroviaria-do-nordeste-e.html>> Acesso em: 18 jun 2015.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO - METRÔ. **Normas Técnicas Complementares – NC – 03**. São Paulo, 1980.

COUTO, E. C. **Um modelo tridimensional para túneis escavados em rocha reforçada por tirantes passivos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. **Projeto de Túnel**. Instrução de Projeto. São Paulo: 2005.

ESTADOS UNIDOS. FHWA - Federal Highway Administration. **Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels** – Civil Elements. Nova York: FHWA, dez 2009, 702 p.

GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. Fundação: Teoria e Prática, 2 ed., Hachich et al. São Paulo: Pini, 1998.

GRUNDORAM Pneumatic Pipe Ramming System. Estados Unidos: Aurora. Disponível em: <http://www.tttechnologies.com/contact_tt.html> Acesso em: 6jun 2015.

HACHICHI, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2ª ed., São Paulo: Ed. PINI, 2009. 762 p.

INSPIRING TRENCHLESS TECHNOLOGIES. Alemanha. Disponível em: <<http://www.tracto-technik.com/Company-1.html>> Acesso em: 6jun 2015.

KOLYMBAS, D. **Tunelling and Tunnel Mechanics**. A Rational Approach to Tunneling. Berlim: Springer, 2005.

LIMA, E. C. **Projeto de passagem subterrânea**: As soluções de arquitetura e a planilha de custos da construção de travessia para circulação de pedestres. Ed. 33, Dez. 2013. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/33/artigo301399-3.aspx>> Acesso em: 20 jun 2015.

LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. (1978). **Construções de Concreto Volume 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, Interciência.

LUNARDI, P. **Design and Construction of Tunnels**. Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils. Berlim: Springer, 2008.

MABA ECOLINE. **Dormentes Monobloco de Concreto Protendido**. Disponível em: <<http://maba-ecoline.com.br/cxdata/media/files/technicaldatasheetme40l.pdf>> Porto Alegre.

MAFFEI Engenharia. **Cálculo das obras executadas pelo método da trincheira**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1995.

MAMAQANI, B. H. M. H. **Numerical Modeling of Ground Movements Associated with Trenchless Box Jacking Technique**. 2014. 221 p. Dissertação (Doutorado) – University of Texas, Arlington, 2014.

MAZEPA, R. C., RODRIGUES, T. C. **Estudo Comparativo entre Corpos de Prova Cilíndrico e Cúbico para Ensaio de Resistência à Compressão Axial**. 2011. 51 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

MEDEIROS, H. **Engenharia Subterrânea**. Técnica, fevereiro de 2006. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/107/artigo287064-1.aspx>>. Acesso em 15/06/2015.

PAIVA, C. E. L., TRENTIN, L. C. **Considerações na Execução de Aproximação de Obra de Arte Especial**. 5º Congresso de Infraestrutura de Transportes. São Paulo, 2011.

PIM – Procedimento de inspeção de material: Dormente monobloco de concreto protendido para via férrea. Brasil. Disponível em: <<https://www.dnit.gov.br/download/consultas-publicas/ferroviario/pim/15-pim-dormente-monobloco-de-concreto-protendido.pdf>> Acesso em: 18 jun 2015.

PÓS-TENSÃO ENGANHARIA. **Produtos de Protensão:** cordoalhas. Disponível em: <<http://www.ptec.com.br/produtos#prettyPhoto>> Serra.

POWDERHAN, A. **Jacked Tunnels:** open-heart surgery on Boston. Revista Ingenia, Londres, p. 55-60, ca. 2004.

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS I. Brasil. Disponível em: <<https://folhaazero.wordpress.com/2008/05/08/pre-dimensionamento-de-estruturas-i/>> Acesso em: 20 jun 2015.

PRODUTOS MINERAÇÃO. Brasil: Salvador. Disponível em: <<http://www.aratumineracao.com.br/produto.html>> Acesso em: 20 jun 2015.

RUDLOFF. **Concreto Protendido:** Orientações para obras de protensão. Disponível em: <<http://www.rudloff.com.br/concreto-protendido/orientacoes-para-obras.php>> Vila Vermelha.

SIURB – SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA URBANA E OBRAS. Tabelas de Custos Data-Base Julho 2015. São Paulo: PMSP. Disponível em: http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/infraestrutura/tabelas_de_custos/index.php?p=204451. Acesso em: 01/12/2015.

SOLOTRAT. **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. Manual Técnico. 2015.

TEIXEIRA, P. W. G. N., MAFFEI, C. E. M., GUAZZELLI, M. C. **Resistência à força cortante de vigas de concreto armado de seção transversal circular.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, vol. 5, n. 5, p. 781-797, Dez 2012.

TUBOS CRAVADSO DE AÇO. Brasil: São Paulo. Disponível em: <http://www.sondeq.com.br/pt/nd_grundram.php> Acesso em: 6 jun 2015.

WOOD, D. C. **Learning from the big dig.** Revista PublicRoads, vol. 65, n. 1, jul/ago 2001, disponível em: <<http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/01julaug/bigdig.cfm>> ACESSA em: 16/06/15.

ZIRLIS, A. C. et al. Túnel – **Solução Para o Comércio, Mercado Imobiliário e Mercado Industrial.** 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo: 2003.

Fritz Leonhardt –**Construções de concreto –Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado -Parte 2.**1973 – Tradução Editora Interciencia

Ishitani, Hideki et al. ESTRUTURAS DE CONCRETO II – Notas de Aula. São Paulo: 2001