

Universidade Federal de Santa Catarina

Centro Tecnológico

Departamento de Engenharia Civil

ECV2002 - TCC: Projeto Integrador II

Projeto de uma interseção viária urbana com vistas à melhoria de mobilidade

Gabriel Lisboa Bordin

Gianfranco Longo

Giorgia Luccheta Pezzi

Júlia Leidens

Manoel Vitor Carneiro Oliveira

Vinícius Sousa de Faria

Florianópolis

2025

Gabriel Lisboa Bordin
Gianfranco Longo
Giorgia Luccheta Pezzi
Júlia Leidens
Manoel Vitor Carneiro Oliveira
Vinícius Sousa de Faria

Projeto de uma interseção viária urbana com vistas à melhoria de mobilidade

Trabalho de Conclusão de Curso (Projeto Integrador II) apresentado pelos acadêmicos à banca examinadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil. Orientadores: Prof. Luciana Rohde, Dr e Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.

Florianópolis
2025

PROJETO DE UMA INTERSEÇÃO VIÁRIA URBANA COM VISTAS À MELHORIA DE MOBILIDADE / GABRIEL LISBOA BORDIN, GIANFRANCO LONGO, GIORGIA LUCCHETA PEZZI, JÚLIA LEIDENS, MANOEL VITOR CARNEIRO OLIVEIRA, VINÍCIUS SOUSA DE FARIA; orientadores, Luciana Rohde, Roberto Caldas de Andrade Pinto, 2025. 276 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2025.

Inclui referências.

1. Projeto geométrico. 2. Viaduto em concreto armado. 3. Protensão. 4. Estudo de tráfego. I. Bordin, Gabriel Lisboa. II. Longo, Gianfranco. III. Pezzi, Giorgia Luccheta. IV. Leidens, Júlia. V. Oliveira, Manoel Vitor Carneiro. VI. Faria, Vinícius Sousa de. VII. Rohde, Luciana. VIII. Andrade Pinto, Roberto Caldas de. IX. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.

Gabriel Lisboa Bordin
Gianfranco Longo
Giorgia Luccheta Pezzi
Júlia Leidens
Manoel Vitor Carneiro Oliveira
Vinícius Sousa Faria

Projeto de uma interseção viária urbana com vistas à melhoria de mobilidade

Este Projeto Integrador foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro(as) Civis e aprovado em sua forma final pela Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, Dezembro de 2025

Banca Examinadora:

Prof. Fernanda Fernandes Marchiori, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Liseane Padilha Thives, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano d'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Alexandre Hering Coelho, Dr.
Coordenador do Curso

Eng. Assis Arantes Júnior, MSc.
Banca Externa



Documento assinado digitalmente
Luciana Rohde
Data: 12/12/2025 14:28:12-0300
CPF: ***.737.630-**
Verifique as assinaturas em https://v.ufsc.br

Eng. Paulo Henrique Wagner, Eng. Civil
Banca Externa



Documento assinado digitalmente
Roberto Caldas de Andrade Pinto
Data: 12/12/2025 15:14:54-0300
CPF: ***.859.517-**
Verifique as assinaturas em https://v.ufsc.br

Prof. Luciana Rohde, Dr.
Orientador

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.
Orientador

Agradecimentos

Um agradecimento especial aos nossos orientadores, Luciana Rohde e Roberto Pinto. Agradecemos por toda a atenção, pelas sugestões valiosas, pela paciência infinita nas explicações, orientações e pelo olhar crítico que foi tão importante para o desenvolvimento deste Trabalho de Conclusão de Curso. A orientação de vocês foi vital para transformar ideias em um projeto concreto e viável.

Sinceros agradecimentos às empresas que nos cederam licenças e ferramentas. Elas facilitaram, e muito, nosso processo de desenvolvimento. Sem esse suporte técnico, muitos obstáculos teriam sido bem mais difíceis de transpor.

A todos que, de alguma forma, fizeram parte deste processo: muito obrigado.

Gabriel Lisboa Bordin

Agradeço primeiramente aos meus pais, pois seu apoio e incentivo durante toda a minha vida foi fundamental para que eu concluísse o curso. Em seguida, agradeço à minha noiva, Fernanda. Seu apoio e dedicação foram de grande ajuda nesse último ano de graduação.

No âmbito acadêmico, agradeço ao corpo docente de Engenharia Civil da UFSC. O trabalho de todos os professores teve impacto nesse projeto final. Em especial, agradeço aos professores Roberto e Luciana, nossos orientadores, por toda a prontidão durante a elaboração deste Projeto, e também aos professores Alexandre e Wellington, que servem de inspiração tanto acadêmica quanto profissional para mim.

Quanto ao aspecto profissional, agradeço aos colegas que fizeram parte da minha jornada no Laboratório de Pavimentação, onde fui bolsista por um ano, e também aos colegas do LabTrans. Vocês contribuiram muito para meu desenvolvimento profissional.

Por fim, agradeço aos meus companheiros de Projeto, colegas da UFSC e aos meus amigos pessoais. Todos vocês me ajudaram a chegar até aqui.

Gianfranco Longo

Agradeço primeiramente à minha família, em especial à minha mãe, Raquel, que jamais falhou na batalha de ser mãe solo e que sempre lutou perseverantemente, em meio às adversidades da vida, para que eu tivesse as condições necessárias que me permitissem conquistar meu espaço neste mundo. Estendo meus agradecimentos aos meus tios Dulce, Dinamir e Ivone, por apoiarem incondicionalmente a minha jornada, com carinho e presença.

Agradeço também à minha companheira, Giulia, que, com muito amor e carinho, apareceu em minha vida, tornando a caminhada mais leve e feliz, e sendo meu porto seguro nos melhores e piores dias.

Aos meus amigos, muito obrigado pelo apoio, pelo companheirismo e pelos bons conselhos com os quais fui agraciado ao longo dessa jornada.

Registro também minha gratidão a todas as oportunidades de estágio das quais fiz parte nesses anos, e aos colegas com quem convivi, por contribuírem imensamente para o meu amadurecimento e para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Por fim, agradeço a esta instituição onde me formo engenheiro civil, por ser o lar de infindáveis experiências e aprendizados que levarei por toda a minha vida.

Muito obrigado.

Giorgia Luccheta Pezzi

Agradeço, primeiramente, a Deus, pela saúde, pelas conquistas e por toda a força concedida ao longo da minha trajetória na graduação. Sem essa sustentação, muitos dos desafios enfrentados não teriam sido superados.

Aos meus pais, Marlene e Irineu, expresso toda a minha gratidão pelo apoio incondicional, pelo incentivo constante e por sempre acreditarem em mim. Vocês foram meu alicerce e minha maior motivação, me ensinaram valores que carrego com orgulho e que me trouxeram até aqui. Tudo o que conquistei reflete o exemplo, a dedicação e o amor que recebi de vocês. Estendo também este agradecimento a toda a minha família, que de diferentes formas acompanhou e apoiou minha caminhada, torcendo sinceramente pelo meu sucesso.

Aos meus amigos, deixo meu carinho e reconhecimento por estarem sempre presentes, seja oferecendo ajuda, palavras de incentivo ou momentos de leveza que tornaram essa jornada mais tranquila. A convivência, a parceria e o companheirismo foram essenciais para manter minha motivação e meu equilíbrio ao longo do curso. Ao meu companheiro, agradeço imensamente por caminhar ao meu lado, acreditar no meu potencial e me lembrar, nos dias difíceis, de que eu era capaz. Sua paciência, seu apoio e seu amor foram fundamentais para que eu continuasse seguindo em frente, firme nos meus objetivos.

Sou igualmente grata aos professores que fizeram parte da minha formação acadêmica, compartilhando seus conhecimentos e contribuindo para meu crescimento crítico e profissional. Em especial, agradeço aos meus orientadores, Luciana e Roberto, pela dedicação, pelo cuidado e pela orientação responsável que foram

essenciais para o desenvolvimento deste trabalho. Estendo também minha gratidão à professora Liseane, orientadora do meu estágio, pelo acompanhamento e pela confiança durante essa etapa tão importante.

Aos colegas que contribuíram para a construção deste projeto, registro minha profunda gratidão pela parceria e pelo comprometimento demonstrados ao longo de todo o processo. A colaboração constante, a troca de ideias, o apoio mútuo e a disponibilidade para enfrentar juntos cada etapa foram essenciais para o amadurecimento do trabalho. Essa convivência colaborativa tornou a jornada mais leve e permitiu que alcançássemos resultados significativos.

Agradeço aos estágios e laboratórios que fizeram parte da minha trajetória, pelos aprendizados e experiências que contribuíram para minha formação. Deixo um agradecimento especial à Infras Engenharia, pelo apoio e pela oportunidade de crescimento profissional.

Agradeço a todos que, de alguma forma, fizeram parte desta fase da minha vida. Cada gesto, palavra ou apoio teve seu valor e deixou uma marca importante no caminho até aqui.

Muito obrigada.

Júlia Leidens

Agradeço a Deus pela saúde, bondade e força concedida durante toda a etapa da graduação.

A minha mais profunda gratidão aos meus pais, Jandira e Alcides, e a minha irmã, Ana, por estarem presentes em cada momento, oferecendo apoio, incentivo e acreditando em mim, sendo o meu porto seguro nos momentos em que mais precisei, entendendo minhas frustações, o cansaço e a ausência. Vocês foram e sempre serão minha base e o meu alicerce. Obrigada por nunca medirem esforços para me apoiar. Sou grata também a minha família, que, de diferentes maneiras, sempre esteve olhando e torcendo por mim.

Ao meu companheiro, meu muito obrigada pelo cuidado diário, por acreditar em mim e pela presença constante. Seu companheirismo foi essencial.

Aos meus amigos, agradeço por aliviarem o estresse e por me mostrarem que a vida pode ser mais leve.

Agradeço a todos os professores por repassarem seus conhecimentos tão valiosos ao longo de toda a graduação. Um agradecimento especial aos meus orientadores, Luciana e Roberto, pela paciência, dedicação, confiança e por todo o aprendizado proporcionado. Obrigada por embarcarem conosco nessa etapa tão valiosa e necessária.

Estendo os meus agradecimentos aos meus colegas de grupo, por toda a parceria, dedicação e comprometimento que possibilitaram a realização deste projeto tão desafiador. Sem vocês isso não seria possível.

A todos que, de alguma forma, contribuíram durante essa jornada, meu mais sincero obrigada.

Manoel Vitor Carneiro Oliveira

Aos meus, que sempre foram minha base, minha motivação e meu porto seguro. Cada etapa desta jornada só foi possível graças ao apoio incondicional da minha família e de amigos que me apoiaram e incentivaram a seguir em frente sempre.

À equipe da Nova Engevix, por todos os ensinamentos, por me permitir aprender em um dos momentos mais importantes da minha formação. Levo comigo cada ensinamento, cada orientação e cada experiência compartilhada no dia a dia da empresa.

A todos vocês, meu muito obrigado.

Vinícius Sousa de Faria

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por ter me sustentado com saúde, determinação e equilíbrio durante todo o percurso da graduação.

Aos meus pais, Édna e Manoel, deixo minha gratidão mais sincera. Obrigado por estarem ao meu lado em cada fase, por me motivarem mesmo quando o cansaço parecia maior e por acreditarem em mim antes mesmo que eu acreditasse. Tudo o que conquistei até aqui carrega a força e o exemplo que recebi de vocês.

Estendo meus agradecimentos à minha família, que sempre acompanhou minha trajetória com carinho, apoio e torcida constante.

Aos meus amigos, agradeço pela convivência leve, pelas conversas que aliviaram dias difíceis e por tornarem essa caminhada mais tranquila e agradável.

Sou grato também aos professores que contribuíram para minha formação, transmitindo conhecimento, disciplina e visão crítica. Em especial, agradeço aos meus orientadores, Luciana e Roberto, pela atenção, paciência e orientação responsável que tanto contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas que dividiram comigo a construção deste projeto, deixo meu reconhecimento por toda a dedicação, parceria e comprometimento ao longo do processo.

Registro ainda minha gratidão ao ambiente de trabalho na sede da SIE, bem como a todos os engenheiros e técnicos com quem convivo diariamente. As experiências compartilhadas, os diálogos e os aprendizados práticos contribuíram de forma significativa para a minha evolução profissional e pessoal ao longo desta jornada. Por fim, agradeço a todos que, de alguma maneira, participaram desta etapa da minha vida. Cada gesto, palavra e apoio fez diferença. Muito obrigado.

Resumo

O presente Projeto Integrador teve como objetivo o desenvolvimento de um projeto geométrico e estrutural de uma interseção viária localizada no bairro Campeche, em Florianópolis/SC, visando promover melhorias significativas na mobilidade urbana da região. A proposta buscou atender a uma demanda real da cidade, marcada por elevados índices de congestionamento e lentidão no tráfego local, especialmente nos horários de pico. Dessa forma, o trabalho abrangeu todas as etapas do processo de concepção e detalhamento da intervenção, incluindo a seleção do local, a realização de estudos de tráfego, o projeto geométrico da nova interseção, o projeto estrutural dos elementos de engenharia necessários à materialização do projeto geométrico e a elaboração do orçamento da obra.

A solução proposta consistiu na remodelagem da rotatória existente e na implantação de dois viadutos, permitindo a segregação dos fluxos veiculares e a melhoria das condições de circulação e segurança no entorno. O projeto foi desenvolvido com base nas normas técnicas vigentes, buscando conciliar eficiência estrutural, funcionalidade viária e viabilidade econômica.

O projeto buscou ser uma proposta inovadora, elaborada com o intuito de solucionar um problema urbano real e aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso em um contexto prático. Embora em nível acadêmico, o trabalho reflete o esforço do grupo em propor uma alternativa tecnicamente fundamentada e plausível para contribuir com a melhoria da mobilidade no bairro Campeche.

Palavras-chave: Projeto geométrico, Viaduto em concreto armado; Projeto estrutural; Protensão; Estudos de tráfego.

Abstract

This Integrative Project aimed to develop the geometric and structural design of a road intersection located in the Campeche neighborhood, in Florianópolis, Santa Catarina, with the purpose of promoting significant improvements in the region's urban mobility. The proposal sought to address a real demand of the city, which faces high levels of congestion and slow traffic flow, especially during peak hours. Accordingly, the work encompassed all stages of the conception and detailing process, including site selection, traffic studies, the geometric design of the new intersection, the structural design of the engineering elements required for its implementation, and the preparation of the project's cost estimate.

The proposed solution consisted of redesigning the existing roundabout and implementing two overpasses, allowing for the segregation of traffic flows and the improvement of circulation and safety conditions in the surrounding area. The project was developed in accordance with current technical standards, seeking to balance structural efficiency, roadway functionality, and economic feasibility.

The project aimed to present an innovative proposal designed to solve a real urban problem and apply the knowledge acquired throughout the course in a practical context. Although academic in nature, the work reflects the group's effort to propose a technically grounded and feasible alternative to contribute to mobility improvements in the Campeche neighborhood.

Keywords: Geometric design; Prestressed concrete; Reinforced concrete overpass; Structural design; Traffic studies.

Lista de Figuras

1 Localização da interseção 2
2 Fluxograma geral do projeto 3

3 Mapa de situação. 7
4 Região Admnisitrativa do Sul da Ilha. 9
5 Evolução da mancha urbana na RA do Sul da Ilha. 10
6 Evolução da população na RA do Sul da Ilha. 11
7 Proporção das Macro Áreas no entorno da interseção. 12

8 Localização da estação 2748006 em relação à interseção. 15
9 Precipitação média mensal para a estação 2748006. 15
10 Média de dias chuvosos por mês para a estação 2748006. 16
11 Seleção da estação no *software* HidroChuSC. 17
12 Parâmetros considerados para a obtenção da intensidade pluviométrica. 17
13 Curvas de nível no entorno da interseção. 18
14 Localização do posto de contagem na interseção da SC-405. 20
15 Movimentos na interseção. 20
16 Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Morro das Pedras. 21
17 Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Carianos. 22
18 Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Morro das Pedras. 23
19 Crescimento da Frota de Veículos no Município de Florianópolis. 25
20 Volume Total de Tráfego (2021). 26
21 Links para a área de estudo. 28
22 Áreas de conflito na rótula da SC-405. 29
23 Análise temporal do congestionamento nas áreas de conflito da interseção. 31
24 Desempenho operacional e congestionamento no trecho. 34
25 Nó na interseção. 35

26 Características do veículo de projeto arbitrado. 41
27 Escolha do tipo de interseção - interseção de três ramos (V. Diretriz = 90 km/h). 49
28 Seção transversal da rodovia SC-405. 51
29 Seção transversal da rodovia Aparício Ramos Cordeiro. 51
30 Seção transversal dos viadutos. 52
31 Seção transversal dos ramos oeste. 52
32 Seção transversal dos ramos leste. 53
33 Alinhamentos horizontais 54

34 Interconexão adotada. . . . 64
35 Faixa de aceleração tipo taper. . . . 65
36 Faixa de aceleração tipo taper. . . . 66
37 Faixa de desaceleração tipo taper. . . . 67
38 Faixa de desaceleração tipo taper. . . . 68
39 Seção transversal da rótula. . . . 69
40 Rótula. . . . 70

41 Elementos do sistema estrutural. . . . 73
42 Detalhe construtivo da laje de transição adotada. . . . 74
43 Aparelhos de apoio em campo. . . . 76
44 Aparelhos de apoio no Autodesk Revit. . . . 76
45 Curva de correlação entre vão (m) e altura da viga (m) 78
46 Curva de correlação para cerca de 35,5 metros. . . . 79
47 Seção transversal das vigas longarinas. . . . 80
48 Disposição das cargas estáticas. . . . 85
49 Diferentes posições adotadas para o trem-tipo. . . . 86
50 Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s). . . . 88
51 Configurações geométricas de seções transversais típicas de viadutos ou pontes 91
52 Distribuição espacial da força de colisão no dispositivo de contenção 93
53 Viaduto dimensionado - sentido Sul da Ilha. . . . 96
54 Unidades de medida do sistema. . . . 97
55 Parâmetros de projeto adotados para os materiais. . . . 98
56 Planta de superestrutura. . . . 99
57 Barras rígidas no pórtico unifilar. . . . 101
58 Planta da mesoestrutura. . . . 102
59 Planta da infraestrutura. . . . 103
60 Modelo tridimensional final da estrutura. . . . 104
61 Sequência de lançamento da estrutura do viaduto no Eberick 105
62 Esforços internos para uma combinação no ELU. . . . 106
63 Seções utilizadas para vigas longarinas considerando a parcela de laje colaborante. . . . 108
64 Seção S1 - meio do vão. . . . 109
65 Seção S2 - região dos apoios. . . . 109
66 Fluxograma do dimensionamento das vigas protendidas. . . . 110
67 Tensões normais devidas à força de protensão (P) e ao momento fletor externo (M_{ext}),com tensão nula em um ponto. . . . 113
68 Traçado adotado para os cabos de protensão. . . . 118

69 Hipóteses de acomodação da ancoragem . . . 122
70 Diagrama de forças do cabo 1 com indicação de todas forças após as perdas de protensão (pós-tração). . . . 130
71 Diagrama tensão-deformação do aço da armadura de protensão para determinação de σ_{pd}. . 137
72 Dimensões pré-laje. . . . 144
73 Vista esquemática do posicionamento da laje pré-moldada no tabuleiro. . . . 145
74 Representação geométrica da laje. . . . 148
75 Geometria típica dos aparelhos de apoio . . . 158
76 Representação da viga berço . . . 161
77 Deslocamentos em cm - Vigas-berço extremas (VB1 e VB3). . . . 165
78 Deslocamentos em cm - Viga-berço central (VB4). . . . 165
79 Representação dos pilares da mesoestrutura. . . . 166

80 Planta para definição das áreas de limpeza. . . . 171
81 Locais considerados para fornecimento ou recebimento de material. . . . 173
82 Cálculo de DMT. . . . 174

83 Bacias de contribuição. . . . 178
84 Modelo de sarjeta adotado. . . . 179
85 Ábaco de capacidade de esgotamento de bocas de lobo simples. . . . 181
86 Seção transversal da canaleta com grelha adotada. . . . 183
87 Detalhamento das prumadas na estrutura. . . . 184
88 Esquema das canaletas dos viadutos. . . . 185
89 Esquema de drenagem dos viadutos. . . . 186
90 Ábaco de capacidade de escoamento de condutos circulares. . . . 186

91 Composição, em eixos, dos veículos adotados. . . . 192
92 Resultados do Número N por movimento de tráfego na interseção. . . . 195
93 Trecho 1: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 196
94 Trecho 2: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 197
95 Trecho 3: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 197
96 Trecho 4: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 198
97 Trecho 5: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 199
98 Trecho 6: Projeção do VMDA e do Número “N”. . . . 199
99 Localização do ponto de coleta de ISC. . . . 201
100 Dimensionamento da estrutura do pavimento. . . . 202
101 Critérios de dimensionamento MeDiNa. . . . 205
102 Dados de entrada. . . . 205

103 Configuração do *software* considerando o método DNER. 206
104 Dimensionamento final do pavimento com solução alternativa. 207

105 Posicionamento da sinalização vertical 214
106 Altura da sinalização vertical. 214
107 Deflexão do sinal em planta. 215
108 Deflexão do sinal em perfil. 215
109 Características dos sinais de regulamentação. 216
110 Características dos sinais R-1 e R-2. 217
111 Características dos sinais de advertência 218
112 Sinalização cicloviária horizontal. 221

113 Passeio compartilhado entre pedestres e ciclistas. 224
114 Disposição dos elementos do passeio integrado à ciclofaixa. 225
115 Disposição dos elementos do passeio. 225
116 Rebaixo para cadeirantes em calçadas maiores que 3 metros. 227
117 Rebaixo para cadeirantes em calçadas menores que 3 metros. 228
118 Travessia em faixa elevada. 229
119 Perfil de barreira de concreto tipo “New Jersey”. 231

120 Projeto tipo de canteiro de obras para obras rodoviárias de médio porte. 236

Lista de Tabelas

1 Evolução da mancha urbana na RA Sul da Ilha. 10
2 Evolução da população na RA Sul da Ilha. 11

3 Projeção de tráfego para 2025. 27
4 Relação entre Qlen e QlenMax. 33
5 Classificação dos níveis de serviço e condições operacionais do tráfego. 36
6 Indicadores de nível de serviço do nó viário. 36

7 Dimensões básicas do veículo de projeto arbitrado. 41
8 Dimensões básicas de ônibus rodoviário (categoria O). 42
9 Classes de projeto e critérios de classificação técnica. 43
10 Relação geral entre as classes funcionais e as classes de projeto. 44
11 Características desejáveis para as vias de cada categoria funcional. 45
12 Características básicas do projeto geométrico - Rodovias Classe I. 47
13 Volumes de tráfego em função do local de origem. 48
14 Classificação dos tipos de interseção. 48
15 Alinhamentos horizontais 54
16 Valores dos raios mínimos em função das taxas máximas de superelevação (em metros) . . . 55
17 Comprimentos mínimos absolutos de L 58
18 Rampas de superelevação admissíveis para pistas de 2 faixas com eixo de rotação no centro . 58
19 Rampas máximas. 62
20 Valores de K. 63
21 Comprimento da faixa de aceleração. 65
22 Comprimento da faixa de aceleração. 66
23 Comprimento da faixa de desaceleração. 67
24 Comprimento da faixa de desaceleração. 68

25 Parâmetros adotados para os elementos estruturais. 77
26 Tipo de esforço interno correspondente ao trem-tipo utilizados. 87
27 Valores característicos extraídos da NBR 6123. 89
28 Expoente b_m e parâmetro p. 90
29 Dados de entrada para a verificação da suscetibilidade à excitação aerodinâmica. 92
30 Coeficientes desfavoráveis para diferentes ações 95
31 Pavimentos de projeto. 97
32 Limite para deslocamentos. 107
33 Aceitabilidade sensorial - visual. 107

34 Seções transversais e propriedades geométricas. 109
35 Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental. 111
36 Coordenadas dos centros geométricos dos cabos de protensão em diferentes seções. 118
37 Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento. . . 125
38 Valores de $\Psi_{1.000}$, em porcentagem. 128
39 Perdas de protensão para o cabo 1, em kN (força inicial: 3216,93 kN). 129
40 Resumo da verificação de cisalhamento nas seções de controle. 143
41 Comparativo entre armadura calculada, mínima exigida e adotada. 143
42 Verificação da armadura transversal quanto à fadiga. 144
43 Espessura mínima de projeto da chapa de aço. 154
44 Características geométricas dos aparelhos de apoio 159
45 Características dos materiais dos aparelhos de apoio 159
46 Ações atuantes sobre os aparelhos de apoio 159
47 Verificações dos aparelhos de apoio 160
48 Abertura característica máxima. 164
49 Dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares das extremidades. 167
50 Dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares centrais. 168

51 Fator de redução de escoamento das sarjetas em função da declividade. 180
52 Trechos ou pontos sem Boca de Lobo. 180
53 Relação entre vazão e capacidade de engolimento por bacia. 182
54 Diâmetro das prumadas em função da área de tabuleiro drenada. 184
55 Espaçamento máximo recomendado entre poços de visita. 187
56 Seções transversais típicas 188

57 Fatores de equivalência de carga do USACE 193
58 FV dos veículos adotados no projeto. 194
59 Características do solo de subleito. 201

60 Materiais indicados para a sinalização horizontal. 210
61 Dimensões dos sinais de regulamentação de forma circular. 216
62 Dimensões recomendadas sinal R-2 217
63 Distância mínima de visibilidade. 218
64 Dimensão mínima para os sinais de advertência 219
65 Distância mínima de desaceleração e/ou manobra 219

66 Dimensões normativas da barreira de concreto tipo “New Jersey”. 230

67 BDI. 235
68 Configuração do canteiro de obras. 237
69 Custo do canteiro de obras. 238
70 Quadro resumo do orçamento. 239

Sumário

1 Introdução **2**

2 Área de estudo **6**

2.1 Município de Florianópolis 6

2.2 Sistema Rodoviário 6

2.3 Análise do crescimento do entorno 7

3 Estudos **14**

3.1 Estudos geotécnicos 14

3.2 Estudos hidrológicos 14

3.3 Estudos topográficos 18

3.4 Estudo de tráfego 19

3.4.1 Contagem volumétrica classificatória em interseção 19

3.4.1.1 Rio Tavares - Morro das Pedras 21

3.4.1.2 Rio Tavares - Carianos 22

3.4.1.3 Morro das Pedras - Carianos 23

3.4.2 Simulação microscópica 24

3.4.2.1 Projeção de demanda futura 25

3.4.2.2 Segmento de Rodovia 28

3.4.2.3 Análise das Áreas de Conflito 28

3.4.2.4 Modelagem de tráfego na interseção 29

4 Projeto geométrico de interseção **39**

4.1 Veículo de projeto 39

4.2 Classificação das rodovias 42

4.3 Definição das características de projeto 45

4.4 Definição do tipo de interseção 47

4.4.1 Definição dos elementos que compõem a interseção 49

4.5 Seções transversais 50

4.6 Alinhamentos horizontais 53

4.6.1 Concordâncias horizontais e superelevação 54

4.6.2 Superlargura 60

4.7 Alinhamentos verticais 61

4.7.1 Gabarito vertical 61

4.7.2 Rampa máxima 61

4.7.3 Concordâncias verticais 62

4.8 Dimensionamento da interseção . . . 63
4.8.1 Faixas de mudança de velocidade . . . 64
4.8.1.1 Ramos de aceleração . . . 65
4.8.1.2 Ramos de desaceleração . . . 67
4.8.2 Rótula . . . 68
4.8.3 Viadutos . . . 70

5 Obra de arte especial 72
5.1 Panorama geral . . . 72
5.2 Caracterização do sistema estrutural . . . 72
5.2.1 Superestrutura . . . 73
5.2.2 Mesoestrutura . . . 75
5.2.3 Infraestrutura . . . 76
5.3 Detalhamento da seção transversal e longitudinal do viaduto . . . 77
5.3.1 Pré-dimensionamento da estrutura . . . 77
5.4 Ações . . . 83
5.4.1 Ações permanentes . . . 84
5.4.2 Ações variáveis . . . 84
5.4.2.1 Ações móveis verticais . . . 84
5.4.2.2 Trem-tipo . . . 86
5.4.2.3 Ações móveis horizontais . . . 86
5.4.2.4 Carga de vento . . . 87
5.4.2.5 Verificação da ação do vento nos viadutos . . . 89
5.4.3 Temperatura . . . 92
5.4.4 Ações excepcionais devido à colisão de veículos . . . 93
5.5 Combinações das ações . . . 94
5.5.1 Combinações das ações nos estados limites últimos - ELU . . . 94
5.5.2 Combinações das ações nos estados limites de serviço - ELS . . . 94
5.5.3 Coeficiente de ponderações das ações e fatores de combinação . . . 95
5.6 Modelagem da estrutura . . . 96
5.6.1 Dados de entrada . . . 97
5.6.2 Superestrutura . . . 99
5.6.3 Mesoestrutura . . . 100
5.6.4 Infraestrutura . . . 102
5.6.5 Modelo tridimensional da estrutura . . . 103
5.7 Resultados preliminares . . . 106
5.7.1 Deslocamentos . . . 107

5.8 Propriedades físicas e geométricas das vigas longarinas . . . 108
5.9 Dimensionamento das vigas longarinas . . . 110
5.9.1 Escolha do nível de protensão e tensões limites . . . 111
5.9.2 Estimativa da carga de protensão inicial P_i e pré-dimensionamento . . . 113
5.9.3 Escolha da armadura ativa - pré-dimensionamento . . . 115
5.9.3.1 Tensões de tração nos cabos de protensão . . . 116
5.9.3.2 Força inicial de protensão . . . 116
5.9.4 Traçado dos cabos . . . 117
5.9.5 Perdas da força de protensão . . . 119
5.9.6 Perdas imediatas . . . 119
5.9.6.1 Perdas por atrito . . . 120
5.9.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem . . . 120
5.9.6.3 Perdas devido ao encurtamento elástico do concreto . . . 123
5.9.7 Perdas progressivas posteriores . . . 123
5.9.7.1 Perda por retração . . . 124
5.9.7.2 Perda por fluência . . . 126
5.9.7.3 Perda conjunta devido a fluência e retração . . . 127
5.9.7.4 Perda por relaxação do aço . . . 128
5.9.7.5 Tabela e gráficos finais das perdas de protensão . . . 129
5.9.8 Verificação à ruptura (ELU) . . . 131
5.9.8.1 Verificação do ELU no ato da protensão (ELU-ATO) . . . 131
5.9.8.2 Verificação da resistência última à flexão (ELU) . . . 133
5.9.9 Verificação dos estados limites de serviço à flexão (ELS) . . . 138
5.9.9.1 Estado limite de formação de fissuras - ELS-F . . . 139
5.9.9.2 Estado limite de descompressão - ELS-D . . . 139
5.9.10 Verificação do esforço cortante (ELU) . . . 139
5.10 Dimensionamento da pré-laje . . . 144
5.11 Dimensionamento das lajes moldadas in loco . . . 147
5.11.1 Armadura transversal . . . 148
5.11.1.1 Armadura positiva . . . 148
5.11.1.2 Armadura negativa . . . 151
5.11.2 Armadura longitudinal . . . 152
5.11.2.1 Armadura positiva . . . 152
5.11.2.2 Armadura negativa . . . 153
5.12 Transversinas . . . 153
5.13 Dimensionamento dos aparelhos de apoio . . . 153

5.13.1 Características geométricas . . . 154
5.13.2 Verificações . . . 155
5.14 Dimensionamento das vigas-berço . . . 160
5.14.1 Armadura longitudinal . . . 161
5.14.1.1 Armadura positiva . . . 161
5.14.1.2 Armadura negativa . . . 162
5.14.2 Armadura transversal . . . 163
5.14.3 Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) . . . 164
5.15 Dimensionamento dos pilares . . . 165
5.16 Resultado dos pilares . . . 166
5.16.1 Pilares das extremidades . . . 166
5.16.2 Pilares centrais . . . 167

6 Projeto de terraplenagem 170
6.1 Especificações de serviço relevantes . . . 170
6.2 Volumes de Corte e Aterro . . . 170
6.3 Quantitativos de limpeza e preparo do terreno . . . 171
6.4 Especificação de material para aterro . . . 172
6.5 Prováveis locais de fornecimento de material e bota-Fora . . . 172

7 Projeto de drenagem 177
7.1 Definição das bacias de contribuição . . . 177
7.2 Dimensionamento das sarjetas, canaletas e e bocas de lobo . . . 178
7.3 Viadutos . . . 183
7.4 Dimensionamento das galerias . . . 185
7.5 Dispositivos complementares - Poços de Visita e Caixas de Ligação e Passagem . . . 187
7.6 Considerações finais . . . 188

8 Projeto de pavimentação 190
8.1 Estudo de tráfego . . . 190
8.1.1 Projeção do Volume Médio Diário Anual (VMDa) . . . 190
8.1.2 Classificação e carregamento da frota de veículos . . . 191
8.1.3 Fator de equivalência de carga . . . 192
8.1.4 Determinação do número “N” . . . 195
8.2 Dimensionamento da estrutura do pavimento . . . 200
8.2.1 Método de dimensionamento para pavimentos flexíveis (DNER, 3ª Ed. Rev. 1981) . . . 201
8.2.2 Acostamentos . . . 203

8.3 Detalhamento executivo . . . 203
8.4 Método MeDiNa . . . 204
8.5 Estrutura do pavimento adotada nas vias de acesso ao viaduto . . . 206

9 Projeto de sinalização 209
9.1 Sinalização horizontal . . . 209
9.1.1 Marcas longitudinais . . . 210
9.1.2 Marcas transversais . . . 211
9.1.3 Marcas de canalização . . . 212
9.1.4 Marcas no pavimento . . . 212
9.2 Sinalização vertical . . . 213
9.2.1 Sinalização de regulamentação . . . 215
9.2.2 Sinalização de advertência . . . 218
9.2.3 Sinalização de indicação . . . 220
9.3 Sinalização cicloviária . . . 220

10 Projeto de obras complementares 223
10.1 Implantação de passeio e ciclofaixa . . . 223
10.1.1 Rebaixo para cadeirantes . . . 226
10.1.2 Piso tátil . . . 229
10.2 Barreira de concreto . . . 230
10.3 Infraestrutura pública . . . 231

11 Orçamento 233
11.1 Normativas adotadas . . . 233
11.2 BDI . . . 234
11.3 Aquisição de ligante betuminoso . . . 235
11.4 Canteiro de obras . . . 235
11.5 Administração local . . . 239
11.6 Quadro resumo . . . 239

12 Recomendações para trabalhos futuros 241

A. Estudos

B. Geométrico

C. Obra de arte especial

D. Terraplenagem

E. Drenagem

F. Pavimentação

G. Sinalização

H. Obras complementares

I. Orçamento

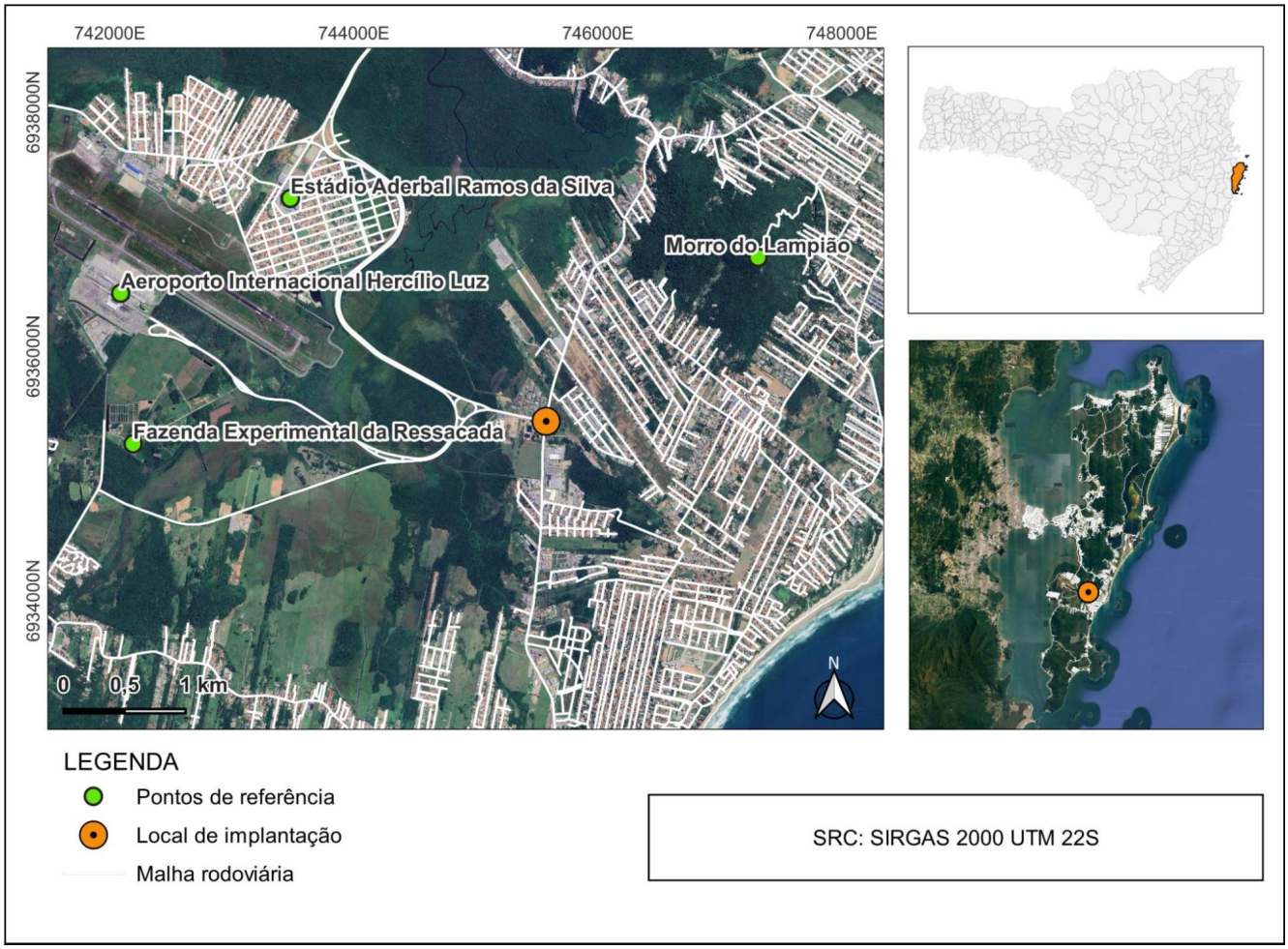
Capítulo 1

Introdução

1 Introdução

O presente projeto consiste em uma remodelagem de uma interseção existente da Rodovia Aparício Ramos Correia com a SC-405. A área de estudo será otimizada com a duplicação das vias existentes, ampliação da rotatória e a construção de uma interconexão sobre a rodovia SC-405. Tal interseção localiza-se no bairro Campeche, em Florianópolis, Santa Catarina, conforme a Figura 1.

Figura 1: Localização da interseção



Fonte: Google Earth, 2025; IBGE, 2024; PMF, 2025.

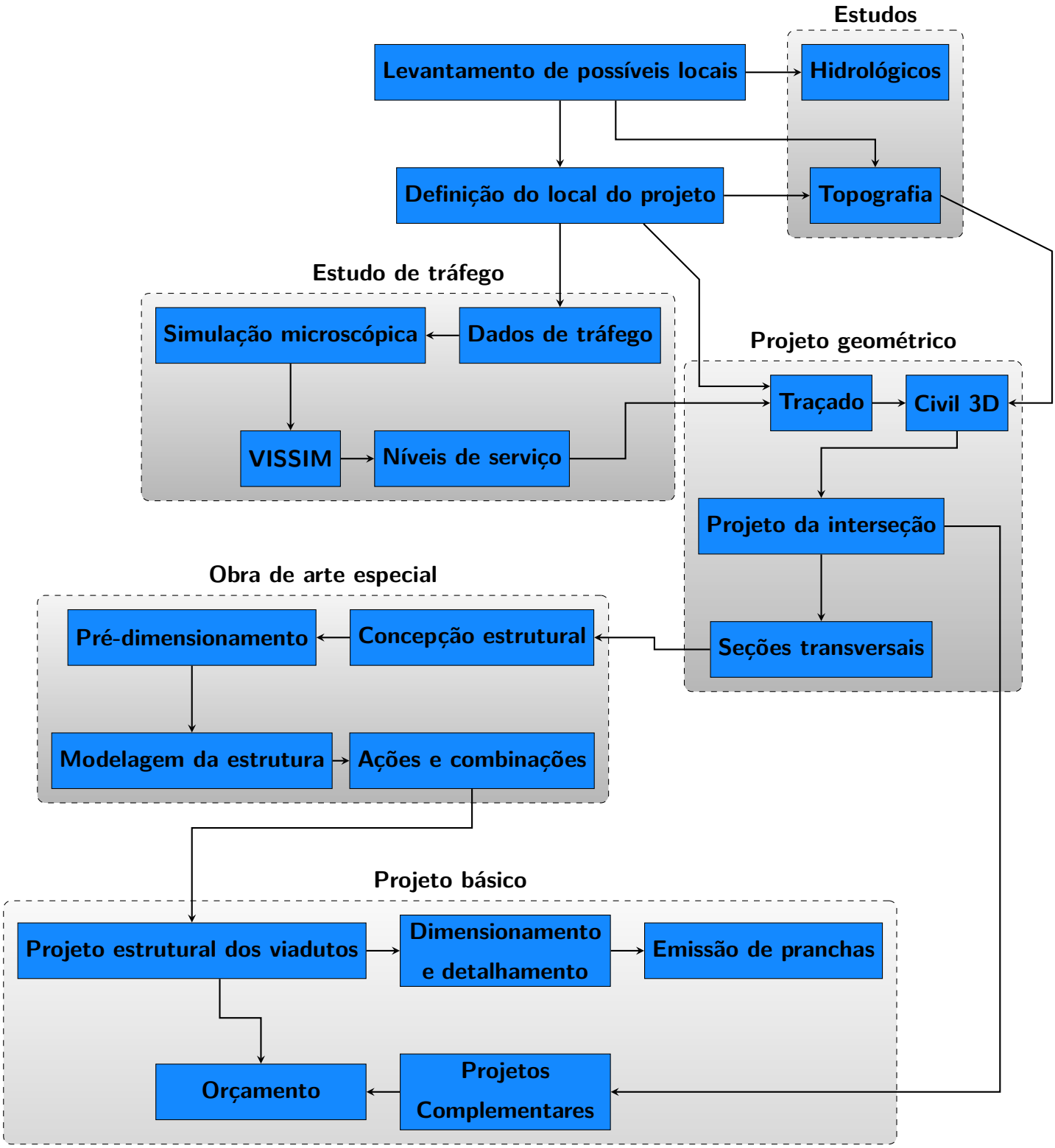
Elaboração: Autores, 2025.

A necessidade de tal empreendimento justifica-se nos atuais níveis de serviço apresentados pelos componentes da interseção, conforme descrito na Subseção 3.4, bem como pela tendência de crescimento populacional e urbano do município e mais especificamente do entorno da interseção, conforme apresentado na Subseção 2.3.

Na sequência, serão apresentados os detalhes da área de estudo do projeto e seu entorno.

O projeto foi subdividido em etapas. O fluxograma exibido na Figura 2 apresenta o sequenciamento realizado para o desenvolvimento do presente Projeto Integrador. É possível navegar diretamente para os tópicos ao clicar nos textos do fluxograma, caso seja da preferência do leitor.

Figura 2: Fluxograma geral do projeto



Em resumo, foram realizados estudos hidrológicos, geotécnicos e topográficos simplificados, bem como estudos de tráfego, visando subsidiar os projetos elaborados, sendo os principais o geométrico e de interseção e o de obra de arte especial (OAE, estrutural). Também foram elaborados os projetos complementares de terraplenagem, drenagem, pavimentação, sinalização, e de obras complementares. Ao final, foi elaborado o orçamento de todas as disciplinas abrangidas neste projeto. Cabe ressaltar ainda que os projetos de fundação da OAE, do aterro para acesso, de contenção, de desapropriação, e de interferências não fazem parte do escopo deste trabalho.

Capítulo 2

Área de estudo

2 Área de estudo

Neste capítulo serão apresentadas informações básicas a respeito do município onde a interseção se localiza e das vias envolvidas no anteprojeto, bem como uma análise do entorno da interseção.

2.1 Município de Florianópolis

Fundada em 23 de março de 1673, Florianópolis está localizada no litoral catarinense e possui uma área de 674.844 km^2, o que corresponde a 0,7% da área estadual.

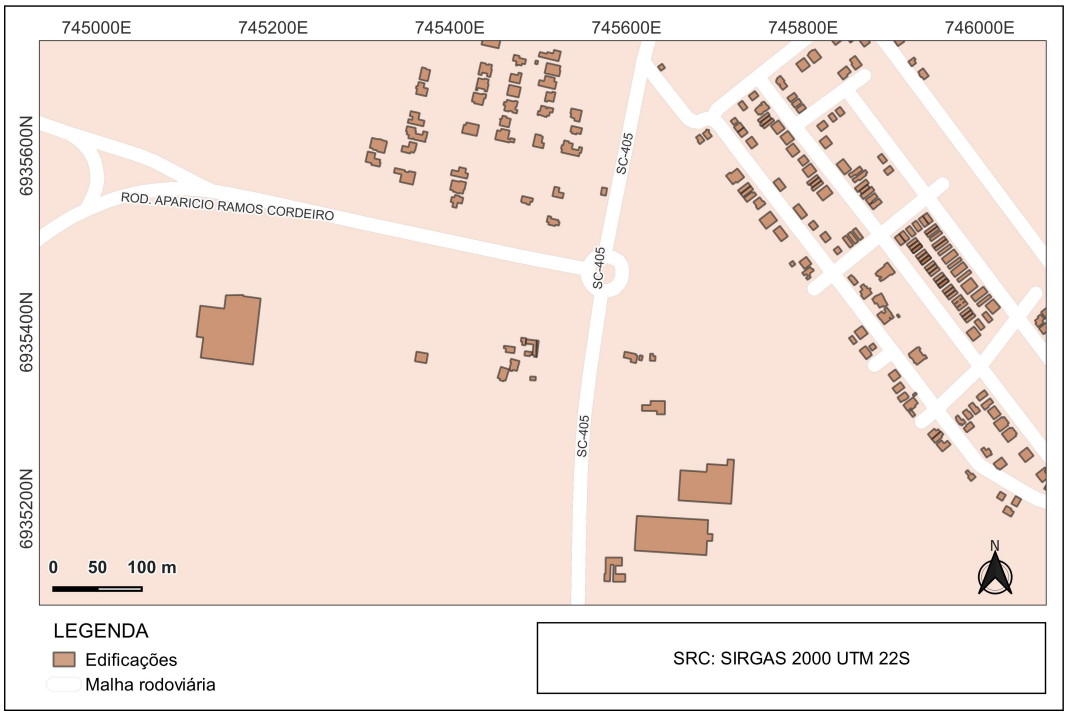
Florianópolis é a terceira cidade mais desenvolvida economicamente do estado de Santa Catarina, com um Produto Interno Bruto (PIB) de RS 23,55 bilhões (IBGE, 2021). A economia da cidade é liderada pelo setor terciário, ou seja, serviços gerais, escritórios e comércios. O setor público também corresponde a uma parcela relevante na economia local, juntamente com o turismo que ganha mais espaço no verão.

Segundo dados do censo demográfico realizado em 2022 pelo IBGE, a cidade conta com 537.211 habitantes e uma densidade demográfica de 796,05 habitantes por quilômetro quadrado, classificando-a como densamente povoada. O IBGE afirma que a capital apresentou uma taxa alta de crescimento, cerca de 27,5% em relação ao ano de 2010 (IBGE, 2022).

2.2 Sistema Rodoviário

A área de estudo abrange uma intersecção de duas rodovias, conforme Figura 3, que desempenham papel fundamental na mobilidade de Florianópolis. Ambas são classificadas como vias de trânsito rápido, segundo o Sistema Viário Hierarquizado do Plano Diretor (PMF, 2025). A intersecção existente garante o acesso ao Sul da Ilha e ao Aeroporto Internacional de Florianópolis.

Figura 3: Mapa de situação.



Fonte: PMF (2025)

Elaboração: Autores (2025)

A rodovia estadual SC-405 possui uma extensão de 8,168 km, com início no Trevo da Seta e final no Trevo do Ribeirão da Ilha (SIE, 2022), sendo uma das principais vias de acesso ao Sul da Ilha de Florianópolis. Atualmente conta com pista simples com uma faixa por sentido no trecho em estudo.

Devido ao seu papel importante na mobilidade de Florianópolis, a SC-405 vem sofrendo com constantes congestionamentos que indicam o esgotamento da sua capacidade e a necessidade de ampliação.

A Rodovia SC-405 é a segunda rodovia mais movimentada e congestionada de Florianópolis, apresentando agravamento dos problemas de mobilidade durante o verão, devido ao grande número de turistas que frequentam a ilha e visitam as praias e pontos turísticos do Sul da Ilha.

A Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, também conhecida como contorno do aeroporto, possui uma extensão de 4,121 km, iniciando no encontramento com a SC-405 e se desenvolvendo até a Tapera (SIE, 2022). A rodovia atualmente conta com pista simples, contando com uma faixa por sentido.

2.3 Análise do crescimento do entorno

Neste item serão descritas análises do município, da Região Administrativa Sul da Ilha, e do entorno do local de implantação, com o intuito de verificar se há tendência de crescimento de tráfego na interseção, o que justificaria seu melhoramento.

Foi considerado como premissa o fato de que o aumento da população, do turismo e da urbanização geram o aumento da produção e atração de viagens. (Campos, 2013 apud Coelho, 2023)

Nesse sentido, verificou-se que Florianópolis possui potencial de crescimento turístico. Segundo Caldas (2024), o município foi apontado como o destino brasileiro mais procurado para o verão de 2025, sendo o 4º mundialmente. O autor ainda destaca que houve aumento na procura do município de 107% em relação ao mesmo período do ano anterior. A expectativa, segundo a Prefeitura Municipal de Florianópolis (2024a), era receber 2 milhões de turistas na alta temporada de 2025.

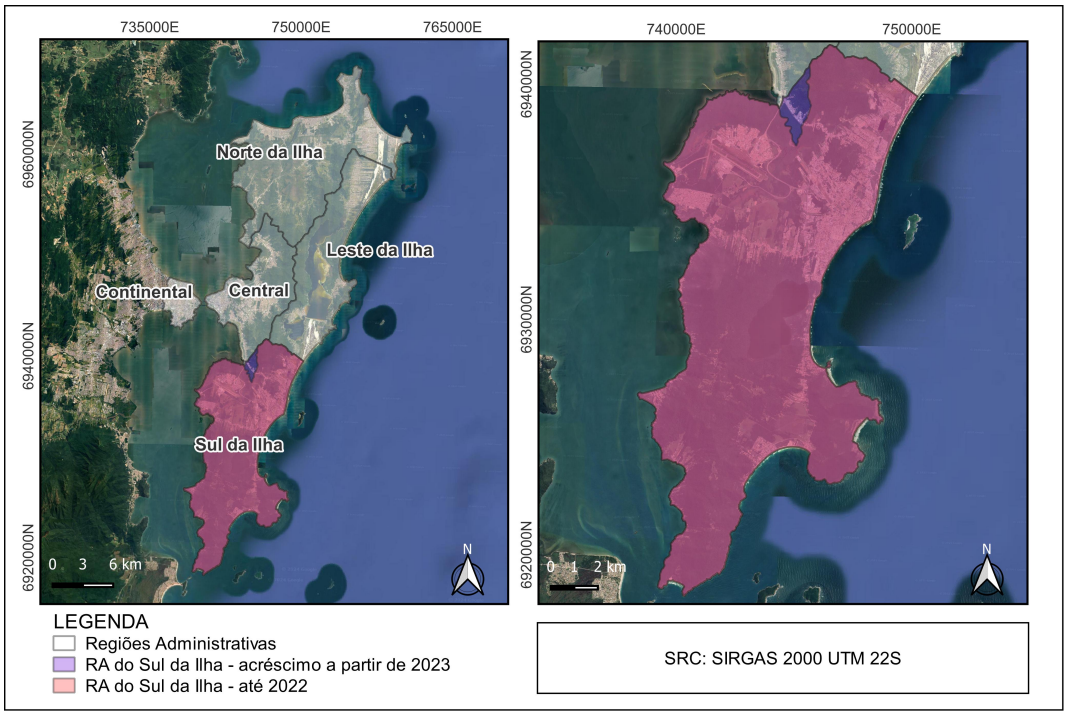
Adicionalmente, a rodovia SC-405, pertencente à área de estudo, é um acesso importante a diversas praias do "Sul da ilha", região bastante procurada por turistas e moradores, a qual vem enfrentando desafios de mobilidade e possui projeto de ampliação e restauração, que deve iniciar ainda no presente mandato da prefeitura (Jornal Imagem da Ilha, 2025).

Quanto ao crescimento populacional, segundo a Prefeitura Municipal de Florianópolis (2024b), Florianópolis foi a cidade que mais cresceu em números absolutos na região Sul do Brasil, e a 7ª nacionalmente, entre os anos de 2010 e 2022, assim continuando a ocupar a segunda posição de cidade mais populosa do Estado de Santa Catarina.

Considerando a tendência da última década, o município deve continuar crescendo e, portanto, o Sul da Ilha deverá acompanhar esse crescimento. Outo fator que influencia isso é a situação da região Norte da Ilha, que já se encontra densamente ocupada, após o número de habitantes mais do que dobrar entre os últimos censos, ultrapassando 149 mil habitantes (Rabelo, 2024).

Com a intenção de analisar o contexto mais próximo da área de estudo, foi tomada a Região Administrativa (RA) do Sul da Ilha, como objeto de análise. Com a revisão do Plano Diretor, a Região sofreu uma alteração em seu limite, que aumentou sua área, conforme ilustra a Figura 4.

Figura 4: Região Admnisitrativa do Sul da Ilha.



Fonte: Google Earth (2025); PMF (2022; 2025); Romanini e Rossetto (2019) .

Elaboração: Autores (2025)

Para a análise do crescimento da Região, adotou-se a delimitação territorial vigente até 2022, anterior à revisão do PD, que alterou os limites. Essa abordagem assegura a comparabilidade espacial entre os censos demográficos de 2000, 2010, e os dados de 2022, disponibilizados por setor censitário. Para a compatibilização das informações de 2022, foram selecionados exclusivamente os setores censitários situados dentro dos limites anteriores da RA.

A mesma delimitação foi utilizada para a verificação do crescimento da mancha urbana. Tal crescimento é impactado pelo Plano Diretor, e a tendência é que cesse, ao passo que Áreas de Proteção Ambiental são criadas e terrenos são ocupados. A Tabela 1 e a Figura 5 apresentam a evolução da mancha urbana entre os anos de 1977 e 2019, para a RA Sul da Ilha.

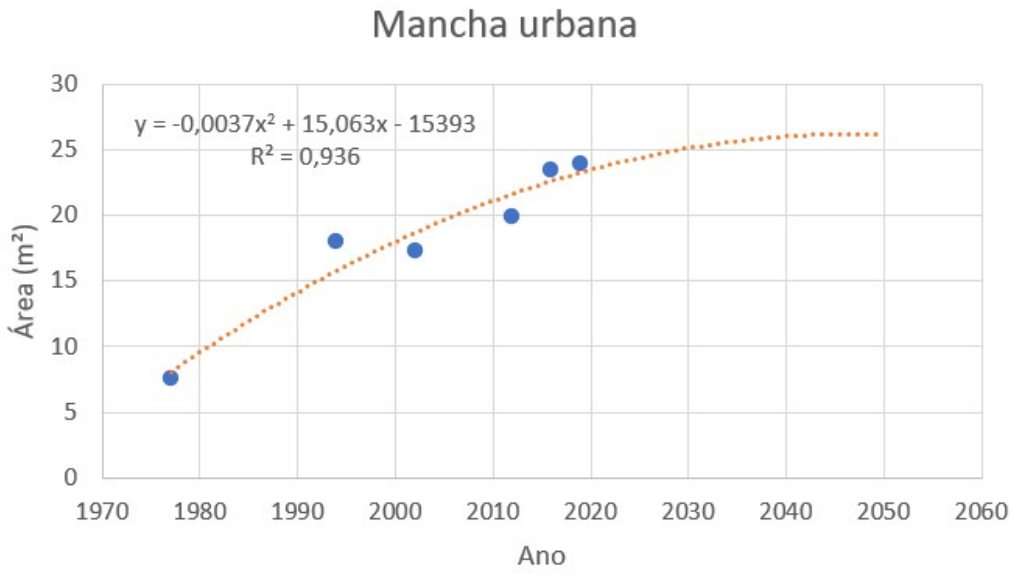
Tabela 1: Evolução da mancha urbana na RA Sul da Ilha.

Ano	Mancha (km^2)
1977	7,41
1994	17,73
2002	16,85
2012	19,43
2016	23,04
2019	23,50

Fonte: PMF (2025)

Elaboração: Autores (2025)

Figura 5: Evolução da mancha urbana na RA do Sul da Ilha.



Fonte: PMF (2025)

Elaboração: Autores (2025)

Para a análise do crescimento populacional, foram considerados os dados dos censos do IBGE de 2000, 2010 e 2022, e segregados para a RA Sul da Ilha. Os resultados constam na Tabela 2.

Tabela 2: Evolução da população na RA Sul da Ilha.

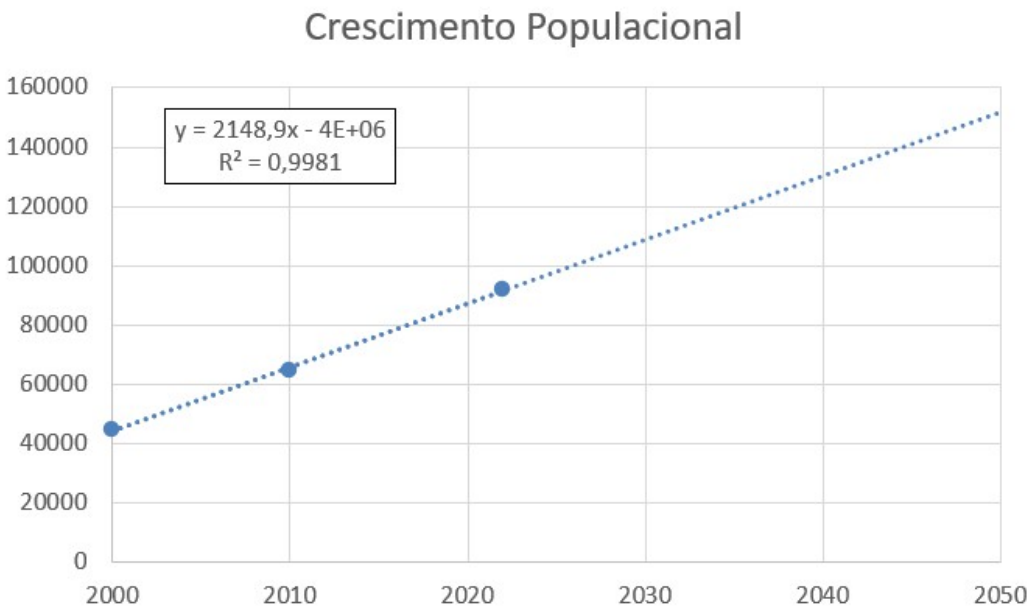
Ano	População (hab)
2000	44.786
2010	64.419
2022	91.953

Fonte: IBGE (2019); PMF (2025)

Elaboração: Autores (2025)

A partir da Tabela 2, foi gerada a representação gráfica da Figura 6, com o modelo do ajuste adotado (linear), por ter o maior R^2 dentre os ajustes testados.

Figura 6: Evolução da população na RA do Sul da Ilha.

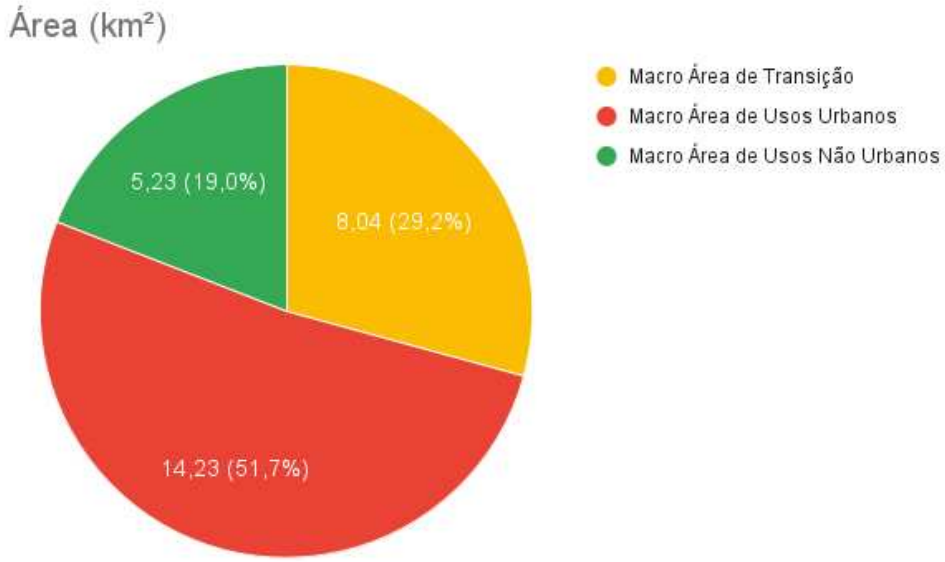


Fonte: IBGE (2019); PMF (2025)

Elaboração: Autores (2025)

Outro ponto avaliado foi o zoneamento do entorno, em um raio de 3 quilômetros. Predominam as áreas pertencentes às Macro Áreas de Usos Urbanos e de Transição, conforme ilustra a Figura 7.

Figura 7: Proporção das Macro Áreas no entorno da interseção.



Fonte: Prefeitura Municipal de Florianópolis (PMF) (2025)

Elaboração: Autores (2025)

Nesse sentido, dos 22,27 km^2 pertencentes às Macro Áreas urbanizáveis, em 2019 foi calculado que 11,76 km^2 estavam urbanizados, remanescendo, portanto, outros 10,51 km^2 para a ocupação humana. As áreas já urbanizadas possuem potencial de crescimento, dado que o Plano Diretor passou por recente revisão, regulamentada pela Lei Complementar 739/2023, que implementou incentivos à verticalização do município. (PMF, 2023)

A SC-405, que passou a ser classificada como Área de Desenvolvimento Incentivado I (ADI-I), obteve um aumento no número de pavimentos e outros aumentos de potencial construtivo com relação aos logradouros da mesma microzona que não são classificados como tal.

Adicionalmente, dado que mais de 80% da área do entorno do local de implantação é composto por áreas urbanizáveis, sendo 51,7% correspondentes a áreas exclusivas para usos urbanos, conclui-se que há grande potencial de crescimento de tráfego na região de estudo. Além disso, foram identificadas outras áreas urbanizáveis no Sul da Ilha, fora do raio de estudo, e que poderão impactar no aumento do fluxo de tráfego na interseção.

Destaca-se ainda que a área de estudo está localizada nas proximidades do Aeroporto Internacional de Florianópolis (Hercílio Luz), que pode ser considerado um polo gerador de tráfego, principalmente durante a alta temporada, e que contribui com o aumento do fluxo na interseção, tendo em vista o crescimento de operações previsto pela concessionária - Floripa Airport.

Capítulo 3

Estudos

3 Estudos

O presente capítulo tem por finalidade apresentar os Estudos Geotécnicos, Hidrológicos, Topográficos e de Tráfego, com o objetivo de fornecer subsídios técnicos essenciais à Elaboração do Projeto de Engenharia Rodoviária referente à interseção entre a Rodovia SC-405 e a Rodovia Aparício Ramos Cordeiro.

3.1 Estudos geotécnicos

Os estudos geotécnicos consistem na investigação de subsolo, de fundamental importância para a definição das fundações e da pavimentação. As sondagens utilizadas no projeto foram cedidas pela Secretaria de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina (SIE/SC), e constam no Apêndice A. Elas consistem em 3 furos ao longo da faixa de domínio da SC-405, sendo dois antes da rotatória existente, e um após. As profundidades máximas de cada furo variaram de 1,21 a 1,40 m, não permitindo o detalhamento de um projeto de fundações do viaduto. Portanto, as sondagens foram utilizadas somente para o projeto de pavimentação.

3.2 Estudos hidrológicos

Os estudos hidrológicos têm como objetivo caracterizar a hidrologia da área de estudo, bem como fornecer a intensidade pluviométrica que servirá de dado de entrada para o projeto de drenagem.

Quanto ao clima de Florianópolis, é definido como sendo clima do tipo Tropical Temperado subsequente, super úmido, apresentando verão quente e inverno ameno, sub-seco (Nimer, 1979 apud ELETROSUL, 2025).

Com o intuito de caracterizar o regime das chuvas da região, foram levantados dados pluviométricos da estação mais próxima, com dados disponíveis considerados suficientes e atuais. Dado que não foram encontradas estações próximas com quantidade e qualidade suficiente de dados, a estação escolhida foi a Florianópolis, de código 2.748.006, distante 14,5 km da interseção, com localização representada na Figura 8. Seus dados foram obtidos no site HidroWEB, da Agência Nacional de Águas (ANA).

Figura 8: Localização da estação 2748006 em relação à interseção.



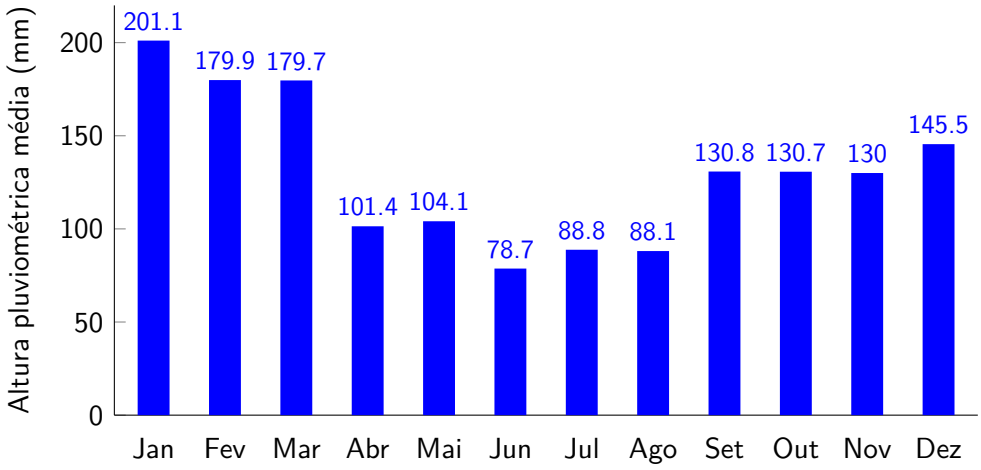
Fonte: Google Earth (2025); ANA (2025)

Elaboração: Autores (2025)

A estação possui dados de 1949 a 2019, com aproximadamente 60 anos de registros. Os dados foram processados no *software* Hidro e, na sequência, elaborado o gráfico de precipitação média mensal apresentado na Figura 9.

Também foi verificada a média de dias chuvosos por mês, apresentada no gráfico da Figura 10.

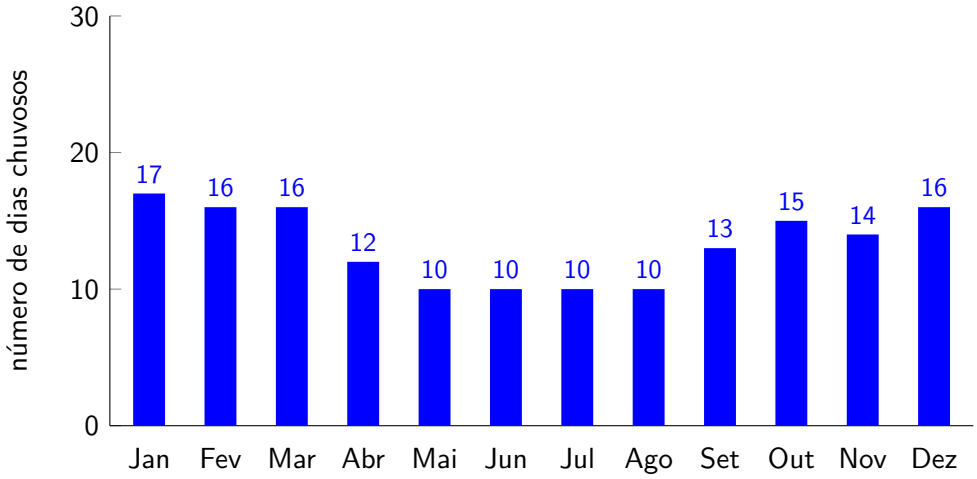
Figura 9: Precipitação média mensal para a estação 2748006.



Fonte: ANA (2025)

Elaboração: Autores (2025)

Figura 10: Média de dias chuvosos por mês para a estação 2748006.



Fonte: ANA (2025)

Elaboração: Autores (2025)

A intensidade pluviométrica, dado necessário para o projeto de drenagem, é comumente descrita pela Equação 1:

$$i = \frac{K T^m}{(t+b)^n} \tag{1}$$

onde:

i é a intensidade pluviométrica, em mm/h;

T é o período de retorno, em anos;

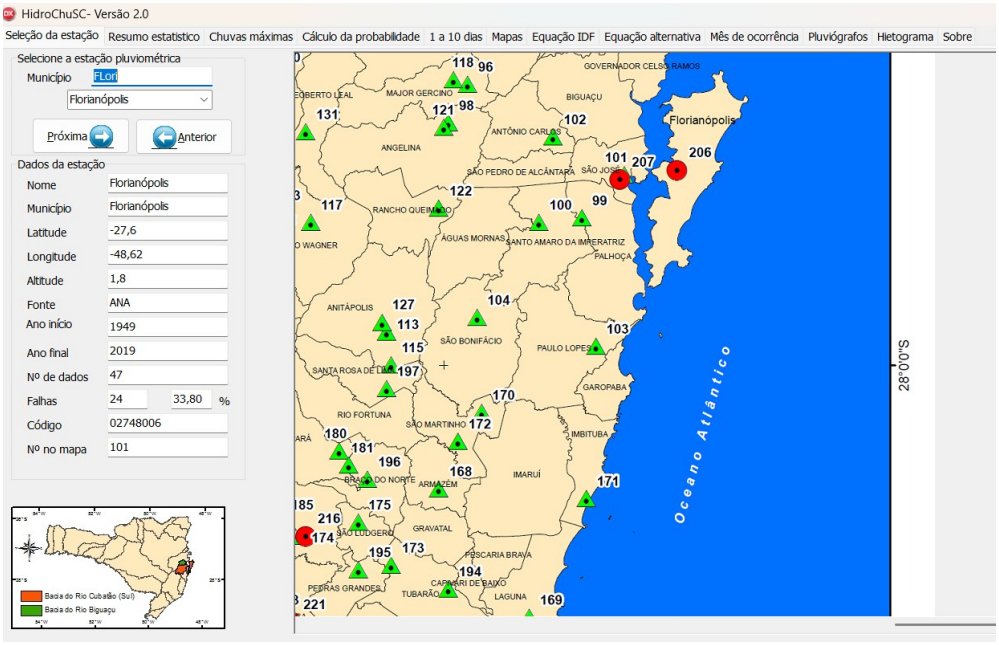
t é a duração da chuva, em minutos;

K, m, n e **b** são parâmetros empíricos;

K, m, n e b são parâmetros obtidos com base nas observações das máximas chuvas anuais ao longo dos anos, e são específicos para cada estação pluviométrica.

Para a obtenção da intensidade pluviométrica, foi utilizado o *software* HidroChuSC, disponível no site da Epagri. No *software*, foi selecionada a estação Florianópolis, supracitada. A Figura 11 mostra a aba de seleção da estação.

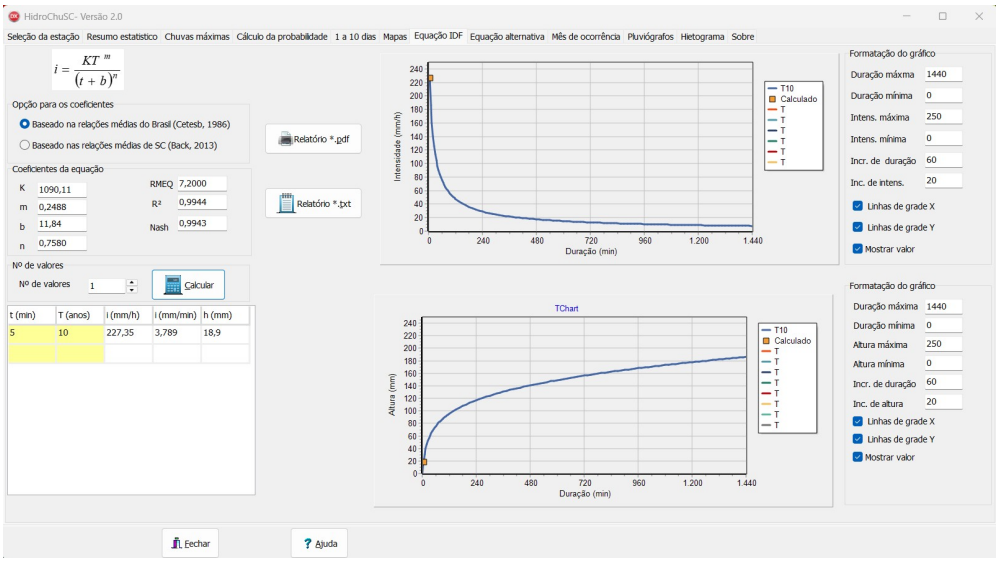
Figura 11: Seleção da estação no *software* HidroChuSC.



Fonte: EPAGRI (2022) Elaboração: Autores (2025)

Na aba "Equação IDF", é possível calcular a intensidade pluviométrica. Para tanto, foi selecionada a opção de coeficientes baseados nas médias do Brasil (Cetesb, 1986), por ser uma fonte amplamente utilizada em projetos e também por resultar em intensidades maiores, o que favorece a segurança. A Figura 12 apresenta o cálculo da intensidade pluviométrica.

Figura 12: Parâmetros considerados para a obtenção da intensidade pluviométrica.



Fonte: EPAGRI (2022) Elaboração: Autores (2025)

Após selecionada a opção de coeficientes, foram inseridos a duração da chuva e o período de retorno. A duração da chuva, segundo a IP-DE-H00/001 - Estudos Hidrológicos (DER/SP, 2005) deve ser de, no mínimo, 5 minutos para a drenagem superficial. Esse valor resulta em maiores intensidades que durações maiores. Portanto, em favor da segurança, esse foi o valor adotado. Para o período de retorno foram adotados 10 anos, conforme recomendação do mesmo documento.

A IP-DE-H00/001 ainda estipula que o método racional deve ser adotado para o cálculo de vazões em áreas menores que 2 km^2. Portanto, este foi o método empregado no projeto, e o Capítulo 9 - Drenagem irá abordar a definição das bacias de contribuição, bem como as vazões e posicionamento dos dispositivos de drenagem adotados.

3.3 Estudos topográficos

O levantamento topográfico serve como base para os projetos geométrico e de terraplenagem.

Devido à limitação de recursos, não foi possível realizar um levantamento topográfico in situ. Dessa forma, com o objetivo de obter as curvas de nível da região, foi utilizado um arquivo MDT (Modelo Digital de Terreno), obtido pelo Portal SIGSC (SDE, 2025), e com curvas de nível apresentadas na Figura 13.

Figura 13: Curvas de nível no entorno da interseção.



Fonte: SDE (2025)
Elaboração: Autores (2025)

Como já há uma rodovia na área de estudo e a região é majoritariamente planificada com variação máxima de um metro, com cotas de 5 a 6 metros, optou-se por utilizar curvas de nível com precisão de meio metro.

3.4 Estudo de tráfego

A contagem volumétrica de tráfego utilizada no presente estudo foi disponibilizada pela Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade de Santa Catarina (SIE). A partir desses dados, foram realizadas análises complementares com a finalidade de estimar as cargas de tráfego projetadas que atuarão sobre a estrutura do pavimento ao longo de sua vida útil, considerando as especificidades operacionais e funcionais do sistema viário em questão. As informações obtidas no Estudo de Tráfego são fundamentais para a avaliação da capacidade da rodovia em termos de nível de serviço, por meio da aplicação de metodologia baseada em microssimulação.

3.4.1 Contagem volumétrica classificatória em interseção

Com o objetivo de subsidiar as análises relativas ao tráfego atual e às projeções futuras no âmbito do Estudo de Tráfego, foram utilizados dados secundários obtidos a partir da pesquisa de campo prevista no contrato do processo licitatório conduzido pela Secretaria de Infraestrutura e Mobilidade do Estado de Santa Catarina (SIE-SC), realizada em 06 de outubro de 2021 (quarta-feira).

Para a coleta das informações, foi instalado um ponto de contagem no canteiro central da rotatória da rodovia SC-405. A contagem volumétrica da interseção teve duração de 13 horas, iniciando às 06 horas e findando-se às 19 horas. Na interseção da SC-405 é possível realizar 6 tipos de movimentos, são eles:

- Rio Tavares - Carianos;
- Rio Tavares - Morro das Pedras;
- Carianos - Morro das Pedras;
- Carianos - Rio Tavares;
- Morro das Pedras - Rio Tavares;
- Morro das Pedras - Carianos.

A Figura 14 apresenta o ponto de contagem e as direções da interseção.

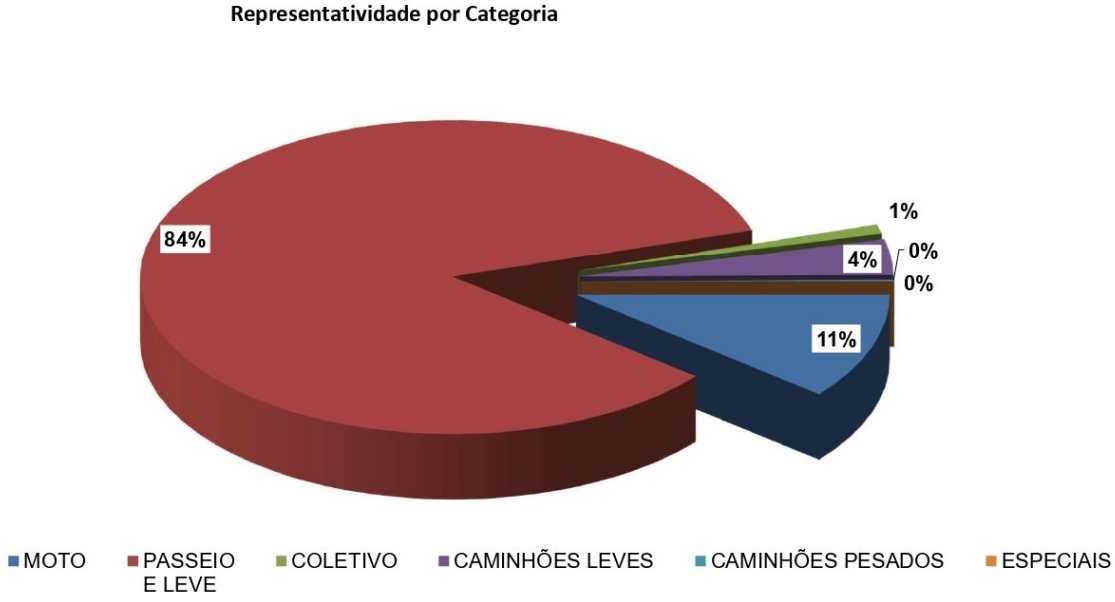
Após a contagem dos movimentos na interseção, foi possível determinar a distribuição dos veículos por categoria. A Figura 15 apresenta os percentuais correspondentes a essa distribuição.

Figura 14: Localização do posto de contagem na interseção da SC-405.



Fonte: Google Earth (2025)

Figura 15: Movimentos na interseção.



Fonte: SIE (2021)

A categoria predominante foi a de veículos de passeio e leves, com uma participação de 84% do total observado. Em seguida, as motos representavam 11%, enquanto os caminhões leves corresponderam a 4%. A categoria de coletivos (ônibus) registrou uma participação de 1%. Já as categorias de caminhões pesados

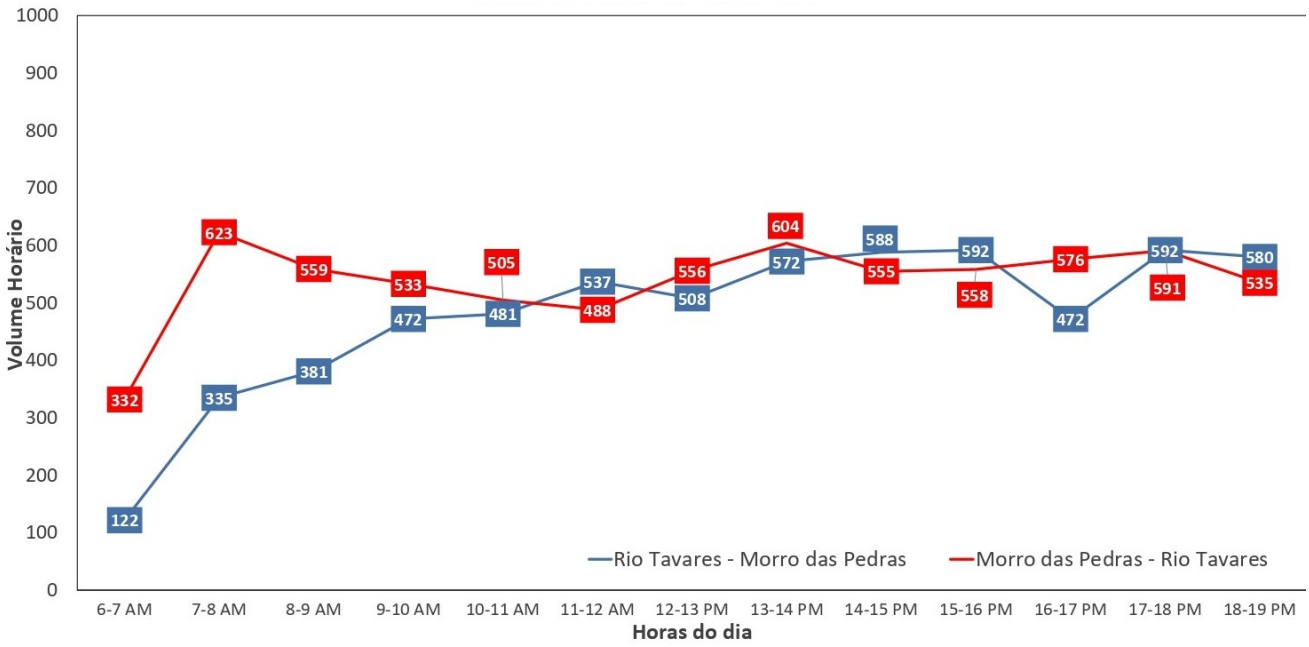
e veículos especiais não apresentaram participação. Esses dados destacam a predominância de veículos de pequeno porte na interseção analisada.

Com base nos dados disponibilizados, foram elaboradas curvas de variação horária para cada movimento da interseção, com o objetivo de identificar o período de maior demanda de tráfego. Esses gráficos constituem instrumentos técnicos fundamentais para a definição das intervenções projetuais, uma vez que possibilitam a identificação precisa dos horários de maior intensidade de fluxo e a quantificação correspondente, expressa pelo Volume da Hora de Pico (VHP).

3.4.1.1 Rio Tavares - Morro das Pedras

A análise do volume horário no sentido Rio Tavares - Morro das Pedras, ou seja, ligação entre duas regiões do Sul da ilha, porém da região mais central para o Sul e vice-versa, é mostrada na Figura 16, através dos registros de volume durante o período de contagem.

Figura 16: Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Morro das Pedras.



Fonte: SIE (2021). Elaboração: Autores (2025)

A Figura 16 do sentido Rio Tavares - Morro das Pedras demonstra crescimento contínuo até o horário do meio-dia, momento no qual atinge um patamar relativamente estável até o final da tarde, em que há queda drástica entre às 16h e 17h. O volume de tráfego começa baixo, com 122 veículos e cresce consistentemente até atingir o seu pico, entre 15 e 16h, com 592 veículos, mesmo índice registrado no período entre 17 e 18h.

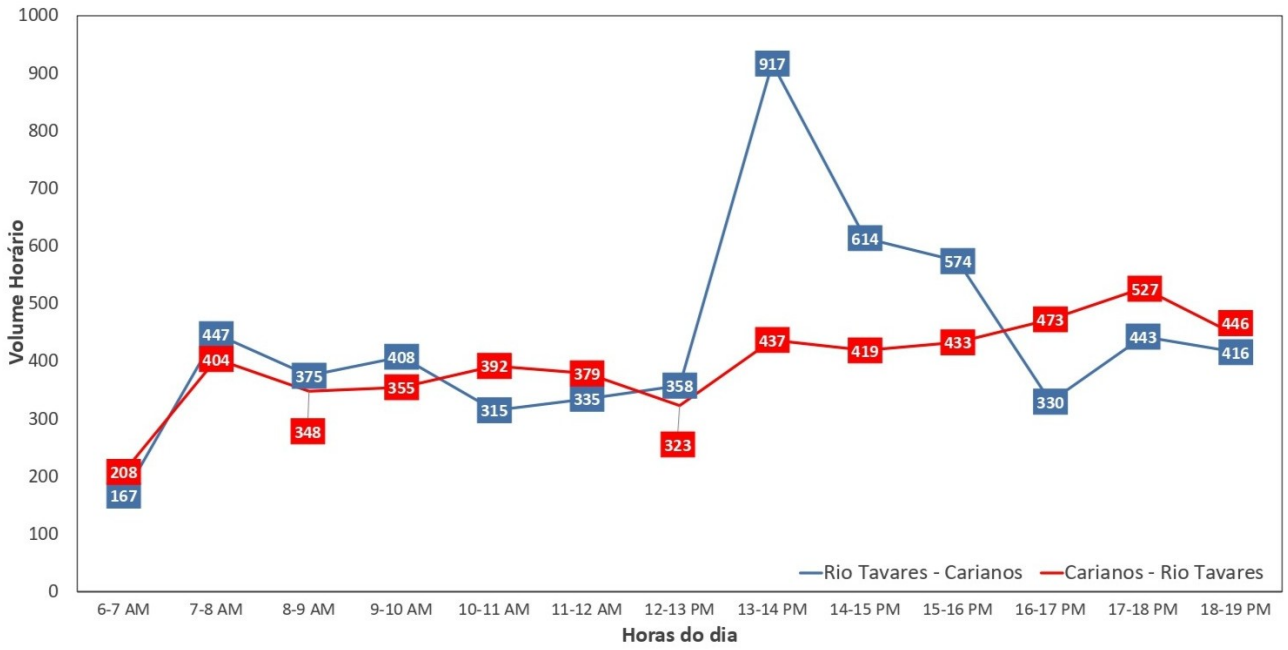
No sentido oposto, o comportamento registrado na Figura 16 é praticamente constante ao longo do dia, iniciando a contagem com 332 veículos, entre 6 e 7h, atingindo seu pico na hora seguinte, entre 7 e 8h, com 623 veículos.

Essa relação entre gráficos de sentidos opostos aponta menor movimentação direcional Rio Tavares - Morro das Pedras no período matutino, sugerindo que o sentido é utilizado como retorno diário a domicílio, útil no fim do dia, enquanto o sentido Morro das Pedras - Rio Tavares pode ser caracterizado como ida ao trabalho/escola, mostrando picos em momentos opostos do dia.

3.4.1.2 Rio Tavares - Carianos

O sentido Rio Tavares - Carianos, ou seja, da região mais central do Sul da capital catarinense, com direção à Tapera e, também, ao Aeroporto Internacional de Florianópolis - Hercílio Luz, bem como a sua direção contrária são mostrados na Figura 17

Figura 17: Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Carianos.



Fonte: SIE (2021). Elaboração: Autores (2025)

A Figura 17 apresenta comportamento crescente no início da manhã e depois permanece praticamente constante, com aumento significativo no momento em que atinge o seu pico, entre 13h e 14h, com 917 veículos. Após, há uma queda progressiva, porém o volume permanece elevado por mais duas horas. Como o sentido Carianos é a direção para o Aeroporto Internacional de Florianópolis - Hercílio Luz, o comportamento sugere que a hora de pico possa convergir com o horário de embarque de voos principais, como os com destino a São Paulo.

Em 2021, ano da contagem de tráfego, os dados de voos disponibilizados pela Agência Nacional de Aviação Civil (2025) apontam partida para o Aeroporto Internacional de Viracopos (Campinas - SP), considerado um dos principais aeroportos brasileiros, com a companhia aérea Azul, em horários próximos ao registro de pico, apresentando semelhança em relação a 2025. Outras companhias aéreas também possuíam voos em horários

semelhantes ao do horário de pico para destinos como Congonhas e Guarulhos, ambos aeroportos brasileiros bastante acessados.

Ainda, segundo o painel de voos do Floripa Airport (2025), para o dia 11 de abril de 2025 (sexta-feira), há 5 voos com abertura de portões durante o horário de pico, sendo 4 deles com destino a São Paulo: 2 para Guarulhos, maior aeroporto brasileiro, e 2 para Congonhas.

No sentido Carianos - Rio Tavares, o dia da contagem inicia com volume baixo, dando um salto e permanecendo praticamente constante até o começo da tarde, em que volta a apresentar comportamento crescente e após, estabiliza com pequena variação até atingir o pico do dia, com 527 veículos, ao fim da tarde, entre 17 e 18h. O período de maior movimentação apresentado no sentido em questão acontece em convergência com pousos importantes acontecendo próximo ao horário, como 3 voos chegando de São Paulo, segundo aponta o painel de voos do Floripa Airport (2025) para o dia 12 de abril de 2025 (sábado).

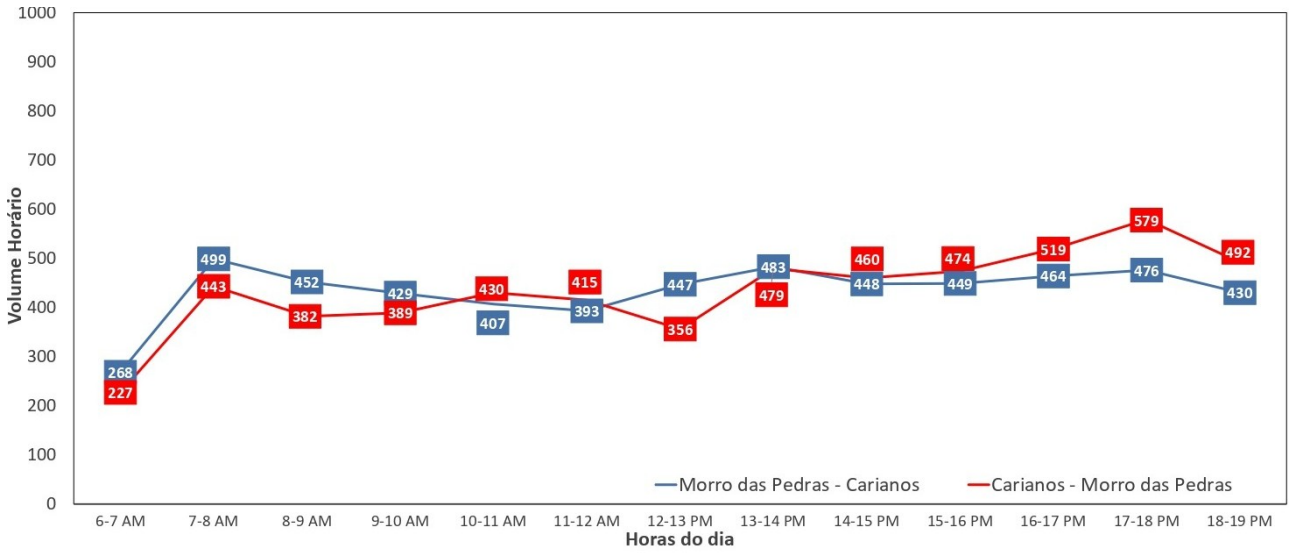
Desta forma, fica evidente que os principais voos de chegada e partida influenciam diretamente no volume registrado para os sentidos Carianos - Rio Tavares e Rio Tavares - Carianos, respectivamente.

De maneira análoga ao registrado no sentido Rio Tavares - Morro das Pedras, o horário de pico também pode ser associado ao retorno do trabalho ao fim do dia, e movimentação no horário de intervalo, gerando maior fluxo de veículos.

3.4.1.3 Morro das Pedras - Carianos

O último trecho trata-se do Morro das Pedras - Carianos, isto é, sentido Sul da ilha ao Aeroporto Internacional de Florianópolis e vice-versa. A Figura 18 apresenta a movimentação horária para o sentido.

Figura 18: Contagem volumétrica horária - Rio Tavares - Morro das Pedras.



Fonte: Autores (2025)

O sentido Morro das Pedras - Carianos possui comportamento constante durante grande parte do dia, com um salto considerável apenas entre a primeira hora da contagem e a segunda, momento em que atinge o pico, entre 7 e 8h, com um total de 499 veículos. De maneira análoga ao registrado no sentido Rio Tavares - Carianos, o horário de pico para o sentido Carianos, o mesmo para o Aeroporto de Florianópolis, apresenta convergência com os horários de embarque de voos importantes, como para São Paulo, Rio de Janeiro e Santiago (Chile) em 15 de abril de 2025, podendo este ser o fator de influência para o pico.

O sentido inverso apresenta dois comportamentos praticamente constantes, um após o salto do início do dia até o início da tarde, e outro na sequência até o atingimento de seu pico, entre 17 e 18h, registrando 579 veículos. A hora de pico registrada é a mesma que a do sentido Carianos - Rio Tavares, o que mais uma vez reflete a confluência com os principais voos que pousam no Aeroporto Internacional de Florianópolis - Hercílio Luz.

Assim, fica claro que todas as interfaces com o sentido Carianos são influenciadas pelas chegadas e partidas do Aeroporto Internacional de Florianópolis - Hercílio Luz.

De forma semelhante ao registrados nos demais movimentos, o horário de pico também é influenciado devido a ida aos centros comerciais (trabalho/escola) no começo do dia, bem como ao retorno do trabalho ao fim dele.

3.4.2 Simulação microscópica

De acordo com Brambila (2008), os modelos de simulação são projetados para imitar o comportamento de sistemas físicos reais. O usuário de um *software* de simulação de tráfego especifica um cenário de entrada da simulação, como por exemplo, uma configuração de malha viária e uma demanda de tráfego. Ainda segundo o autor, os resultados da simulação fornecem ao usuário informações de "o que" está propenso a acontecer e dados que podem levá-lo a entender o porquê do sistema se comportar dessa forma. Para Pinheiro (2018), torna-se prático e pouco dispendioso recorrer a modelos de tráfego, sendo que estes podem fornecer informações extremamente úteis quando se pretende estudar um determinado caso real.

Segundo a FHWA (2004), a microssimulação é definida como a modelagem dos movimentos de veículos individuais em intervalos de tempo da ordem de segundos ou sub-segundos, com o objetivo de avaliar o desempenho do tráfego em sistemas viários, como rodovias e ruas. Nesse contexto, Brambila (2008) destaca que a microssimulação incorpora as características físicas dos veículos - como dimensões, velocidade máxima e aceleração -, as leis fundamentais do movimento (por exemplo, velocidade média = distância percorrida/tempo gasto) e modelos que representam o comportamento individual dos veículos diante das diversas situações a que estão sujeitos. Complementarmente, Araujo (2018) afirma que os modelos microscópicos simulam as entidades do sistema de forma individualizada e com alto nível de detalhamento.

As *Conflict Areas* são elementos utilizados para representar interações entre fluxos veiculares em pontos de cruzamento ou convergência, sem a necessidade de semáforos ou sinalização convencional.

A seguir, são descritos os procedimentos adotados ao longo do desenvolvimento da microssimulação no *software* PTV VISSIM.

3.4.2.1 Projeção de demanda futura

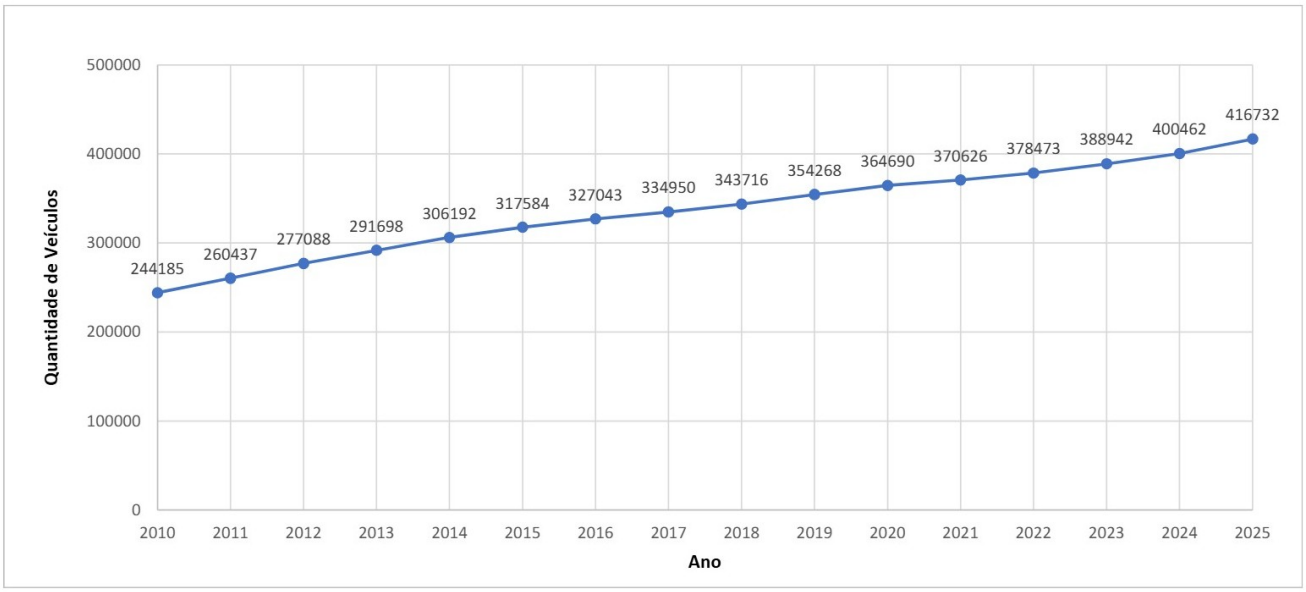
Com o objetivo de projetar o volume de tráfego para o ano de 2025, foram utilizados os dados de contagem de veículos disponibilizados pela SIE-SC, referentes ao ano de 2021. Para a projeção, aplicou-se o fator de crescimento médio anual da frota de veículos do município de Florianópolis.

No que se refere à frota veicular do município de Florianópolis, observa-se um crescimento significativo ao longo da última década. Segundo dados estatísticos da Secretaria Nacional de Trânsito - SENATRAN, em janeiro de 2010 a frota totalizava 244.185 veículos. Já em 2025, para a mesma data, esse número alcançou 416.732 veículos, evidenciando uma tendência de aumento contínuo de veículos na região.

Esse crescimento expressivo da frota tem contribuído diretamente para a sobrecarga do sistema viário urbano, intensificando os problemas de mobilidade na capital. Florianópolis apresenta, atualmente, diversos pontos críticos de congestionamento, especialmente nos horários de pico, condição agravada pela limitada capacidade de expansão da infraestrutura viária em função de características geográficas e urbanas da ilha. A Figura 19 apresenta a evolução da frota de veículos no município entre os anos de 2010 e 2025.

Observa-se um aumento expressivo no número de veículos em circulação na região, com um crescimento médio anual de 3,64% no volume da frota. Essa abordagem tem como finalidade fornecer uma estimativa preliminar dos volumes de tráfego, de modo a embasar a modelagem microscópica voltada à determinação do nível de serviço da interseção estudada.

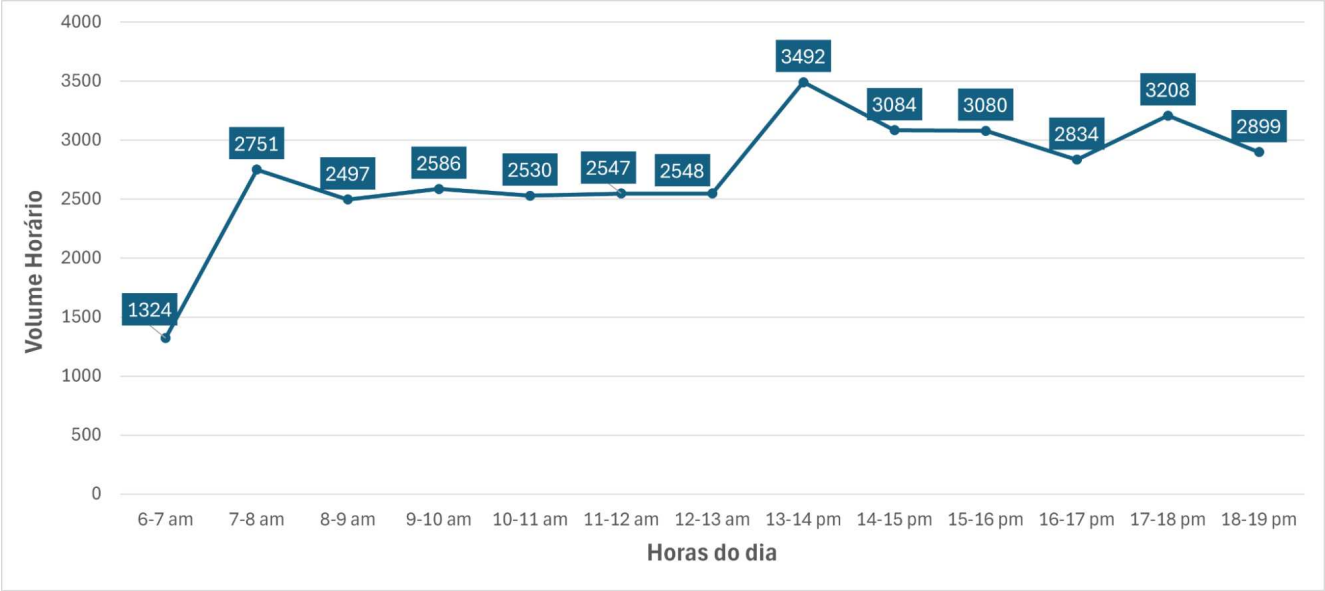
Figura 19: Crescimento da Frota de Veículos no Município de Florianópolis.



Fonte: SENATRAN (2025)

O Gráfico exibido na Figura 20 apresenta os volumes de tráfego no intervalo de uma hora, correspondentes à soma dos volumes dos seis movimentos de conversão, registrados ao longo do ano de 2021.

Figura 20: Volume Total de Tráfego (2021).



Fonte: Autores (2025)

Com base no Gráfico exibido na Figura 20, observa-se que o maior volume de tráfego ocorreu no início da tarde, entre 13 e 14 horas.

A partir da análise dos movimentos registrados na interseção e da classificação dos veículos, foi realizada a projeção da contagem veicular para o ano de 2025. Considerou-se, para a projeção, o horário de maior volume de tráfego observado na interseção. A Tabela 3 apresenta os volumes de tráfego por classificação veicular registrados em 2021 e os respectivos valores projetados para 2025, após a aplicação do fator de expansão, para os diferentes movimentos possibilitados pela interseção.

Tabela 3: Projeção de tráfego para 2025.

Rio Tavares - Morro das Pedras					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	471	71	8	22	572
2025	544	82	10	26	662

Rio Tavares - Carianos					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	796	94	2	25	917
2025	919	109	3	29	1060

Morro das Pedras - Rio Tavares					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	507	66	11	20	604
2025	585	77	13	24	699

Morro das Pedras - Carianos					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	405	52	8	18	483
2025	468	60	10	21	559

Carianos - Rio Tavares					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	374	50	1	12	437
2025	432	60	2	14	507

Carianos - Morro das Pedras					
Ano	**Passeio**	**Moto**	**Coletivo**	**Caminhão**	**Total**
2021	411	57	1	10	479
2025	475	66	2	12	555

Fonte: SIE, 2021 – adaptado.

Adaptação e elaboração: Autores (2025)

3.4.2.2 Segmento de Rodovia

No contexto da Engenharia de Tráfego, o termo *links* designa os segmentos viários que estabelecem conexões entre pontos específicos da malha urbana ou rodoviária, como interseções, rotatórias ou centros urbanos. Esses elementos constituem unidades fundamentais na modelagem e na análise da circulação veicular, uma vez que possibilitam o monitoramento do fluxo de tráfego, bem como a identificação de pontos críticos relacionados à fluidez e à mobilidade.

Com base em imagens de satélite fornecidas pela plataforma Microsoft Bing, integradas ao ambiente do software PTV VISSIM, foi realizada a vetorização da malha viária sobre a área de estudo por meio da criação de *links*. No total, foram modelados 13 segmentos rodoviários, dos quais um possui geometria circular, representando a rotatória. A Figura 21 constitui a representação gráfica da modelagem desenvolvida.

Figura 21: Links para a área de estudo.



Fonte: VISSIM (2025).
Elaboração: Autores (2025)

A versão estudantil do software impôs uma limitação de 1000 metros para o comprimento máximo por link. Essa restrição foi rigorosamente observada em todos os segmentos modelados. Especificamente no trecho que conecta os bairros Rio Tavares e Morro das Pedras, onde a soma dos comprimentos das duas faixas em sentidos opostos se aproximou consideravelmente do limite imposto, o valor final não excedeu os 1000 metros permitidos.

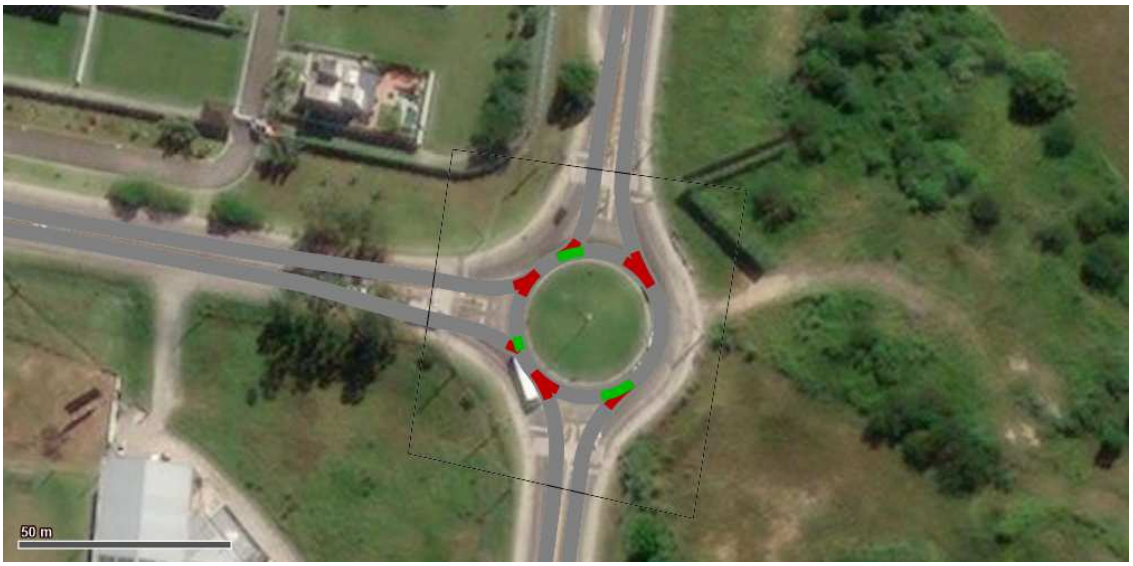
3.4.2.3 Análise das Áreas de Conflito

Com base nos dados de entrada apresentados na Tabela 3, procedeu-se à modelagem dos volumes horários para cada movimento da interseção em estudo. Para a realização da simulação, definiu-se a velocidade máxima permitida na via (60 km/h), valor que corresponde ao limite regulamentado atualmente. A manutenção

desse parâmetro visou garantir a consistência dos resultados, buscando refletir a realidade do tráfego local e possibilitando uma avaliação mais consistente do desempenho da interseção sob as condições existentes.

Em relação às áreas de conflito, representadas na Figura 22, observa-se que, por se tratar de uma interseção em nível, há a possibilidade de cruzamento de trajetórias entre veículos, aumentando o risco de acidentes durante a execução dos movimentos de conversão e travessia. Nesse contexto, o Código de Trânsito Brasileiro (CTB), define que, em rotatórias, a preferência de passagem é sempre de quem está circulando pela rotatória, desde que não haja sinalização indicando o contrário, ou seja, quando um veículo estiver circulando, os demais devem dar a preferência a este que já está na rotatória.

Figura 22: Áreas de conflito na rótula da SC-405.



Fonte: VISSIM (2025)

Durante a configuração destes elementos, são atribuídas cores específicas — verde e vermelho — que indicam, respectivamente, a prioridade de passagem dos veículos envolvidos. A cor verde representa o movimento com prioridade plena, permitindo que o veículo atravesse a área de conflito sem necessidade de reduzir a velocidade ou aguardar. Por fim, a cor vermelha caracteriza o movimento sem prioridade, no qual o veículo deve obrigatoriamente aguardar até que a área esteja livre para atravessar com segurança. Esta classificação é fundamental para a correta modelagem de interações em situações de tráfego não controlado, influenciando diretamente a dinâmica de fluxo e a formação de filas.

3.4.2.4 Modelagem de tráfego na interseção

A simulação do tráfego, desenvolvida a partir dos dados previamente modelados, representa de maneira dinâmica os movimentos veiculares na interseção. Essa visualização em 3D permite uma análise mais precisa do comportamento dos fluxos, das interações entre veículos e da formação das áreas de conflito, possibilitando a identificação de pontos críticos e a avaliação detalhada do desempenho operacional da interseção.

Na versão estudantil do VISSIM, há uma limitação de 10 minutos para a simulação do tráfego, o que restringe o tempo máximo de análise. Embora essa restrição possa afetar simulações de longa duração, ela ainda é adequada para estudos de tráfego de curto prazo, como análise de picos de congestionamento.

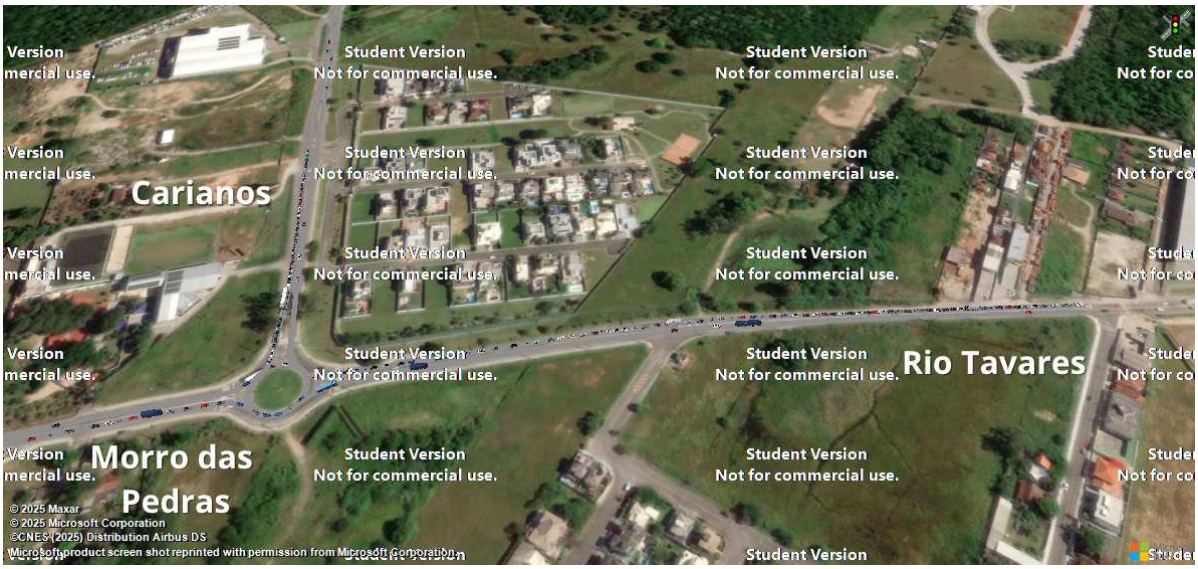
Foi realizada uma análise comparativa na região da interseção a cada 2,5 minutos do tempo total da simulação, com o objetivo de avaliar a formação e a evolução do congestionamento nas proximidades das áreas de conflito. As imagens resultantes dessa análise estão apresentadas na Figura 23, ilustrando a dinâmica do tráfego e o acúmulo de veículos ao longo do tempo.

Paralelamente à análise visual, foram monitorados dois parâmetros quantitativos fornecidos pelo Vissim: *Qlen* e *QlenMax*. O parâmetro *Qlen* representa o comprimento da fila em tempo real, ou seja, a extensão (em metros) da fila de veículos parados ou com velocidade muito reduzida em um determinado instante da simulação. Já o parâmetro *QlenMax* corresponde ao maior valor de *Qlen* registrado ao longo de toda a simulação, indicando o pico máximo de congestionamento observado naquele ponto. A Tabela 4 apresenta os valores de comprimento de fila coletados em cada intervalo de análise, permitindo uma avaliação quantitativa da severidade e da variação do congestionamento ao longo do tempo.

Figura 23: Análise temporal do congestionamento nas áreas de conflito da interseção.



a) Cenário de congestionamento aos 25% da simulação.



b) Cenário de congestionamento aos 50% da simulação.



c) Cenário de congestionamento aos 75% da simulação.



d) Cenário de congestionamento aos 100% da simulação.

A Figura 23 apresenta a evolução da formação de filas ao longo da simulação, dividida em quatro momentos distintos. Na Figura 23a, correspondente ao primeiro quarto da simulação, observa-se uma condição de tráfego fluida, sem indícios de congestionamento significativo. Nesse período, o maior comprimento de fila em tempo real (Qlen) foi registrado no acesso proveniente do Rio Tavares, com 138,56 metros. Na Figura 23b, que representa a marca de 50% do tempo simulado, já se verifica o surgimento de filas nos acessos oriundos tanto do Rio Tavares quanto do Carianos, com comprimentos de 266,94 m e 63,86 m, respectivamente. No terceiro quarto da simulação (Figura 23c), há um agravamento da condição de tráfego, com aumento expressivo das filas nos mesmos acessos: 339,32 m no Rio Tavares e 292,13 m no Carianos. Por fim, na Figura 23d, que representa o final da simulação, identifica-se um quadro de congestionamento mais severo. O acesso pelo Rio Tavares permanece como o ponto crítico, com comprimento de fila de 376,37 m, seguido pelo acesso do Carianos, com 168,33 m. A Tabela 4, que sumariza os comprimentos de fila por acesso, oferece uma visão completa desses dados.

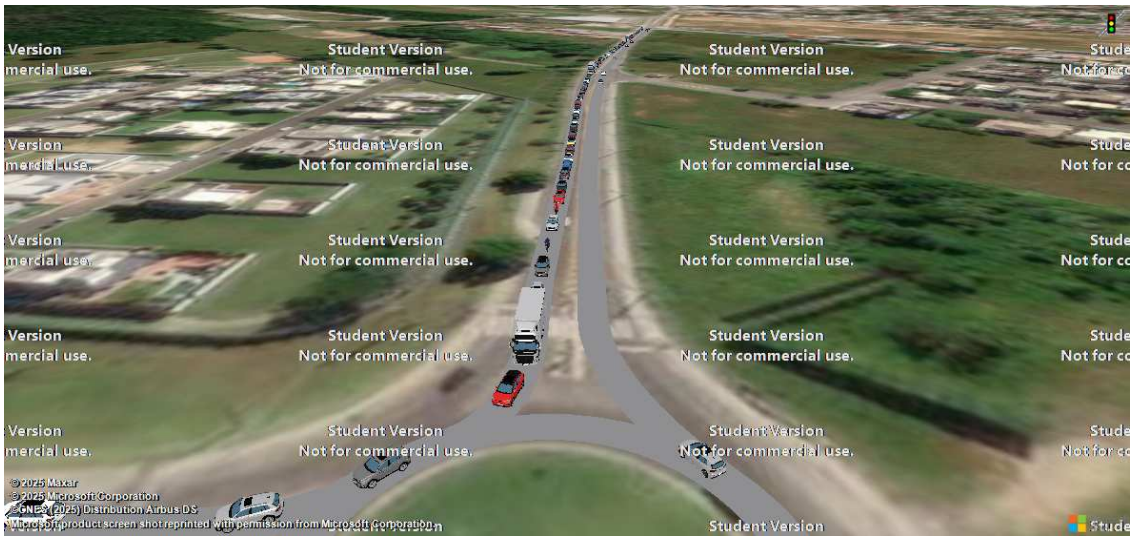
Tabela 4: Relação entre Qlen e QlenMax.

Período da simulação (min)	**Ponto de Partida**					
	Rio Tavares		**Carianos**		**Morro das Pedras**	
	Qlen (m)	QlenMax (m)	Qlen (m)	QlenMax (m)	Qlen (m)	QlenMax (m)
2,5	138,56	504,11	5,61	345,61	35,12	176,76
5	266,94		63,86		63,18	
7,5	339,32		121,36		48,76	
10	376,37		168,33		53,52	

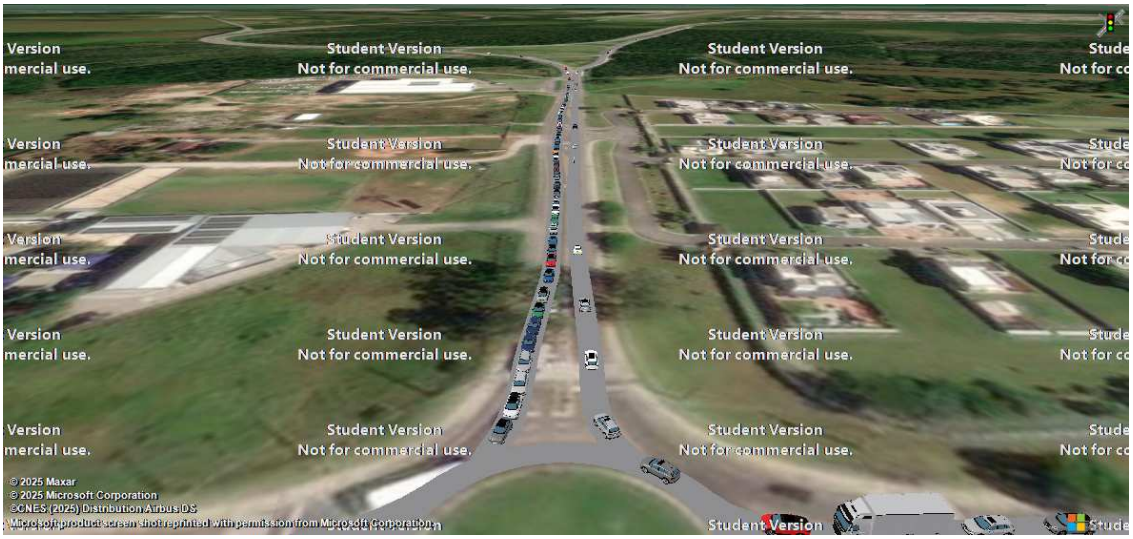
Fonte: VISSIM (2025)
Elaboração: Autores (2025)

As imagens correspondentes à simulação, capturadas no instante 8 minutos, com uma vista mais próxima da interseção, estão apresentadas nas Figura 24.

Figura 24: Desempenho operacional e congestionamento no trecho.



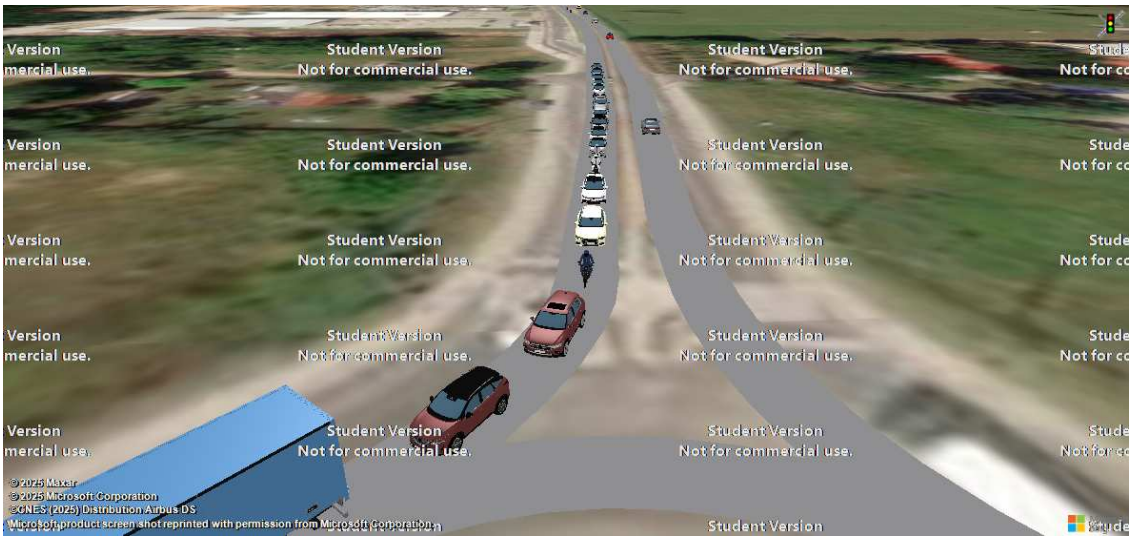
a) Situação do congestionamento - sentido Rio Tavares.



b) Situação do Congestionamento - sentido Morro das Pedras.

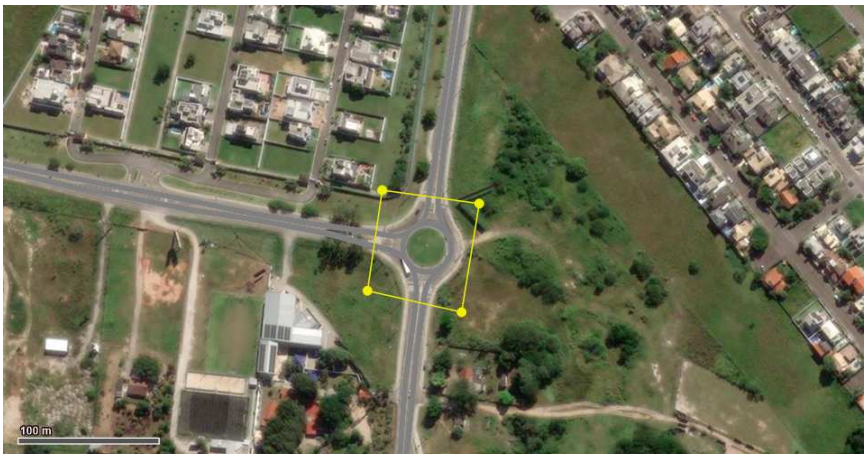
A Figura 24a revela a formação de fila na direção do Rio Tavares, causada pela capacidade limitada da via e pela interação com outros movimentos. Isso resulta em acúmulo de veículos e congestionamento, durante horário de pico. Na Figura 24b, observa-se o tráfego vindo dos Carianos, com filas formadas pela dificuldade de ingressar na interseção. O tempo de espera aumenta, afetando a fluidez nas vias adjacentes. A Figura 24c mostra a formação de pequenas aglomerações nas áreas de maior conflito. Apesar de alguma lentidão, o fluxo ainda é relativamente fluido.

Assim, foi desenvolvido um nó (Figura 25) que abrangesse a rotatória para a análise do nível de serviço da SC-405. Neste segmento estudo, tem-se um fluxo ininterrupto, caracterizado por não haver elementos que interrompem o fluxo de tráfego de forma sistemática e controlada, como por placas de pare ou semáforos.



c) Situação do congestionamento - sentido Carianos.

Figura 25: Nó na interseção.



Fonte: VISSIM (2025)

O Nível de Serviço (LOS – *Level of Service*) constitui uma classificação padronizada de desempenho operacional de rodovias, conforme estabelecido pelo Highway Capacity Manual (HCM), uma publicação de referência internacional desenvolvida pelo Transportation Research Board (TRB) dos Estados Unidos. Essa classificação expressa, de forma qualitativa, as condições de operação percebidas pelos usuários, sendo diretamente influenciada por variáveis como volume de tráfego e velocidade.

O HCM define seis níveis de serviço, identificados pelas letras A a F. O limite entre os níveis E e F representa a capacidade máxima da via – ou seja, o ponto a partir do qual o fluxo se torna instável e ocorrem congestionamentos. A Tabela 5 resume as principais características[1] de cada nível de serviço.

[1]FFS (*Free Flow Speed*) é a velocidade de fluxo livre. É definida pelo HCM como a velocidade média dos veículos trafegando em um segmento em condições de fluxo baixo, quando os motoristas têm a liberdade de escolha da velocidade desejada, e não há restrições devido ao tráfego ou dispositivos de controle à jusante.

Tabela 5: Classificação dos níveis de serviço e condições operacionais do tráfego.

Nível de serviço	**Descrição**
A	Fluxo livre com velocidade ideal (FFS); manobras totalmente desimpedidas e incidentes facilmente absorvidos.
B	Fluxo razoavelmente livre com manutenção da FFS; manobras levemente restritas e bom conforto ao motorista.
C	Velocidades próximas à FFS; manobras visivelmente limitadas e incidentes menores já causam impactos locais.
D	Velocidade começa a cair com aumento do fluxo; manobras difíceis e pequenos incidentes já geram filas.
E	Tráfego próximo da capacidade máxima; sem espaço para manobras e qualquer interferência causa grandes perturbações.
F	Condição de colapso do fluxo; filas se formam por gargalos ou excesso de demanda, com falhas recorrentes e instabilidade geral.

Fonte: HCM (2004), adaptado por Coelho (2025).

Os resultados referentes ao nível de serviço do nó na SC-405 são apresentados na Tabela 6, a qual fornece uma representação do desempenho operacional observado.

Tabela 6: Indicadores de nível de serviço do nó viário.

Movimento	Nível de serviço
Rio Tavares - Morro das Pedras	F
Rio Tavares - Carianos	F
Carianos - Rio Tavares	E
Carianos - Morro das Pedras	E
Morro das Pedras - Rio Tavares	F
Morro das Pedras - Carianos	F
Interseção	F

Fonte: VISSIM (2025)

A Tabela 6 evidencia que todos os movimentos da interseção analisada operam em níveis de serviço inadequados, variando entre E e F. Os sentidos Rio Tavares – Morro das Pedras e Rio Tavares – Carianos apresentam nível E, enquanto os demais registram nível F, indicando saturação, atrasos significativos e prejuízo à fluidez do tráfego. A interseção, como um todo, também opera em nível F, refletindo um cenário crítico com impactos negativos sobre a mobilidade, consumo de combustível, emissões e segurança viária.

A interface do VISSIM com os resultados do nível de serviço médio das 10 simulações, encontra-se no Apêndice A.

De acordo com FHWA (2004), a validação é o processo onde o analista checa o desempenho geral do tráfego previsto pelo modelo para um sistema de rodovias em comparação com medições de campo, como

volumes, tempos de viagem, velocidades médias e atrasos. A validação do modelo é feita baseada em dados de campo não usados no processo de calibração.

A etapa de validação do modelo, conforme estabelecido pela FHWA (2004), não pode ser plenamente conduzida neste estudo. Os volumes de tráfego utilizados foram incorporados durante o processo de calibração, impossibilitando seu uso como referência independente para validação. Além disso, os dados disponíveis de velocidade média e tempo de percurso referem-se a um cenário anterior ao considerado na modelagem, o que compromete sua representatividade. Assim, a ausência de dados independentes compatíveis com o cenário modelado configura uma limitação metodológica deste trabalho.

Diante do contexto do estudo de tráfego, fica evidente a necessidade de uma análise de alternativas técnicas para promover a melhoria da mobilidade na região, com foco na segregação de fluxos e no aumento da capacidade operacional da via. Neste contexto, o projeto de uma interseção em diferentes níveis, proposta deste trabalho, apresenta-se como alternativa de intervenção com o objetivo de melhorar o desempenho atual e atender à demanda projetada.

Capítulo 4

Projeto geométrico e de interseção

4 Projeto geométrico de interseção

O projeto geométrico de uma rodovia constitui uma etapa fundamental no desenvolvimento de soluções viárias que conciliem segurança, eficiência operacional e integração territorial. No caso de duplicações de rodovias existentes, os desafios tornam-se mais complexos, exigindo adequações ao traçado original, bem como o dimensionamento de novas estruturas capazes de atender ao aumento da demanda de tráfego e à redução dos conflitos viários.

O presente projeto contempla a duplicação das rodovias SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro, abrangendo a ampliação da via existente e a implantação de uma nova interseção, composta por uma rotatória em nível e dois viadutos, configurando uma interseção em dois níveis. Essa solução tem como principal objetivo garantir maior fluidez ao tráfego, especialmente nos períodos de pico, além de proporcionar segurança tanto aos veículos que trafegam pela rodovia principal (SC-405) quanto àqueles que acessam ou deixam a rodovia secundária (Aparício Ramos Cordeiro).

A proposta busca não apenas atender aos requisitos técnicos e normativos, mas também promover melhorias na segurança viária, no conforto dos usuários e na eficiência da mobilidade regional, contribuindo para o desenvolvimento urbano e econômico da área de influência da rodovia.

A concepção do traçado foi desenvolvida com base nas diretrizes técnicas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), considerando fatores como topografia local, ocupação urbana adjacente, velocidade de projeto e volume de tráfego previsto. Foram definidos o alinhamento horizontal e vertical, as seções transversais e os elementos que compõem a interseção, assegurando desempenho geométrico e funcional adequado às condições operacionais da via.

As representações gráficas do projeto geométrico e de interseção estão apresentadas no Apêndice B, contendo as plantas, perfis e detalhes construtivos que complementam este memorial descritivo.

4.1 Veículo de projeto

O veículo de projeto, segundo (DNIT, 2005), é o veículo cujo peso, dimensões e características de operação servirão de base para estabelecer os controles do projeto de rodovias e suas interseções. Ele apresenta diversas influências para o projeto geométrico da via, uma vez que é fator determinante para a definição de largura de faixa, gabarito vertical (altura admissível de passagem), raio mínimo de curva, entre outros. Ainda conforme (DNIT, 2005), projetar uma rodovia para um determinado tipo de veículo significa que todos os veículos daquela dimensão ou inferiores terão condições operacionais favoráveis para circulação. Para veículos maiores, no entanto, ainda haverá condições de passagem, porém de forma restringida.

O veículo deve respeitar a legislação relativa às dimensões e peso dos veículos, no Brasil apontado pelo Código de Trânsito Brasileiro - CTB, instituído pela Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997 e regulamentado pela resolução nº 12, de 6 de fevereiro de 1998. Segundo tal normativa, a largura máxima do veículo deve

ser 2,60 metros, sua altura de 4,40 metros, incluindo a carga, e o comprimento máximo total varia de 14,00 metros a 19,80 metros, conforme tipologia simples, articulado ou com reboque (DNIT, 2005).

A classificação dos veículos, conforme estabelecido em (DNIT, 2005), é realizada com base nos padrões da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2004), sendo definidos 5 tipos:

- VP - Veículos leves, física e operacionalmente semelhantes ao automóvel;
- CO - Veículos comerciais rígidos, não articulados;
- O - Veículos comerciais rígidos de maiores dimensões, com comprimento máximo próximo do limite legal admissível de veículos rígidos;
- SR - Veículos comerciais articulados, compostos por uma unidade tratora e um semi-reboque;
- RE - Veículos comerciais com reboque, compostos por um caminhão trucado, um semi-reboque e um reboque.

Para a definição do veículo de projeto, deve-se considerar os veículos representativos da frota, de modo que a participação dos veículos remanescentes com características mais desfavoráveis seja reduzida ao mínimo e os efeitos adversos consequentes possam ser desprezados (DNIT, 2005). A escolha leva em consideração a composição do tráfego que utilizará a interseção (DNIT, 2005). Nas principais áreas urbanas, os ônibus longos (O) costumam ter participação expressiva e deve ser verificada a conveniência de utilizá-lo (DNIT, 2005).

Com base nisso, foram analisados os dados de tráfego obtidos na contagem volumétrica abordada na subseção 3.4.1 - Contagem volumétrica classificatória em interseção. A abordagem da contagem utilizou como base a classificação de veículos do DNIT, considerando os veículos comerciais em circulação no Brasil e suas características físicas. As categorias são divididas por letras indicativas para cada tipo de veículo, como C para veículo simples (caminhão ou ônibus) ou veículo trator + reboque, e S para veículo trator (cavalo mecânico) + semi-reboque (DNIT, 2006). Outras classificações também são apresentadas no Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006).

De acordo com os resultados da contagem volumétrica, 84% dos veículos registrados são considerados leves, ou seja, veículos de passeio, como automóveis, e 11% são motocicletas. Este tipo de veículo costumeiramente não apresenta dificuldades para a realização de manobras em interseções, devido ao seu tamanho reduzido e facilidade de operação.

A contagem volumétrica apresentou 0,96% do total de veículos da classe 2CB (coletivos), 3,03% da classe 2C e 0,61% da classe 3C (caminhões leves), sendo tais números justificativa para a consideração de veículo de projeto de categoria acima de VP. Por aproximação das classes comerciais previstas pelo DNIT com as categorias de veículo de projeto, considerando as características físicas apresentadas para cada uma delas, o que mais se assemelha com os veículos supracitados são as classes CO e O. Entretanto, como a região está em crescimento, conforme abordado na seção 2.3 - Análise do crescimento no entorno, além de

ser uma área turística e de passagem para pontos importantes, como o Aeroporto Hercílio Luz, é esperado crescimento do fluxo de veículos maiores, além dos de turismo. No local da interseção também circulam ônibus urbanos, podendo eles ser articulados, necessitando de maior espaço para a realização de manobras do que os convencionais abordados na classe CO. Desta forma, foi arbitrado veículo de projeto de categoria "O" para o desenvolvimento do projeto. O veículo de projeto O apresenta dimensões básicas conforme a Tabela 7.

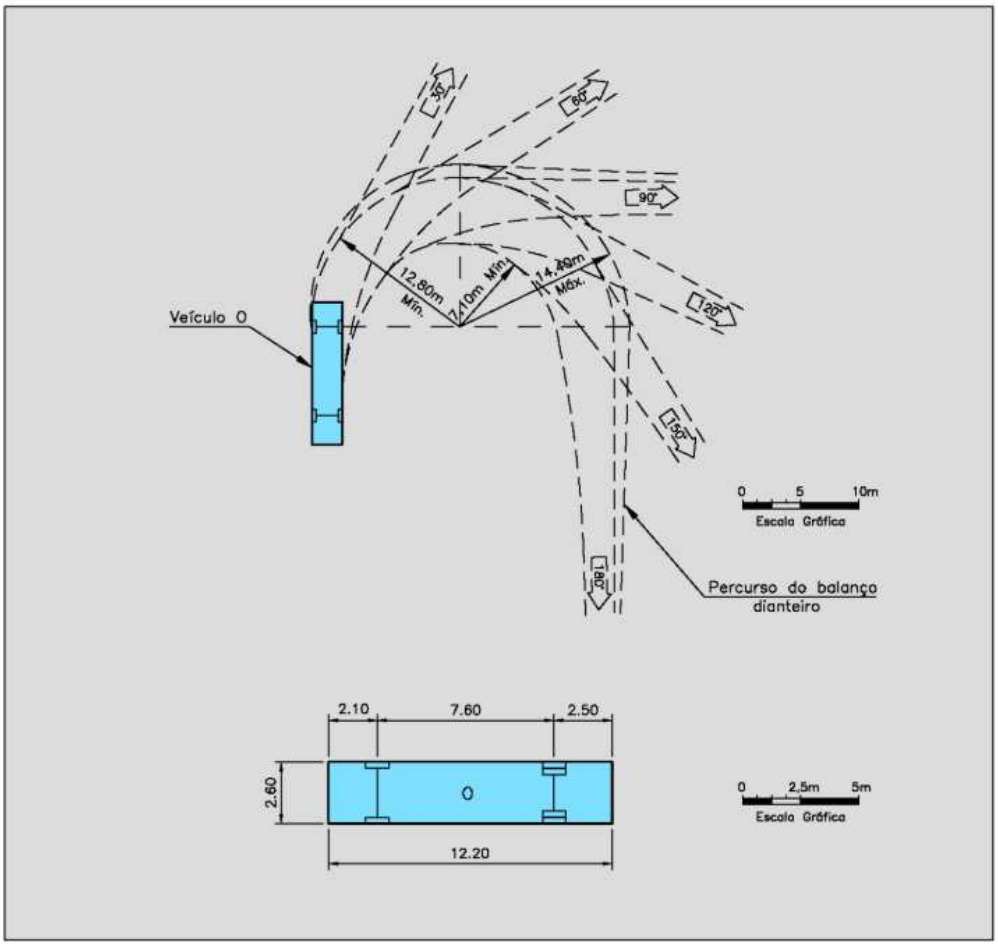
Tabela 7: Dimensões básicas do veículo de projeto arbitrado.

Características - Veículo de projeto "O"			
Largura total (m)	**Comprimento total (m)**	**Raio mínimo da roda externa dianteira (m)**	**Raio mínimo da roda interna traseira (m)**
2,6	12,2	12,8	7,1

Fonte: (DNIT, 2005). Elaboração própria (2025).

A Figura 26 apresenta as características de movimentação do veículo de projeto de forma visual.

Figura 26: Características do veículo de projeto arbitrado.



Fonte: (DNIT, 2005)

O veículo pode apresentar comprimento superior às características, com seu máximo em 14,0 metros, seguindo as recomendações do CTB.

A empresa Comil, fabricante de ônibus de turismo, classificados conforme o veículo de projeto arbitrado, apresenta as dimensões da frota circulante descritas na Tabela 8.

Tabela 8: Dimensões básicas de ônibus rodoviário (categoria O).

Características - ônibus rodoviários			
Categoria	**Altura total (m)**	**Largura total (m)**	**Comprimento total (m)**
Campione Invictus DD	4,1	2,6	14 a 15
Campione Invictus HD	4,2	2,6	14
Campione Invictus 1200	3,8	2,6	12,8 a 14
Campione Invictus 1050	3,65	2,6	12,8 a 14

Fonte: Comil (2025). Elaboração própria (2025)

4.2 Classificação das rodovias

A classificação funcional da rodovia é uma etapa fundamental para o adequado planejamento e dimensionamento da infraestrutura viária. Essa definição permite compreender a função de cada via dentro da malha rodoviária, orientando as decisões de investimento, manutenção e aprimoramento operacional, além de influenciar diretamente nos critérios de projeto geométrico.

No Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) estabelece critérios específicos para essa classificação, considerando fatores como a função da via no sistema viário, o volume de tráfego e as características do entorno. Conforme as diretrizes do órgão, a classificação da rodovia pode ser realizada com base em dois documentos principais: o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNIT, 1999) e o Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (DNIT, 2010a).

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais aborda dois diferentes tipos de classificação para uma rodovia: a classificação funcional e a classificação técnica. Destaca-se que ambas as classificações são correlacionadas, porém a classificação técnica possui maior importância para fins de projeto (DNER, 1999).

A classificação funcional procura agrupar as rodovias pelo caráter de seus serviços (DNER, 1999), sendo divididas em três grandes grupos: sistema arterial, sistema coletor e sistema local. As duas rodovias que compõem a intersecção abordada neste projeto estão classificadas dentro do sistema arterial que possui características como alto nível de mobilidade e grande volume de tráfego, além de promover a ligação de centros geradores de tráfego (aeroporto) e permitirem viagens de longa distância.

Ainda dentro da classificação funcional, existem três subclassificações para o sistema arterial: sistema arterial principal, sistema arterial primário e sistema arterial secundário. As rodovias em questão possuem

características semelhantes ao sistema arterial secundário, sendo responsáveis por formar um sistema contínuo e com baixo nível de interrupções.

No que tange à classificação técnica, deve-se levar em consideração diversas diretrizes como a posição hierárquica dentro da classificação funcional, volume médio diário de tráfego, o nível de serviço e o relevo da região de implantação. O DNIT estabelece cinco diferentes classes que podem ser visualizadas na Tabela 9.

Tabela 9: Classes de projeto e critérios de classificação técnica.

Classes de projeto	**Características**	**Critérios de classificação técnica**
0	Via Expressa - Controle total de acesso	Decisão administrativa
IA	Pista Dupla - Controle parcial de acesso	Quando os valores de tráfego previstos ocasionaram níveis de serviço em uma rodovia de pista simples inferiores aos aceitáveis
IB	Pista simples	Volume horário de projeto VHP >200 Volume médio diário VMD >1400
II	Pista simples	Volume médio diário VMD 700 - 1400
III	Pista simples	Volume médio diário VMD 300 - 700
IVA	Pista simples	Volume médio diário (abertura) VMD 50 - 200
IVB	Pista simples	Volume médio diário (abertura) VMD <50

Fonte: DNER (1999)

Para as vias analisadas, a classe técnica adotada foi a Classe I-A, uma vez que se tratam de rodovias arteriais com altos volumes de tráfego e menor controle de acesso em comparação às rodovias Classe 0, que correspondem às vias de máxima qualidade técnica, com controle total de acessos e pistas totalmente segregadas.

A adoção de pista dupla configura-se como fator determinante para a escolha desta classe, visto que a Classe I-A é a classificação mais simples que contempla esse tipo de configuração de traçado, atendendo adequadamente às condições operacionais e de segurança exigidas.

Além disso, a definição dessa classe justifica-se pelo fato de que os volumes de tráfego previstos resultam em níveis de serviço insatisfatórios caso fosse mantida uma configuração de pista simples, conforme demonstrado no Capítulo 3.4 deste memorial.

Ressalta-se que a classificação adotada para o projeto não corresponde à classificação atual das duas rodovias, visto que o projeto trata de um melhoramento da rodovia existente através da duplicação e da adoção de um interseção em dois níveis diferentes.

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER, 1999) relaciona as classes de projeto com as classificações funcionais, conforme a Tabela 10.

Tabela 10: Relação geral entre as classes funcionais e as classes de projeto.

Sistema	**Classes funcionais**	**Classes de projeto**
Arterial	Principal	Classes 0 e I
	Primário	Classe I
	Secundário	Classes I e II
Coletor	Primário	Classes II e III
	Secundário	Classes III e IV
Local	Local	Classes III e IV

Fonte: DNER (1999)

De forma complementar ao Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, o Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (DNIT, 2010) utiliza a classificação funcional das rodovias como principal classificação, trazendo algumas informações adicionais e de extrema importância para a confecção do projeto conforme a Tabela 11.

Tabela 11: Características desejáveis para as vias de cada categoria funcional.

Características de projeto e controle	Sistema arterial principal			Sistema arterial secundário	Sistema coletor	Sistema local
	Via expressa primária	Via expressa secundária	Via arterial primária			
Controle de acesso	Total	Total ou parcial	Parcial	Livre	Livre	Livre
Via expressa primária	Desnível	Desnível	Desnível	Desnível ou travessia sem conexão	Travessia sem conexão ou bloqueio	Bloqueio
Via expressa secundária	Desnível	Desnível	Desnível ou nível	Nível	Nível ou bloqueio	Bloqueio
Via arterial primária	Desnível ou nível	Desnível ou nível	Desnível ou nível	Nível	Nível	Nível
Sistema arterial secundário	Desnível ou travessia sem conexão	Travessia sem conexão ou nível	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema coletor	Travessia sem conexão ou bloqueio	Nível ou bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema local	Bloqueio	Bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível
Controle de tráfego nas interseções	Total	Parcial: semáforos, placas de parada	Parcial: semáforos, placas de parada	Parcial: semáforos, placas de parada	Placas de parada	Parcial ou nenhum
Acessos de propriedades adjacentes	Nenhum	Nenhum ou restrito	Restrito	Restrito ou livre	Livre	Livre
Travessias de pedestres	Desnível	Desnível	Desnível ou faixa elevada	Desnível ou faixa elevada	Faixa elevada	Livre
Vias marginais	Onde necessário	Onde necessário	Geralmente não	Geralmente não	Não	Não
Canteiro central	Sempre que possível	Sempre que possível	Sempre que possível	Sempre que possível	Nunca	Nunca
Estacionamento	Proibido	Proibido	Controlado	Controlado	Controlado ou livre	Livre
Acostamento	Sempre com largura total	Sempre com largura total ou parcial	Nenhum ou faixa de estacionamento	Nenhum	Nenhum	Nenhum

Fonte: DNIT (2010a).

4.3 Definição das características de projeto

De acordo com o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER, 1999), a definição dos parâmetros geométricos de projeto, como a velocidade diretriz, as condições de visibilidade e segurança, os raios mínimos de curvatura, as declividades máximas admissíveis e as dimensões dos elementos que compõem

a seção transversal, é essencial para garantir a compatibilidade entre o traçado da rodovia, o conforto do usuário e as condições operacionais previstas.

Atualmente, a velocidade de regulamentação nas rodovias SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro é de 60 km/h. Com o objetivo de ampliar a capacidade e melhorar a fluidez do tráfego, adotou-se uma velocidade diretriz, ou de projeto, de 80 km/h, de modo a manter a velocidade operacional média próxima de 60 km/h, mesmo sob maior volume de tráfego.

Essa escolha está em conformidade com as recomendações do DNIT para rodovias arteriais de Classe I-A e foi feita considerando tanto as características do relevo local, predominantemente plano, quanto as restrições geométricas decorrentes da ocupação urbana existente. A presença de áreas edificadas no entorno limita o desenvolvimento ideal do traçado, restringindo a adoção de velocidades mais elevadas, mas sem comprometer as condições de segurança, conforto e continuidade operacional.

Dessa forma, todos os parâmetros geométricos, incluindo raios mínimos de curva, distâncias de visibilidade, superelevação, larguras de faixas e acostamentos, foram dimensionados com base na velocidade diretriz adotada, garantindo desempenho adequado e atendimento às normas técnicas vigentes. A Tabela 12 destaca os elementos de projeto recomendados para rodovias de Classe I, que serviram de referência para o dimensionamento das vias em estudo.

Tabela 12: Características básicas do projeto geométrico - Rodovias Classe I.

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	100 km/h	80 km/h	60 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
▪ Desejável	210 m	140 m	85 m
▪ Absoluta	155 m	110 m	75 m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem (Classe 1-B)	680 m	560 m	420 m
Raio mínimo de curva horizontal (e=10%)	345 m	210 m	115 m
Rampa máxima	3%	4,5%	6%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas			
▪ Desejável	107	48	18
▪ Absoluta	58	29	14
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas			
▪ Desejável	52	32	17
▪ Absoluta	36	24	15
Largura da faixa de rolamnto	3,60 m		
Largura do acostamento externo	3,00 m	2,50 m	2,50 m
Largura do acostamento interno (Classe I-A)			
▪ Pistas de 2 faixas	1,20 - 0,60 m	1,00 - 0,60 m	0,60 - 0,50 m
▪ Pistas de 3 faixas	3,00 - 2,50 m	2,50 - 2,00 m	2,50 - 2,00 m
▪ Pistas de 4 faixas	3,00 m	3,00 - 2,50 m	3,00 - 2,50 m
Gabarito mínimo vertical	5,50 m		

Fonte: DNER (1999)

4.4 Definição do tipo de interseção

Os critérios adotados para a escolha do tipo de interseção viária foram definidos com base nos dados de tráfego e nas diretrizes estabelecidas pelo Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005) e pelo Manual de Projeto de Obras de Artes Especiais (DNER, 1996), assegurando a adoção da solução mais adequada às condições operacionais e geométricas da área de estudo.

A definição do tipo de interseção depende diretamente da análise dos dados de tráfego, uma vez que o volume, a composição e a distribuição direcional dos veículos influenciam de forma decisiva na escolha da solução geométrica mais eficiente e segura. Esses dados permitem avaliar a capacidade operacional da via, identificar pontos críticos de conflito e dimensionar adequadamente os elementos que compõem a interseção, de modo a garantir fluidez e segurança ao tráfego (DNIT, 2005).

Para definição do tipo de interseção a ser realizada, foram utilizados os dados de tráfego resultantes da contagem realizada em 2021, detalhados no Capítulo 3.4 e apresentados na Tabela 13.

Tabela 13: Volumes de tráfego em função do local de origem.

Volumes de tráfego	
Local de origem	**Volume (ucp/dia)**
Morro das Pedras	12.660
Rio Tavares	11.931
Carianos	10.789

Fonte: Autores (2025)

Com os dados apresentados, foi calculado o volume da via principal (Qp), o qual contemplou a soma do tráfego proveniente do Rio Tavares e do Morro das Pedras, resultando no valor de 24.591 ucp/dia. Já o volume da via secundária (Qs) foi definido unicamente como o volume de tráfego oriundo do Carianos, sendo este tanto direcionado para o Rio Tavares quanto para o Morro das Pedras. Dessa forma, o volume Qs definido foi igual a 10.789 ucp/dia.

Na sequência, com a definição dos volumes de tráfego da via principal e secundária, foi utilizado o ábaco da Figura 41 do Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005). Este ábaco, por sua vez, orienta a escolha prévia do tipo de interseção a ser adotada em função dos volumes de tráfego Qp e Qs, para uma interseção com três ramos e velocidade diretriz igual a 90 km/h. Devido à ausência de parâmetros para a velocidade diretriz de 80 km/h no Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), os cálculos foram realizados utilizando a velocidade de 90 km/h, o valor superior mais próximo disponível na norma.

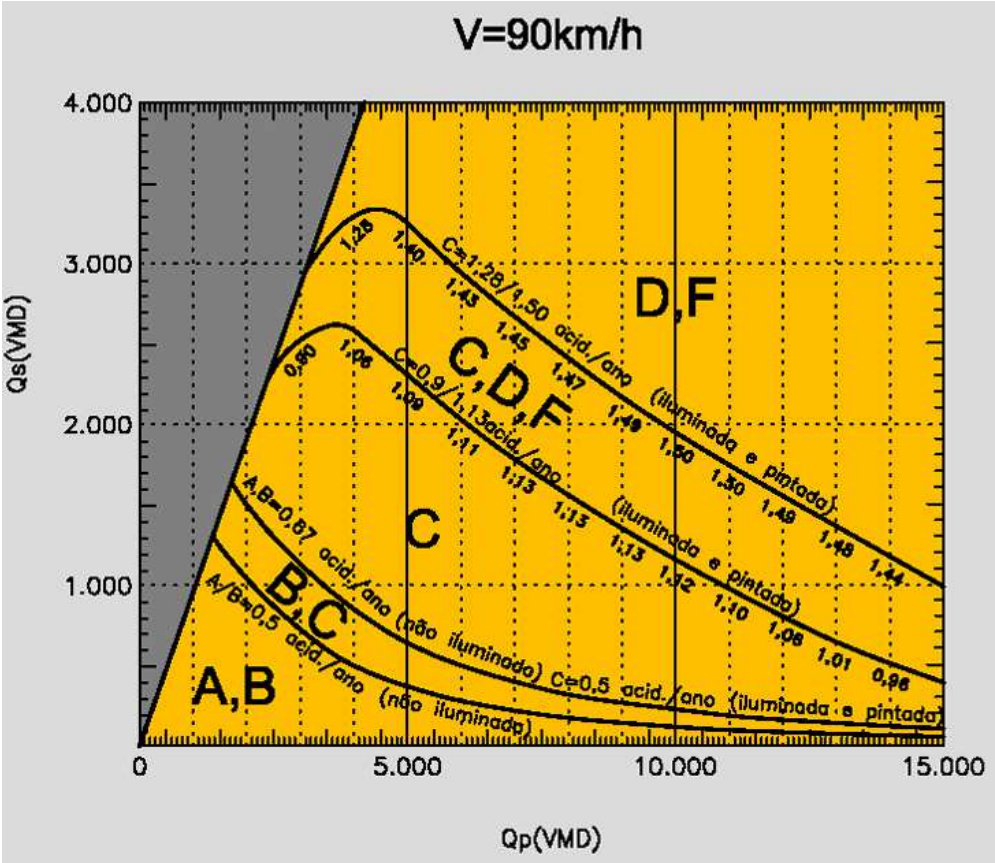
No ábaco da Figura 27, os tipos de interseção foram categorizados por meio das letras A, B, C, D ou F. A classificação dos tipos de interseção pode ser encontrada na Tabela 14.

Tabela 14: Classificação dos tipos de interseção.

Tipos de interseção	
A	Mínima
B	Gota
C	Canalizada
D	Rotatória
F	Em níveis diferentes

Fonte: Autores (2025)

Figura 27: Escolha do tipo de interseção - interseção de três ramos (V. Diretriz = 90 km/h).



Fonte: DNIT (2025)

Como resultado, observa-se que ambos os volumes de tráfego, Qp e Qs, apresentaram valores acima dos limites definidos pelos gráficos, de modo que o tipo de interseção mais indicada seria uma escolha entre rotatória e interseção em níveis diferentes.

Levando em consideração o alto volume de tráfego na região, que representou nível de serviço F de acordo com a simulação presente no Capítulo 3.4 - Estudo de Tráfego, optou-se por adotar como solução uma interseção em níveis diferentes, ou seja, uma obra de arte especial. Embora esse tipo de intervenção resulte em investimento mais elevado, mostra-se mais eficaz em situações de alto volume de tráfego, pois reduz a interferência entre os fluxos, garantindo maior fluidez e segurança para os usuários (DNIT, 2005). Além disso, interseções em desnível costumam apresentar uma durabilidade superior em comparação às interseções em nível (DNIT, 2005), o que também contribui para justificar a escolha adotada.

4.4.1 Definição dos elementos que compõem a interseção

A escolha da obra de arte especial deve levar em consideração as condições já existentes no local, como características geométricas, geotécnicas e hidrológicas, bem como as tipologias mais usuais e consolidadas

para situações semelhantes. Essa abordagem contribui para a compatibilidade com a infraestrutura existente, facilita a execução e manutenção da obra e tende a reduzir custos e riscos durante a implantação.

O entorno da área de implantação apresenta um grau significativo de urbanização, com previsão de crescimento de 6,56% até o ano de 2040, conforme demonstrado na Subseção 2.3 – Análise do Crescimento do Entorno. Diante deste cenário, optou-se pela adoção de uma solução de interseção com menor impacto sobre o território adjacente às rodovias SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro, conciliando a necessidade de ampliação da capacidade viária com a preservação da malha urbana consolidada.

Considerando que o fluxo predominante de tráfego ocorre na rodovia SC-405, definiu-se a implantação de dois viadutos sobre a rotatória, um para cada sentido de circulação. A rotatória existente foi mantida, porém remodelada, com aumento do diâmetro, em função da duplicação das rodovias e do acréscimo de tráfego, e deslocamento de seu centro, de modo a reduzir interferências nas áreas urbanizadas próximas.

Os principais critérios que justificaram a escolha dos elementos da interseção foram os seguintes:

- **Rotatória:** Optou-se por remodelar a rotatória existente, uma vez que é um tipo de interseção em nível que permite o escoamento de um grande volume de tráfego mantendo um nível de serviço alto, especialmente quando se refere a ramos com volumes balanceados (DNIT, 2005), como é o caso. Além disso, a presença de rotatória elimina a necessidade de retornos pois permite movimentos de conversão em todos os sentidos;;
- **Viadutos:** Optou-se pela concepção de dois viadutos na SC 405, um para cada sentido de tráfego, sobre a rótula, de modo que o volume de tráfego desta via, considerada como principal, possa ser realizado nos sentidos Rio Tavares e Morro das Pedras sem grandes alterações de velocidade e com conflitos reduzidos com o ramo da rodovia Aparício Ramos Cordeiro. Além disso, comparado a outras OAE's, o viaduto é a solução que melhor se adapta a um cenário de urbanização crescente, uma vez que pode ser concebido sem o uso de raios de curvas e espaçamentos exagerados (garantindo menor desapropriação de áreas privadas adjacentes);,
- **Nível de Serviço:** Aumento do nível de serviço e, eventualmente, da velocidade de regulamentação nas rodovias estudadas, uma vez que a interseção existente havia tido sua demanda aceitável extrapolada, como mostrado nas simulações pelo uso do software Vissim no Capítulo 3.4.

Como forma de integrar de maneira adequada os elementos que compõem a interseção, foram projetados ramos de aceleração e desaceleração, garantindo transições seguras entre os diferentes fluxos de tráfego. Esses ramos têm a função de permitir que os veículos realizem as manobras de entrada e saída das rodovias de forma gradual, evitando interferências diretas no fluxo principal e reduzindo o risco de acidentes.

4.5 Seções transversais

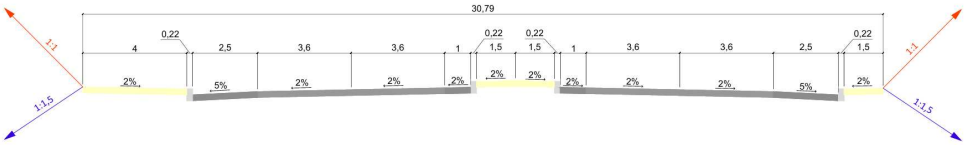
A seção transversal constitui um elemento fundamental do projeto geométrico, pois define a configuração física da rodovia e exerce influência direta sobre a segurança, o conforto e a eficiência operacional da via. Esse

elemento estabelece a disposição e as dimensões dos componentes que formam a plataforma, como faixas de rolamento, canteiros centrais, acostamentos, taludes e dispositivos de drenagem, refletindo o padrão técnico e funcional adotado para o traçado.

As seções transversais adotadas foram elaboradas em conformidade com as recomendações do Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER, 1999). Considerando que o DNIT não apresenta diretrizes específicas referentes a passeios e ciclovias, adotou-se o documento Calçada Certa e Espaço Cicloviário, disponibilizado pela Prefeitura Municipal de Florianópolis, como referência complementar, contemplando orientações técnicas voltadas ao dimensionamento e à acessibilidade dos passeios urbanos.

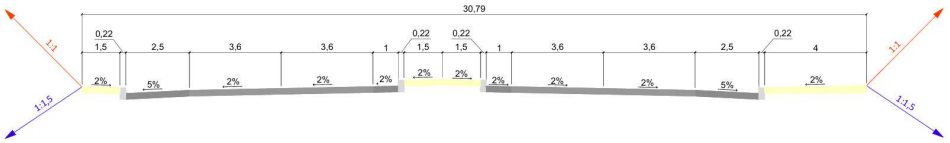
Para a SC-405, exceto viaduto e ramos laterais, foi adotado duas faixas de rolamento com 3,6 metros para cada sentido, com acostamento externo de 2,5 metros e um acostamento interno de 1,0 metro. A inclinação transversal adotada foi de 2% para as faixas de rolamento e o acostamento interno e 5% para o acostamento externo. Também foi adotado um canteiro central de 3,0 metros, que terá a função de passeio por se tratar de uma área urbanizada. No lado Leste, foi adotado um passeio apenas para pedestres com 1,5 metros e, no Lado Oeste, foi adotado um passeio, que contempla uma ciclofaixa, com 4,0 metros. A inclinação transversal adotada para todos os passeios foi de 2%. A Figura 28 ilustra a seção transversal tipo da obra corrente proposta para a SC-405. A mesma seção tipo foi adotada para a Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, porém com a ciclofaixa ao Lado Norte, conforme a Figura 29.

Figura 28: Seção transversal da rodovia SC-405.



Fonte: Autores (2025)

Figura 29: Seção transversal da rodovia Aparício Ramos Cordeiro.

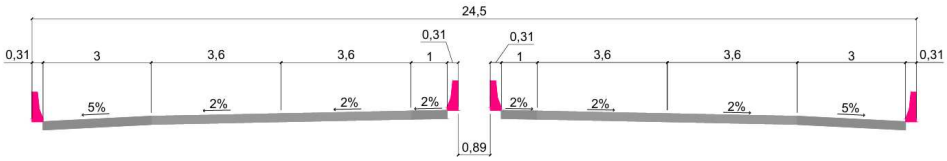


Fonte: Autores (2025)

Para os viadutos, também localizados na SC-405, foi adotado duas faixas de rolamento com 3,6 metros para cada, com acostamento externo de 3,0 metros e acostamento interno de 1,0 metro. A inclinação transversal adotada foi de 2% para as faixas de rolamento e o acostamento interno de 5% para o acostamento externo. Também foram adotadas barreiras de concreto no centro e nas extremidades, com dimensões estabelecidas

pela NBR 14885 (ABNT, 2016). A Figura 30 ilustra a seção transversal tipo da obra corrente proposta para os viadutos.

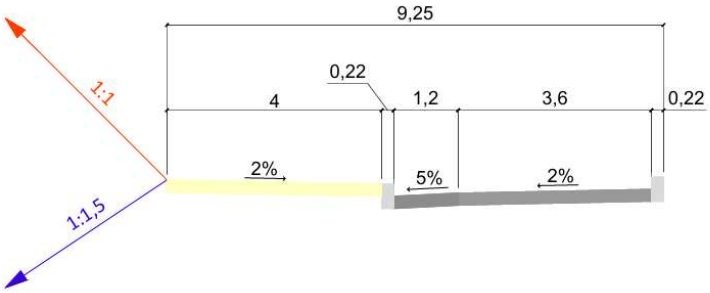
Figura 30: Seção transversal dos viadutos.



Fonte: Autores (2025)

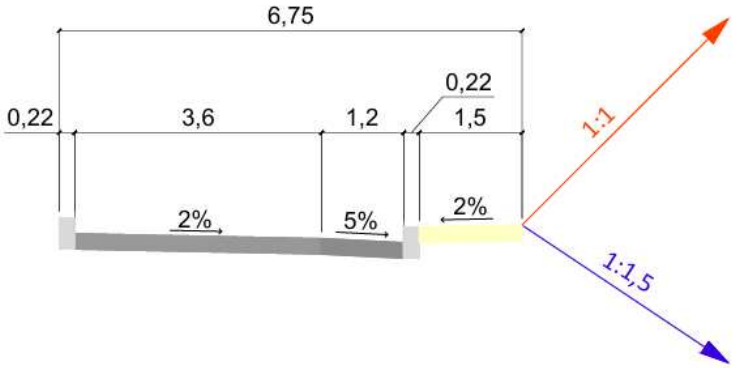
Para os ramos de aceleração e desaceleração foi adotada uma faixa de rolamento com 3,6 metros com acostamento externo de 1,2 metros. A inclinação transversal adotada foi de 2% para a faixa de rolamento e 5% para o acostamento externo. Com o objetivo de garantir a maior concordância com a seção principal da SC-405, optou-se por manter a calçada de 1,5 metros para as seções de Lado Leste e o passeio e ciclovia de 4,0 metros para as seções de Lado Oeste. A Figura 31 e a Figura 32 ilustram as seções transversais tipo da obra corrente proposta para as faixas de aceleração e desaceleração.

Figura 31: Seção transversal dos ramos oeste.



Fonte: Autores (2025)

Figura 32: Seção transversal dos ramos leste.



Fonte: Autores (2025)

Ressalta-se que todos os cortes e aterros foram padronizados pela proporção 1:1 e 1,5:1 (H:V), respectivamente (DNER, 1973).

Dispositivos complementares e elementos de drenagem que compõem a seção transversal serão detalhados no Capítulo 7.

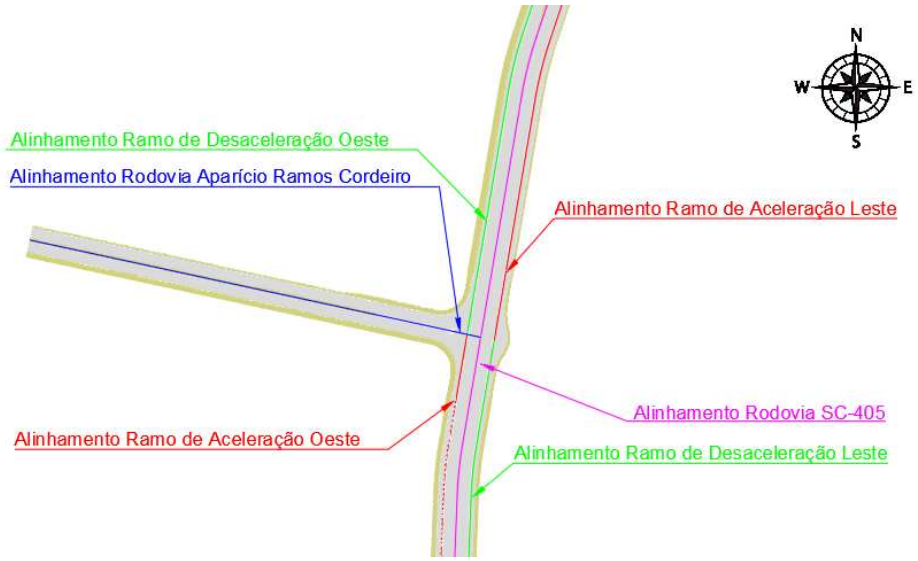
4.6 Alinhamentos horizontais

O alinhamento horizontal corresponde à projeção do eixo da via sobre o plano horizontal e é um dos principais elementos do projeto geométrico, pois define a trajetória da rodovia e influencia diretamente a segurança, o conforto e a economia da solução adotada. O desenvolvimento do traçado deve equilibrar critérios técnicos, econômicos, ambientais e topográficos, garantindo a adequação da via ao contexto local.

Considerando que a área de estudo já é atendida por rodovias existentes, o projeto, que prevê a duplicação das vias e a implantação de uma interseção em dois níveis, manteve o traçado original das rodovias, reduzindo interferências na vizinhança, ainda que imponha algumas limitações ao projeto.

O conjunto final é composto por seis alinhamentos principais: Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, Rodovia SC-405, Ramo de Aceleração Leste, Ramo de Desaceleração Oeste, Ramo de Aceleração Oeste e Ramo de Desaceleração Leste, representados na Figura 33 e na Tabela 15.

Figura 33: Alinhamentos horizontais



Fonte: Autores (2025)

Tabela 15: Alinhamentos horizontais

Eixo	Rodovia	Estaca inicial	Estaca final	Comprimento (m)
0	SC-405	00+000,00	01+296,07	1.296,07
100	Ramo de desaceleração oeste	02+000,00	02+481,69	481,69
200	Ramo de aceleração oeste	04+000,00	04+502,49	502,49
300	Ramo de aceleração leste	06+000,00	06+578,49	578,49
400	Ramo de desaceleração leste	08+000,00	08+460,81	460,81
1000	Rodovia Aparício Ramos Cordeiro	20+000,00	20+500,00	500,00

Fonte: Autores (2025)

4.6.1 Concordâncias horizontais e superelevação

A concordância horizontal é o elemento de projeto que efetiva as mudanças de direção, usualmente por meio de curvas circulares que conectam os segmentos retos. O Manual de Projeto de Rodovias Rurais (DNER, 1999) define três tipos de curvas que podem ser utilizadas: curva circular simples, curva circular composta e combinação de curvas de raios variáveis com curva de raio constante.

Além disso, é aconselhado o uso de curvas de transição, para suavizar a mudança de direção e os efeitos da força centrífuga, elevando a segurança e o conforto (DNER, 1999). Elas proporcionam uma trajetória mais natural ao veículo, permitem a aplicação gradual da superelevação e superlargura, e resultam em um

traçado visualmente mais contínuo e adequado. Elas são obtidas através de equações, critérios e verificações apresentadas neste capítulo.

Outro conceito fundamental é o de raio mínimo de curvatura horizontal, definido como o menor raio admissível para um percurso seguro e confortável na velocidade diretriz, considerando a superelevação máxima. O DNIT (1999) recomenda que, para uma rodovia de velocidade diretriz de 80 km/h e máxima taxa de superelevação de 6%, o raio mínimo deverá ser de 250 metros, conforme a Tabela 16. A máxima taxa de superelevação adotada será adiante, neste capítulo.

Tabela 16: Valores dos raios mínimos em função das taxas máximas de superelevação (em metros)

$e_{máx}$(%)	Velocidade diretriz (km/h)									
	30	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
4	30	60	100	150	205	280	355	365	595	755
6	25	55	90	135	185	**250**	320	415	530	665
8	25	50	80	125	170	230	290	375	475	595
10	25	45	75	115	155	210	265	345	435	540
12	20	45	70	105	145	195	245	315	400	490

Fonte: Adaptado de DNER, 1999.

No desenvolvimento do alinhamento da Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, verificou-se que o traçado não demandou a inclusão de curvas horizontais, resultando em um segmento inteiramente retilíneo a partir da interseção desta com a rodovia SC-405.

Para o traçado do alinhamento da Rodovia SC-405 e dos ramos de aceleração e desaceleração adjacentes, foi necessária a utilização de curvas horizontais para garantir a adequada transição entre os trechos retilíneos e a continuidade geométrica da via. Todas as curvas adotadas apresentam raios superiores aos valores mínimos recomendados pelo DNIT, assegurando condições adequadas de segurança, conforto e visibilidade aos usuários.

Para o traçado do alinhamento da Rodovia SC-405 e dos ramos de aceleração e desaceleração adjacentes, foi necessária a utilização de curvas horizontais para garantir a adequada transição entre os trechos retilíneos e a continuidade geométrica da via. Todas as curvas adotadas apresentam raios superiores aos valores mínimos recomendados pelo DNIT, assegurando condições adequadas de segurança, conforto e visibilidade aos usuários.

Os demais parâmetros geométricos, como o desenvolvimento das curvas, ângulos de deflexão, comprimentos de transição, superelevação e coordenadas dos vértices de intersecção, podem ser consultados nos desenhos do projeto geométrico, especialmente nas representações gráficas de planta e perfil, que apresentam o detalhamento completo do traçado.

Para garantir a segurança e o conforto dos veículos ao percorrerem uma curva horizontal, as rodovias são projetadas com uma inclinação transversal conhecida como superelevação. Essa inclinação é fundamental para contrabalançar a aceleração centrífuga (DNER, 1999). Ao inclinar a pista, parte do peso do próprio veículo ajuda a mantê-lo em sua trajetória, aumentando a estabilidade (DNER, 1999).

O primeiro passo para a determinação da superelevação de uma rodovia é definir a taxa de superelevação máxima. A escolha dessa taxa leva em consideração as condições reais de tráfego, a viabilidade prática da execução e as razões econômicas, ponderando todos esses fatores com a velocidade diretriz e a classe do projeto para se chegar a uma solução final segura e eficiente. O (DNER, 1999) admite valores de 12%, 10%, 8%, 6% e 4%.

Para o projeto em questão, o valor adotado foi de 6%, pois este é o ideal para projetos condicionados por urbanização adjacente e frequentes interseções, que provocam a redução da velocidade média. Além disso, o Manual de Projeto de Rodovias Rurais (DNER, 1999) estabelece 2% como superelevação mínima.

Em relação à aplicação da superelevação em função do raio da curva, afirma-se que para o raio mínimo permitido, deve-se utilizar a superelevação máxima correspondente (DNER, 1999). Contudo, com o aumento do raio, a aceleração centrífuga diminui, dispensando a taxa máxima de superelevação e admitindo valores inferiores (DNER, 1999). A superelevação ideal pode ser calculada a partir da Equação 2.

$$
\begin{aligned}
e &= e_{máx} \times \left(\frac{2 \times R_{mín}}{R} - \frac{R_{mín}^2}{R^2}\right) \\
e &= 6\% \times \left(\frac{2 \times 250}{400} - \frac{250_{mín}^2}{400^2}\right) = 5,2\%
\end{aligned}
\tag{2}
$$

Onde:

- e é a taxa de superelevação a adotar, em m/m;
- $e_{máx}$ é a taxa máxima de superelevação adotada, em m/m;
- R é o raio da curva, em m;
- $R_{mín}$ é o raio mínimo da taxa máxima de superelevação adotada para a velocidade em questão, em m.

Levando em consideração que todas as curvas presentes no projeto possuem raio de 400 metros, que o raio mínimo é de 250 metros e a taxa máxima de superelevação é de 6,0%, a taxa de superelevação a ser adotada em todas as curvas do projeto é de 5,2%.

Atingir a superelevação de projeto requer um determinado comprimento de via, pois a inclinação transversal da pista precisa ser alterada de forma progressiva para garantir segurança e conforto (DNER, 1999). Esse comprimento é denominado transição (curva de transição) e pode ser obtido através dos critérios a seguir:

- **Critério da taxa máxima da variação da aceleração centrífuga**

O primeiro critério trata do cálculo da taxa máxima da variação da aceleração centrífuga (C), que se trata de um valor empírico que indica o conforto e a segurança durante o percurso da transição e é descrito pela Equação 3 e pela Equação 4

$$
\begin{aligned}
C &= -0,009 \times V + 1,5 \\
C &= -0,009 \times 80 + 1,5 = 0,78\ m/s^3
\end{aligned}
\tag{3}
$$

$$
\begin{aligned}
L_{mín} &= \frac{V^3}{46,656 \times C \times R} - \frac{e \times V}{0,367 \times C} \\
L_{mín} &= \frac{80^3}{46,656 \times 0,78 \times 400} - \frac{0,05 \times 80}{0,367 \times 0,78} = 21,20 \approx 22\ m
\end{aligned}
\tag{4}
$$

Onde:

- C é a taxa de variação da aceleração centrífuga, em m/s^3;
- V é a velocidade diretriz, em km/h;
- $L_{mín}$ é o comprimento de transição da superelevação, em m;
- e é a superelevação plena da curva, em m/m;
- R é o raio da curva, em m.

- **Critério do valor mínimo absoluto de L**

O critério do comprimento mínimo absoluto considera que comprimentos muito pequenos de transição da superelevação não têm eficácia prática, prejudicando a aparência da rodovia e conduzindo a perfis íngremes para os bordos da pista. Portanto, deve ser adotado como comprimento mínimo absoluto o comprimento correspondente à distância percorrível em 2 segundos, como mostra a Tabela 17.

Tabela 17: Comprimentos mínimos absolutos de L

Velocidade diretriz (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
L (m)	30	30	30	40	**40**	50	60	60	70

Fonte: Adaptado de DNIT (1999)

No caso do projeto, o comprimento mínimo absoluto de transição da superelevação foi igual a 40 metros, relativo à Velocidade Diretriz de 80 km/h.

- **Critério da fluência ótica**

O critério da fluência ótica não é aplicável ao projeto, uma vez que é indicado quando há o uso de raios da ordem de 800 a 1000 metros, garantindo maior destaque à transição do alinhamento.

- **Critério da máxima rampa de superelevação admissível**

Para o caso do projeto, com Velocidade Diretriz igual a 80 km/h, foi definida a rampa máxima igual a 0,50% (taxa de proporção = 1:200), como mostrado na Tabela 18, de modo a garantir conforto e segurança para velocidade de giro do veículo em torno do eixo de rotação.

Tabela 18: Rampas de superelevação admissíveis para pistas de 2 faixas com eixo de rotação no centro

Velocidade diretriz (km/h)	40	50	60	70	80	90	≥ 100
r (%)	0,73 (1:137)	0,65 (1:154)	0,59 (1:169)	0,54 (1:185)	**0,50 (1:200)**	0,47 (1:213)	0,43 (1:233)

Fonte: Adaptado de DNIT (1999)

- **Critério do comprimento máximo de percurso**

O valor máximo admitido para o comprimento de transição da superelevação é condicionado por dois critérios, sendo eles o de tempo máximo de percurso e o critério do máximo ângulo central da clotóide. Inicialmente, de acordo com o critério do tempo máximo de percurso, recomenda-se que o tempo de percurso da transição seja limitado a 8 segundos, obtido por meio da Equação 5.

$$\begin{aligned} L_{máx} &= 2,2 \times V \\ L_{máx} &= 2,2 \times 80 = 176\ m \end{aligned} \tag{5}$$

Onde:

- $L_{máx}$ é o valor máximo do comprimento da transição da superelevação, em m;
- V é a velocidade diretriz, em km/h.

- **Critério do máximo ângulo central da clotóide**

É recomendado, por meio deste critério, a limitação do comprimento da clotóide ao valor do raio da curva de concordância, correspondendo ao ângulo central de transição de 28°39'. A equação Equação 6 exemplifica esse cálculo.

$$\begin{aligned} L_{máx} &= R \\ L_{máx} &= 400\ m \end{aligned} \tag{6}$$

Onde:

- $L_{máx}$ é o valor máximo do comprimento da clotóide, em m;
- R é o raio da curva circular, em m.

Além dos critérios citados acima, outros aspectos de ordem prática devem considerados, igualmente, para definição do comprimento da curva de transição.

- **Critério de arredondamento**

De modo geral, os valores dos comprimentos de transição da superelevação para projeto deverão ser arredondados, de modo que sejam sempre valores múltiplos de 10, o que objetiva a uniformidade e a devida padronização dos valores, garantindo facilidade de cálculo e locação.

- **Critério do comprimento mínimo com superelevação total**

O comprimento da curva circular dotada de superelevação total deve ter no mínimo um comprimento correspondente ao trajeto percorrido em 2 segundos à velocidades diretriz, por razões de aparência geral e de condução ótica. Isso é explicitado pela Equação 7.

$$\begin{aligned} D &\geq 0,5 \times V \\ D &\geq 0,5 \times 80 = 40\ m \end{aligned} \tag{7}$$

Onde:

- D é o desenvolvimento circular dotado da superelevação total, em m;
- V é a velocidade diretriz, em km/h.

Como não houveram curvas sucessivas neste projeto, a verificação dos critérios de curvas reversas, curvas sucessivas no mesmo sentido e curvas compostas foi dispensada.

Por fim, levando em consideração que a velocidade diretriz é de 80 km/h, que a superelevação é de 5,2% e que o raio das curvas é de 400,0 metros, obtém-se para a curva de transição de superelevação aproximadamente 20,6 metros e máximo de 176,0 metros. Uma vez que o valor de 40,0 metros, já estabelecido para as curvas de transição, excede o mínimo e encontra-se dentro do limite máximo requerido, ele é considerado adequado e será mantido no projeto.

Além disso, pensando em suavizar ainda mais o traçado, existe um trecho anterior à curva, chamado de comprimento de transição da tangente, no qual a pista é rotacionada para se tornar horizontal, preparando-a para a aplicação da superelevação. O comprimento de transição tangente pode ser obtido através da Equação 8.

$$\begin{aligned} T &= \frac{2 \times L}{e} \\ T &= \frac{2 \times 40}{5,2} = 15,4 \approx 16\ m \end{aligned} \tag{8}$$

Onde:

- T é o comprimento de transição da tangente/abaulamento, em m;
- L é o comprimento de transição da superelevação, em m;
- e é a superelevação mantida no trecho circular, em m/m.

Considerando o comprimento de transição da superelevação igual a 40,0 metros a superelevação mantida igual a 5,2%, obtém-se para o comprimento de transição da tangente o valor de 15,4 metros. Para fins de projeto, o comprimento de transição da tangente utilizado foi de 16,0 metros.

4.6.2 Superlargura

Embora a largura da pista de uma rodovia seja inicialmente determinada pelas dimensões dos veículos, suas velocidades e as distâncias de segurança em trechos retos, essa dimensão se mostra insuficiente em curvas, exigindo um alargamento. Essa necessidade ocorre devido a rigidez dos veículos, que faz com que

não acompanhem perfeitamente a curvatura da via, demandando mais espaço transversal para manter as folgas de segurança existentes na tangente, e devido ao fato de que os condutores enfrentam maior dificuldade para avaliar distâncias laterais em curvas, o que também requer um aumento nessas folgas (DNER, 1999). Para assegurar as mesmas condições de conforto e segurança dos trechos retilíneos, aplica-se, portanto, um acréscimo à largura da pista em curva, denominado superlargura.

Apesar de sua importância, o Manual de Projeto de Rodovias Rurais (DNER, 1999) recomenda a aplicação de superlargura predominantemente em curvas com raios relativamente pequenos, característicos de rodovias de classes II e III. O referido manual também considera que a existência de acostamentos pavimentados pode, em determinadas situações, suprir a necessidade de superlargura dedicada. Dessa forma, tendo em vista que as rodovias objeto deste estudo são classificadas como classe I, apresentam raios de curvatura superiores aos mínimos estabelecidos e possuem acostamentos internos e externos com larguras significativas, optou-se pela dispensa da superlargura. esta decisão não compromete as condições de usabilidade e segurança das vias.

4.7 Alinhamentos verticais

No desenvolvimento do projeto geométrico de uma rodovia, os alinhamentos verticais constituem uma etapa fundamental para a definição do perfil longitudinal do eixo da via. Esses alinhamentos determinam as variações altimétricas ao longo do traçado, sendo compostos por rampas e curvas verticais côncavas ou convexas que promovem transições suaves entre diferentes cotas do terreno natural, garantindo conforto, segurança e desempenho adequado às condições operacionais da rodovia.

4.7.1 Gabarito vertical

O gabarito vertical é definido como a altura livre mínima, medida perpendicularmente ao pavimento, que deve ser mantida sem qualquer tipo de obstáculo a toda a largura da plataforma da rodovia, incluindo os acostamentos (DNER, 1999). O estabelecimento de um gabarito adequado é essencial para garantir que caminhões e outros veículos com altura dentro do limite legal possam passar sob essas estruturas sem qualquer restrição, ou seja, sem a necessidade de reduzir a velocidade ou procurar um desvio (DNER, 1999).

O Manual de Projeto de Rodovias Rurais (DNER, 1999) recomenda um gabarito vertical de 5,5 metros para as rodovias que pertencem às Classe 0 e I.

4.7.2 Rampa máxima

A rampa máxima é a maior inclinação longitudinal admitida para o traçado de uma rodovia, estabelecida como um limite para garantir condições aceitáveis de segurança e desempenho operacional (DNER, 1999). Os valores máximos recomendados são definidos com base na classe de projeto e no relevo da região, conforme Tabela 19.

Tabela 19: Rampas máximas.

Classe do projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3%	4%	5%
Classe I	3%	4,5%	6%
Classe II	3%	5%	7%
Classe III	4%	6%	8%
Classe IV-A	4%	6%	8%
Classe IV-B	6%	8%	10%

Fonte: DNER (1999)

Considerando a classificação da rodovia como Classe I e a velocidade diretriz de 80 km/h, indicada para relevos ondulados, definiu-se como rampa máxima admissível o valor de 4,5%, conforme as recomendações do DNIT (1999). De modo geral, as rampas obtidas no projeto apresentaram valores inferiores ao limite máximo estabelecido, com exceção das rampas de acesso aos viadutos, nas quais foi necessária a adoção da inclinação máxima de 4,5%.

4.7.3 Concordâncias verticais

As concordâncias verticais correspondem às curvas utilizadas para conectar suavemente trechos de rampa com inclinações distintas, denominados tangentes verticais dos greides (DNER, 1999). Essa transição é normalmente realizada por meio de curvas parabólicas de 2º grau, que proporcionam conforto ao usuário e segurança na operação da via. A suavidade da transição é controlada pelo parâmetro de curvatura "K", o qual representa o comprimento horizontal da curva, em metros, necessário para cada variação de 1% na inclinação longitudinal da pista (DNER, 1999).

O Manual de Projeto de Rodovias Rurais (DNER, 1999) recomenda que, para uma rodovia de velocidade diretriz de 80 km/h, o valor mínimo de K seria 29 para curvas convexas e 24 para curvas côncavas. Os valores desejáveis de K são superiores sendo 48 para curvas convexas e 32 para curvas côncavas. Estes dados podem ser visualizados na Tabela 20.

Apesar das recomendações estabelecidas pelo Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER, 1999), o projeto em questão apresentou limitações decorrentes da presença de áreas urbanizadas consolidadas no entorno, o que restringiu a liberdade de adequação do traçado vertical. Diante dessas condições, foi necessário adotar curvas verticais com valores de parâmetro K ligeiramente inferiores aos mínimos recomendados, especialmente nas concordâncias das rampas de acesso aos viadutos.

Ressalta-se, entretanto, que embora a velocidade de projeto adotada seja de 80 km/h, a velocidade operacional prevista para a via é de 60 km/h, valor inferior ao da diretriz. Assim, considera-se que a redução pontual do parâmetro K não compromete a segurança, o conforto ou a operação da rodovia, mantendo-se dentro de condições adequadas para os veículos que trafegam com maior frequência no trecho.

Tabela 20: Valores de K.

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Curva verticais convexas										
K mínimo	2	5	9	14	20	29	41	58	79	102
K desejável	2	5	10	18	29	48	74	107	164	233
Curvas verticais côncavas										
K mínimo	4	7	11	15	19	24	29	36	43	50
K desejável	4	7	12	17	24	32	42	52	66	80

Fonte: DNER (1999)

Os greides foram elaborados conforme as recomendações do Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER, 1999), observando-se as diretrizes técnicas para rampas máximas, mínimas e concordâncias verticais. Buscou-se, sempre que possível, acompanhar as cotas do terreno natural, de modo a minimizar os volumes de corte e aterro, garantindo maior economia na execução e menor impacto ambiental.

Os perfis longitudinais e demais informações altimétricas podem ser consultados nas representações gráficas do projeto geométrico, onde estão representadas as cotas do terreno natural e do greide projetado, bem como os pontos notáveis e os parâmetros das curvas verticais adotadas, no Apêndice B.

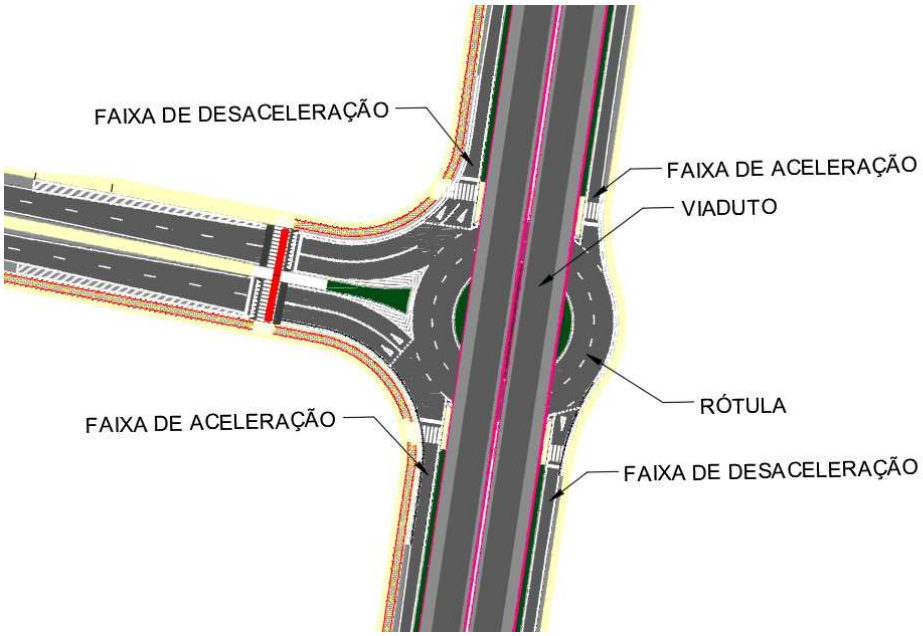
4.8 Dimensionamento da interseção

Conforme abordado no subcapítulo 4.4 - Definição do tipo de interseção, a solução de interseção recomendada pelo DNIT com base no estudo de tráfego foi uma interseção em desnível. Buscando uma solução mais segura e que permitisse o maior número de movimentos, optou-se pela adoção de um viaduto combinado com uma rótula.

Como forma de permitir a entrada e a saída do tráfego da rodovia SC-405, foram utilizadas faixas de mudança de velocidade (ramos de aceleração e desaceleração). Esse tipo de interconexão permite que os veículos possam entrar e sair da rodovia principal sem causar a interrupção do tráfego, evitando congestionamentos, aumentando a segurança e tornando o fluxo mais contínuo (DNIT, 2005).

A combinação de todos os elementos mencionados pode ser visualizada na Figura 34, a qual apresenta a configuração final da interseção.

Figura 34: Interconexão adotada.



Fonte: Autores (2025)

4.8.1 Faixas de mudança de velocidade

Para que os motoristas possam sair de uma rodovia, eles necessitam diminuir a velocidade. Da mesma forma, para que possam entrar, eles precisam aumentar a velocidade até que atinjam a velocidade de regulamentação da via. Em rodovias onde o volume de tráfego é elevado, é necessário que essas manobras sejam realizadas fora das faixas principais para não causar perturbações ou riscos.

Para isso, existem as faixas de mudança de velocidade. Elas consistem em faixas auxiliares que têm o objetivo de proporcionar um espaço adequado para que os condutores possam realizar as manobras de aceleração ou desaceleração sem provocar conflitos ou interferências com o fluxo do tráfego direto (DNIT, 2005). São especialmente recomendadas e utilizadas em vias de alta velocidade, com elevados volumes de veículos e, principalmente, em interseções (DNIT, 2005).

No projeto em questão, as faixas de aceleração e desaceleração são utilizadas como forma de interconexão, sendo neste caso denominadas ramos. O termo ramo designa as pistas que conectam as vias que se interceptam, incluindo também seus terminais (DNIT, 2005). Geralmente, para os ramos, são adotados padrões técnicos de projeto inferiores aos das rodovias que eles interconectam (DNIT, 2005).

Dessa forma, o ramo de aceleração permite que os veículos utilizem a intersecção em nível (rotatória) e acessem a rodovia principal (SC-405) sem causar a interrupção no tráfego. O ramo de desaceleração possibilita que os veículos que trafegam pela rodovia principal (SC-405) acessem a interseção (rotatória) e realizem a manobra desejada.

4.8.1.1 Ramos de aceleração

A função de um ramo de aceleração é prover uma extensão adequada para o ganho de velocidade, de modo a permitir uma inserção segura do veículo na via principal. A solução adotada neste projeto foi a implementação de um ramo do tipo taper (Figura 35), que se caracteriza por uma faixa de largura variável, projetada para guiar o deslocamento lateral do veículo até sua completa integração à faixa de tráfego.

Figura 35: Faixa de aceleração tipo taper.



Fonte: (DNIT, 2005)

Para o dimensionamento do ramo, o Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), conforme a Tabela 21, recomenda a adoção de um taper mínimo de 70 metros. Também recomenda o comprimento de 100 metros para a faixa de aceleração, incluindo o taper. Os parâmetros de entrada para a consulta da tabela foram a velocidade diretriz da via principal (80 km/h) e a velocidade de segurança na curva de entrada do ramo (60 km/h).

Tabela 21: Comprimento da faixa de aceleração.

Velocidade diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da faixa de aceleração, inclusive taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de entrada (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	90	70	60	45	-	-	-	-
60	55	130	110	100	70	55	-	-	-
70	60	180	150	140	120	90	60	-	-
80	70	230	210	200	180	140	100	70	-
90	80	280	250	240	220	190	140	100	80
100	85	340	310	290	280	240	200	170	110
110	90	390	360	350	320	290	250	200	160
120	100	430	400	390	360	330	290	240	200

Obs: O comprimento mínimo da faixa de aceleração será sempre o taper

Fonte: (DNIT, 2005)

Além das diretrizes do DNIT, há outras normativas pertinentes ao dimensionamento de faixas de aceleração tipo taper. Dessa forma, buscando complementar as informações já obtidas foram analisadas também as recomendações da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2004),

complementadas através de um documento disponibilizado pela Agência de Transportes do Estado de São Paulo (ARTESP).

Conforme a Tabela 22, para uma velocidade diretriz de 80 km/h e velocidade na curva de entrada de 60 km/h, a AASHTO estabelece um taper mínimo de 90 metros e um comprimento mínimo da faixa de aceleração de 65 metros, resultando em um comprimento total mínimo de 155 metros. O valor total é superior ao recomendado pelo DNIT para as mesmas condições. Dessa forma, visando maior segurança optou-se por utilizar as recomendações da AASHTO para o dimensionamento do ramo.

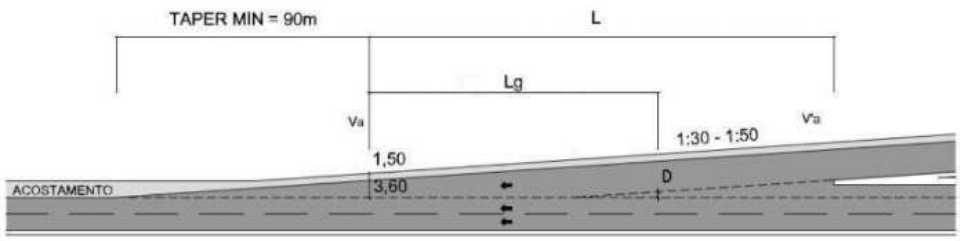
Tabela 22: Comprimento da faixa de aceleração.

Rodovia	Comprimento da faixa de aceleração L (m), por velocidade na rodovia de acesso (km/h)								
Velocidade diretriz, V (km/h)	Velocidade alcançada, V_A (km/h)	0	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidade na curva de entrada, V'$_A$(km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
60	45	95	80	65	45	-	-	-	-
70	53	150	130	110	90	65	-	-	-
80	60	200	180	165	145	115	65	-	-
90	67	260	245	225	205	175	125	35	-
100	74	345	325	305	285	255	205	110	40
110	81	430	410	390	370	340	290	200	125
120	88	545	530	515	490	460	410	325	145

Fonte: AASHTO (2004) e ARTESP (2013)

Adicionalmente, seguindo uma recomendação da ARTESP (2013) para o taper, foi adotado um ângulo de divergência de 2°, valor que se encontra dentro do intervalo sugerido de 2° a 5°. A Figura 36 ilustra a configuração da faixa de desaceleração do tipo taper e seus componentes.

Figura 36: Faixa de aceleração tipo taper.



Fonte: ARTESP (2013)

Ressalta-se que para os ramos de desaceleração também foi adotada uma única faixa de 3,6 metros de largura com acostamento de 1,2 metros.

4.8.1.2 Ramos de desaceleração

A principal função dos ramos de desaceleração é permitir que os veículos que deixam uma via principal reduzam sua velocidade de forma segura. Seu comprimento deve ser suficiente para que o condutor atinja uma velocidade compatível com a geometria do ramo de conexão, sem causar interferências ou obrigar a uma redução de velocidade do tráfego direto (DNIT, 2005). Semelhante à faixa de aceleração, a solução adotada neste projeto foi a implementação de um ramo do tipo taper (Figura 37).

Figura 37: Faixa de desaceleração tipo taper.



Fonte: (DNIT, 2005)

Para o dimensionamento do ramo, o Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), conforme Tabela 23, recomenda a adoção de um taper mínimo de 70 metros. Também recomenda o comprimento de 80 metros para a faixa de desaceleração, incluindo o taper. Os parâmetros de entrada para a consulta da tabela foram a velocidade diretriz da via principal (80 km/h) e a velocidade de segurança na curva de entrada do ramo (60 km/h).

Tabela 23: Comprimento da faixa de desaceleração.

Velocidade diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da faixa de desaceleração, inclusive taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de saída (km/)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	60	110	105	95	85	70	60	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	70	-
90	80	145	140	135	120	110	100	90	80
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	90	180	180	170	160	150	140	120	105
120	100	200	195	185	175	170	155	140	120

Obs: O comprimento mínimo da faixa de desaceleração será sempre o taper

Fonte: (DNIT, 2005)

Seguindo a mesma metodologia aplicada à faixa de aceleração, foi realizada uma análise comparativa entre as diretrizes do DNIT e as recomendações da AASHTO para o dimensionamento da faixa de desaceleração.

Conforme a Tabela 24, é estabelecido um comprimento de 80 metros para a faixa de desaceleração, contados a partir da seção onde ela atinge sua largura total, não havendo a recomendação de um comprimento mínimo para o taper.

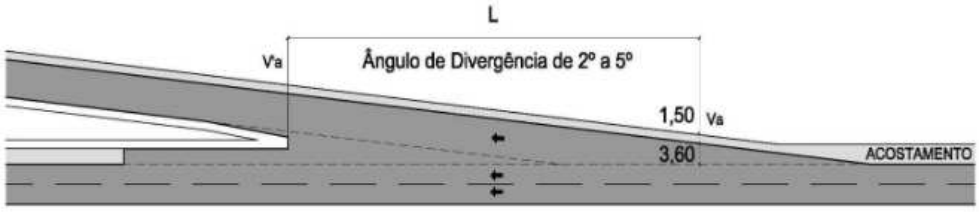
Tabela 24: Comprimento da faixa de desaceleração.

Rodovia	Comprimento da faixa de desaceleração L (m), por velocidade na rodovia de acesso (km/h)								
Velocidade diretriz, V (km/h)	Velocidade alcançada, Va (km/h)	0	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidade na curva de saída, V'a (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105
120	98	200	195	185	175	170	155	140	120

Fonte: AASHTO (2004) e ARTESP (2013)

Adicionalmente, seguindo uma recomendação da ARTESP (2013) para o taper, foi adotado um ângulo de divergência de 2°, valor que se encontra dentro do intervalo sugerido de 2° a 5°. A Figura 38 ilustra a configuração da faixa de desaceleração do tipo taper e seus componentes.

Figura 38: Faixa de desaceleração tipo taper.



Fonte: ARTESP (2013)

Ressalta-se que para os ramos de desaceleração também foi adotada uma única faixa de 3,6 metros de largura com acostamento de 1,2 metros.

4.8.2 Rótula

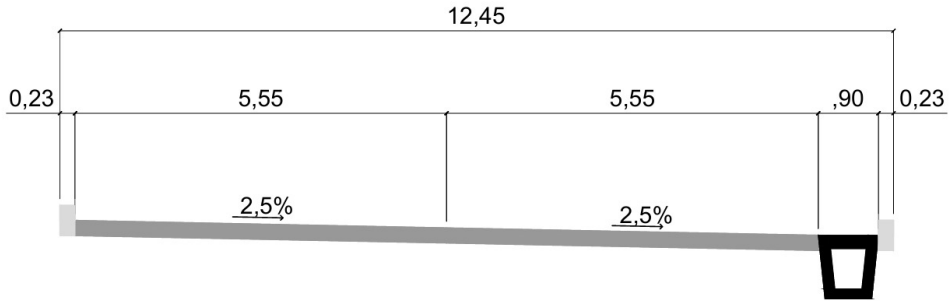
Rótulas são um tipo de interseção com circulação em sentido único ao redor de uma ilha central. O Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005) define dois tipos distintos: a rótula convencional e a rótula moderna, cuja principal diferença reside na regra de preferência de passagem.

A rótula convencional estabelece que os veículos que se aproximam pela direita têm a preferência, ou seja, os acessos à rótula possuem prioridade sobre o tráfego que já está na pista rotatória (DNIT, 2005). Este tipo de solução não prioriza o fluxo circulatório e, por isso, seu uso é recomendado apenas em casos especiais.

A rótula moderna dá a preferência de passagem para o tráfego que já está circulando na rotatória (DNIT, 2005). Dessa forma, para entrar no fluxo, os veículos devem aguardar um intervalo adequado na corrente de tráfego, causando o mínimo de interferência (DNIT, 2005). Uma vantagem importante deste modelo é que, mesmo com múltiplas faixas, as rótulas modernas não são significativamente afetadas por movimentos de entrecruzamento, o que simplifica o projeto e a análise de sua capacidade.

A rotatória projetada apresenta formato circular, com diâmetro externo de 55 metros e diâmetro interno de 31 metros, correspondente ao canteiro central. A pista de circulação é composta por duas faixas de rolamento, com 5,5 metros de largura cada, permitindo adequada fluidez e segurança nas manobras de conversão. A Figura 39 apresenta a seção transversal tipo proposta para a rotatória, contendo as dimensões e a configuração geral dos elementos que a compõem.

Figura 39: Seção transversal da rótula.



Fonte: Autores (2025)

Para a inclinação transversal da pista (abaulamento), seguiu-se a recomendação do (DNIT, 2005) de projetá-la para fora da rotatória. Esta solução é vantajosa por três motivos principais: gera rampas positivas nas entradas e saídas, melhora a visibilidade geral para os condutores e induz a uma redução da velocidade de circulação. A inclinação adotada para o projeto foi de 2,5% em direção ao bordo externo. Este valor atende tanto aos requisitos de drenagem superficial da pista quanto à superelevação necessária.

A velocidade é outro fator fundamental no projeto de rotatórias. A rotatória em questão foi projetada para uma velocidade de projeto de 40 km/h. Como a velocidade de regulamentação das vias que a acessam é de 60 km/h, as faixas de mudança de velocidade (ramos de acesso) foram implantadas para permitir que os veículos realizem a desaceleração necessária de forma segura, antes de entrarem na circulação da interseção.

A respeito das entradas e saídas, a rótula possui três entradas e três saídas. O (DNIT, 2005) recomenda o alargamento das faixas de entradas e saídas para garantir um movimento mais fluido dos veículos. Dessa forma, para o projeto, optou-se por alargar todas as faixas e o alargamento adotado foi igual ao tamanho do acostamento correspondente de cada via. A entrada e a saída da rótula no sentido Rio Tavares possuem

faixas de 3,80 metros. A entrada e a saída da rótula sentido Morro das Pedras também possuem faixas e 3,80 metros. A entrada e a saída sentido Carianos possuem duas faixas, com 4,9 metros cada.

A configuração final da rotatória, contemplando todos os elementos descritos, é apresentada na Figura 40.

Figura 40: Rótula.



Fonte: Autores (2025)

4.8.3 Viadutos

Os viadutos são estruturas elevadas concebidas para permitir que uma rodovia transponha obstáculos em terra, como outras vias ou áreas urbanizadas, garantindo a separação dos fluxos de tráfego em diferentes níveis. Essa solução proporciona maior segurança, continuidade e eficiência operacional, eliminando conflitos diretos entre os movimentos veiculares.

A solução adotada no projeto consiste em dois viadutos centrais, interligados por rampas de acesso em aterro, configurando o desnível necessário entre as rodovias SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro. Cada viaduto possui 71 metros de extensão, com infraestrutura e mesoestrutura em concreto armado e superestrutura em concreto protendido, atendendo às exigências de desempenho estrutural e durabilidade.

Os aterros de acesso serão executados em terra armada, cujo dimensionamento detalhado será desenvolvido por empresa especializada em etapa posterior. O projeto estrutural completo das obras de arte especiais pode ser consultado no Capítulo 5.5.3.

Capítulo 5

Obra de arte especial

5 Obra de arte especial

5.1 Panorama geral

Este capítulo apresenta a elaboração do anteprojeto estrutural dos viadutos que serão necessários para a materialização do projeto geométrico proposto, localizados na Rodovia SC-405, em Florianópolis. A estrutura de cada viaduto proposta é constituída por uma superestrutura composta por vigas longitudinais de seção tipo I em concreto protendido, associadas a lajes maciças de concreto armado, mesoestrutura formada por pilares em concreto armado e infraestrutura composta por blocos de coroamento em concreto armado apoiados sobre fundações profundas, com estacas em concreto armado.

O anteprojeto abrange as etapas de concepção da estrutura por meio do detalhamento geométrico e as definições das ações solicitantes na estrutura. Todas as etapas foram conduzidas com base nas normas técnicas brasileiras vigentes, bem como em referências extraídas de projetos anteriores com características estruturais semelhantes.

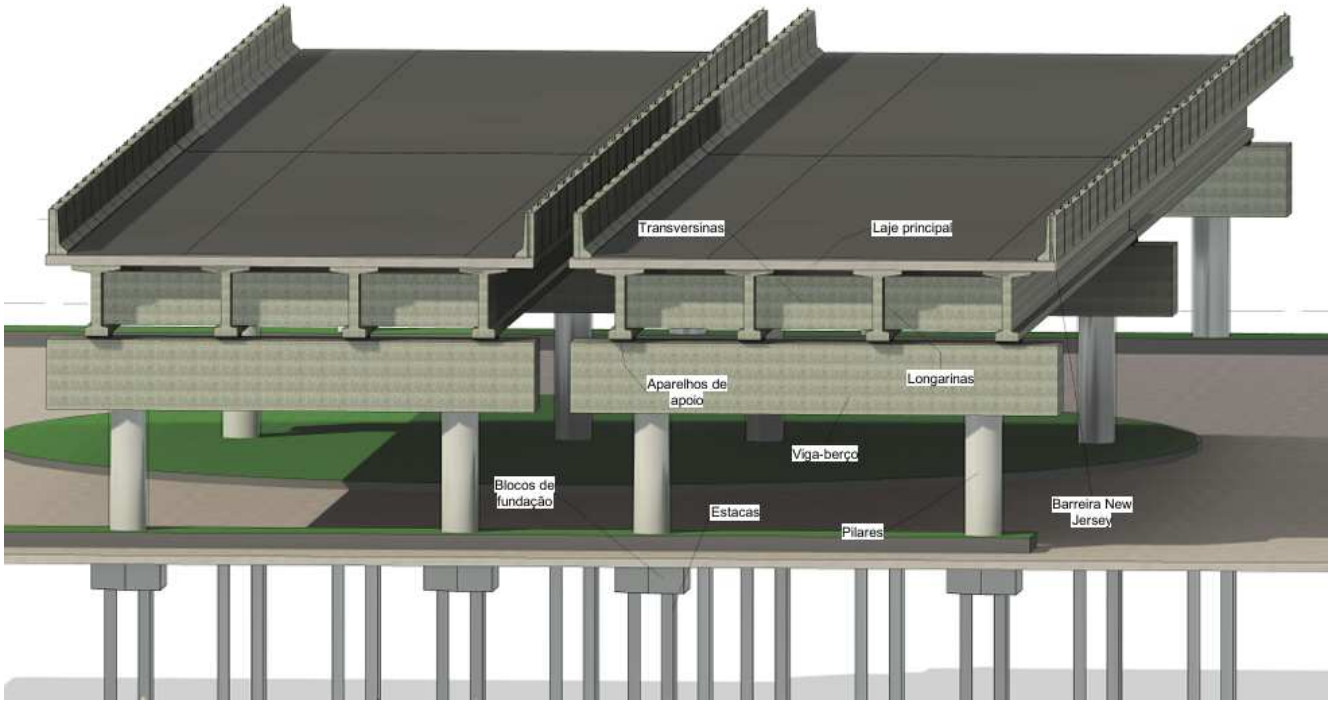
A modelagem estrutural foi elaborada no *software* Revit (Autodesk Revit, 2026), que permite a exportação do modelo em formato Industry Foundation Classes (IFC) para posterior importação em software de análise estrutural, visando a determinação de esforços internos, deslocamentos e distribuição das ações aplicadas.

5.2 Caracterização do sistema estrutural

Nesta seção, apresentam-se os principais elementos constituintes da estrutura dos viadutos. São abordados desde os elementos da superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

A Figura 41 ilustra a disposição geral dos elementos estruturais, servindo como referência visual para os tópicos abordados a seguir.

Figura 41: Elementos do sistema estrutural.



Fonte: Autores (2025)

5.2.1 Superestrutura

Os elementos estruturais que compõem a superestrutura são os seguintes:

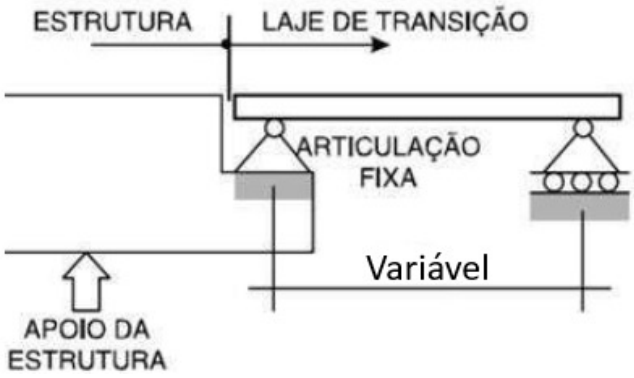
Laje de transição

A laje de transição é um componente estrutural essencial para garantir a continuidade entre o pavimento da rodovia e o tabuleiro do viaduto. Sua função está diretamente associada à mitigação dos efeitos do recalque diferencial entre o aterro de acesso e o encontro, uma vez que este apresenta rigidez significativamente superior ao solo compactado adjacente. A literatura técnica enfatiza que, na ausência dessa solução, podem surgir desníveis, fissuras e esforços concentrados no bordo da estrutura, afetando o desempenho funcional e reduzindo a vida útil dos viadutos (DNER, 1996; DER-PR, 2023). Assim, a presença da laje de transição contribui para um perfil de rolamento uniforme, promovendo maior segurança e conforto aos usuários.

No conjunto da obra, a laje de transição está posicionada na interface entre o tabuleiro e o aterro, iniciando-se junto ao bordo da estrutura e estendendo-se sobre o material compactado. Os manuais técnicos descrevem esse elemento como uma placa estrutural que proporciona uma transição progressiva de rigidez, de modo a abranger a zona crítica de deformações diferenciais (DNIT, 2023). Seus parâmetros geométricos são definidos conforme o comportamento previsto do aterro, as condições do tráfego e os critérios estruturais

estabelecidos no projeto. A Figura 42 apresenta o detalhe construtivo da laje de transição adotada, conforme recomendação das normas vigentes.

Figura 42: Detalhe construtivo da laje de transição adotada.



Fonte: Autores (2025)

A preparação do apoio sobre o aterro requer procedimentos específicos, incluindo camada de regularização, sistemas de reforço ou separação quando necessários, a fim de garantir suporte uniforme e minimizar recalques localizados. Na interface com o tabuleiro, deve ser prevista junta capaz de acomodar movimentos térmicos e estruturais, associada a dispositivos de impermeabilização e drenagem, medida amplamente recomendada para evitar infiltrações e patologias prematuras na região da cabeceira (DER-PR, 2023; DNIT, 2023).

Inserida no sistema global dos viadutos, a laje de transição desempenha papel fundamental para o desempenho estrutural e operacional da obra. Sua correta execução e manutenção reduzem impactos dinâmicos, evitam deformações no pavimento e asseguram melhor interação entre a superestrutura e o aterro de acesso, resultando em maior vida útil e menor necessidade de intervenções corretivas. Diretrizes técnicas de inspeção de pontes reforçam que esse elemento é determinante para o bom desempenho das cabeceiras e para a conservação do pavimento adjacente ao encontro (RIGHI, 2014).

Lajes

As lajes compõem o suporte principal do tabuleiro, desempenhando papel essencial na distribuição de cargas, na rigidez global da estrutura, na proteção dos elementos inferiores e na resistência a ações dinâmicas. Serão em concreto armado do tipo pré-moldada e moldada in loco, com geometria uniforme ao longo de toda a extensão. As dimensões e o pré-dimensionamento da espessura estão descritos na seção 5.3.2 - Pré-dimensionamento da estrutura.

Longarinas

As vigas longitudinais constituem o sistema estrutural primário da superestrutura, sendo responsáveis por receber todas as cargas atuantes e transferi-las à mesoestrutura. Serão dimensionadas como vigas protendidas,

isostáticas, biapoiadas, pré-moldadas, com seção transversal tipo "I" e mesa colaborante integrada à laje. Estão previstas 4 vigas na seção transversal, intertravadas por transversinas. As dimensões e o pré-dimensionamento da seção transversal estão descritos na seção 5.3.2 - Pré-dimensionamento da estrutura.

Transversinas

As transversinas são elementos estruturais dispostos transversalmente às vigas longitudinais, desempenhando funções essenciais na redistribuição das cargas aplicadas, no aumento da rigidez e na estabilidade global da superestrutura. Além de possibilitar o funcionamento do sistema estrutural como uma grelha, as transversinas contribuem para a resistência e dissipação de esforços laterais, incluindo ações de vento, frenagem e efeitos dinâmicos. Estão previstas 3 transversinas distribuídas ao longo dos vãos de 35,5 m de cada viaduto, dimensionadas como vigas em concreto armado, executadas in loco após a instalação das vigas longitudinais, garantindo a continuidade estrutural e a adequada transferência de esforços. As dimensões e o pré-dimensionamento encontram-se detalhados na seção 5.3.2 - Pré-dimensionamento da estrutura.

5.2.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura, referente a cada viaduto em particular, é constituída por três linhas de pórticos de apoio e pelos seguintes elementos estruturais:

Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio são posicionados entre a superestrutura e a infraestrutura. Possuem a função de transferir as cargas do tabuleiro para os apoios inferiores, permitindo ao mesmo tempo os deslocamentos e rotações gerados por variações térmicas, retração e fluência do concreto, recalques diferenciais, vento, tráfego e sismos, evitando tensões excessivas na estrutura. Neste projeto, foram adotadas placas de neoprene fretado, classificadas como apoios móveis, compostas por camadas de borracha prensadas entre chapas de aço, cuja deformação controlada garante alta capacidade de carga, segurança e durabilidade ao sistema estrutural. As Figuras 43 e 44 ilustram tais aparelhos.

Vigas-berço

Para cada viaduto, serão instaladas três vigas em concreto armado, apoiadas sobre pilares, que atuarão como suporte para as vigas longitudinais da superestrutura, posicionadas entre os vãos. O pré-dimensionamento da seção transversal encontra-se detalhado na Seção 5.3.

Pilares

Cada viaduto é composto por vigas berço apoiadas em pilares rigidamente engastados sobre os blocos de coroamento da infraestrutura. Esses pilares, em concreto armado, totalizam doze unidades no conjunto



Figura 43: Aparelhos de apoio em campo.

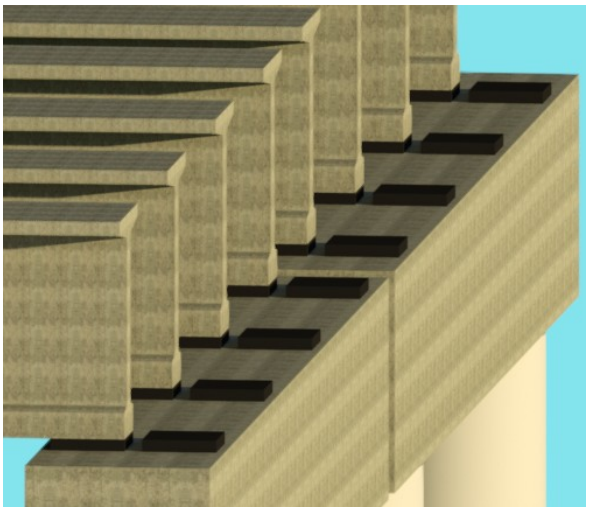


Figura 44: Aparelhos de apoio no Autodesk Revit.

das obras, sendo dois pilares para cada viga berço por viaduto. As dimensões e o pré-dimensionamento do diâmetro dos pilares estão detalhados na Seção 5.3.2 - Pré-dimensionamento da estrutura.

5.2.3 Infraestrutura

A infraestrutura proposta é composta por blocos de fundação e estacas, que ficarão abaixo do viaduto.

Bloco de fundação

Os blocos de fundação são elementos estruturais em concreto armado que permitem a transmissão das cargas às estacas, evitando concentrações de pressão em um único ponto. O pré-dimensionamento desses elementos encontra-se foram detalhadas no presente .

Os critérios de projeto adotados para os blocos de fundação são os seguintes:

- Concreto classe C40;
- Classe de Agressividade II, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023);
- Cobrimento nominal $\geq$ 45 mm, Tabela 7.2 (página 20) NBR 6118;
- Relação a/c $\leq$ 0,45;
- Aço: CA-50.

Estacas

As estacas de fundação são elementos estruturais longos e esbeltos, cravados ou perfurados no solo, com o objetivo de transmitir as cargas da superestrutura e mesoestrutura para camadas mais profundas e resistentes, quando o solo superficial não oferece suporte suficiente. As estacas terão seu comprimento definido com base nas características geotécnicas e na estratigrafia do solo no local de implantação, com o uso de SPT's.

O concreto inicialmente proposto é da classe C40, com uma relação água/cimento (a/c) máxima de 0,55 e utilização de aço CA-50. No entanto, é fundamental reavaliar a classe de agressividade ambiental e a classe do concreto para as estacas, pois estas podem variar dependendo do tipo de estaca a ser empregado.

A Tabela 25 que resume as características dos materiais:

Tabela 25: Parâmetros adotados para os elementos estruturais.

Elemento estrutural	fck	Cobrimento	CAA	Relação a/c	Aço	Aço CP
Lajes	C40	35 mm	III	0,55	CA-50	-
Longarinas	C40	40 mm	III	0,50	CA-50	CP-190 RB
Transversinas	C40	40 mm	III	0,55	CA-50	-
Viga-berço	C40	40 mm	III	0,55	CA-50	-
Pilares	C40	40 mm	III	0,55	CA-50	-
Bloco de fundação	C40	40 mm	III	0,55	CA-50	-
Estacas	C40	40 mm	III	0,55	CA-50	-

Fonte: Autores (2025)

5.3 Detalhamento da seção transversal e longitudinal do viaduto

Nesta seção são apresentados os critérios adotados para a definição das dimensões dos elementos que compõem a estrutura e o trecho da rodovia sobre os viadutos, com detalhamento das seções transversal e longitudinal.

5.3.1 Pré-dimensionamento da estrutura

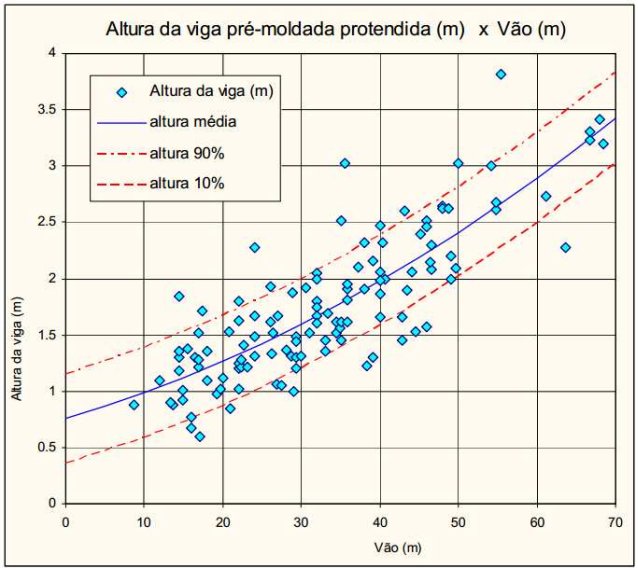
O pré-dimensionamento dos elementos que irão compor a estrutura dos viadutos foi realizado a partir de estudos de projetos antigos executados pelo DNIT, normas técnicas e outras referências de literatura.

Thomaz (2002) avaliou uma série de aplicações para vãos e dimensões básicas de vigas pré-moldadas protendidas para pontes rodoviárias. Com tal análise, estabeleceu uma curva de correlação, em que se pode estimar a altura média da viga protendida de acordo com o seu vão. A curva é apresentada na Figura 45.

Considerando que os viadutos possuem seção longitudinal de 71 m, isto é, sem apoios centrais, estima-se, ao analisar a curva de correlação, que a altura da viga protendida seria, aproximadamente, 3,48 m. Por limitações no traçado do projeto geométrico, em que considerou-se elevação máxima de 2,0 m além do gabarito vertical, a hipótese de tal vão foi descartada, já que, caso necessário alterar o valor, o vão também seria alterado devido a outras limitações, como inclinação máxima, tornando o processo repetitivo e com alta demanda de tempo. Desta forma, arbitrou-se a implantação de um apoio central, reduzindo o vão pela metade, totalizando 35,5 m. Com isso, ao analisar a curva, a altura média seria inferior ao intervalo considerado no projeto geométrico.

A adição de um par de pilares central na rotatória e não de um em cada extremidade dela (alternativa com menor vão), foi considerado melhor por critérios de visibilidade para os motoristas circundantes pela rotatória,

Figura 45: Curva de correlação entre vão (m) e altura da viga (m)



Fonte: Thomaz, 2002.

uma vez que a amplitude da visão é superior. Além disso, a construção de mais pilares refletiria em custos superiores, com maior utilização de concreto e mão de obra. Assim, foi adotado um vão de 35,5 m.

Superestrutura

Os elementos estruturais que compõem a superestrutura do viaduto foram abordados na seção 5.2.1 - Superestrutura, sendo eles vigas longarinas, transversinas e as lajes.

A altura média da viga protendida pode ser estimada utilizando a curva de correlação de Thomaz (2002). Para o vão dos viadutos do presente projeto, a altura média da viga protendida estimada foi de 1,80 m. A Figura 46 apresenta o resultado estimado com o vão de 35,5 m.

A largura "f" da mesa da viga deve evitar flambagem lateral, um fenômeno de instabilidade. Para tanto, estima-se, com base em Thomaz (2002), como a Equação 9.

$$f \geq \begin{cases} (L/100) \times h \\ L/30 \end{cases} \tag{9}$$

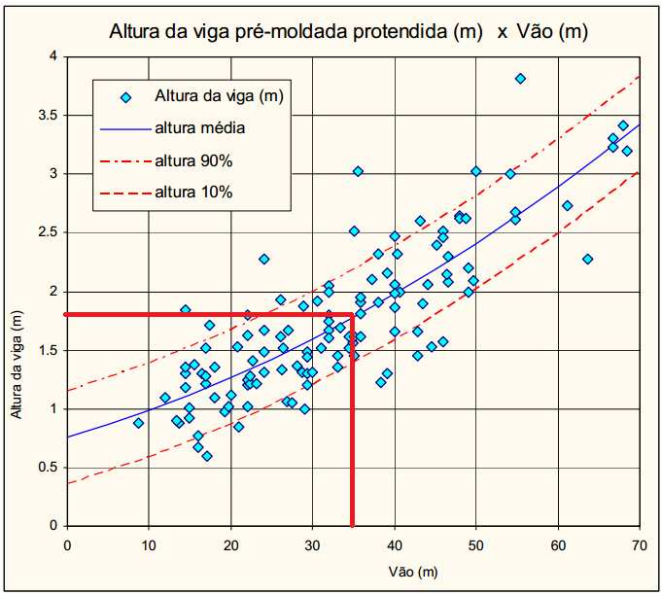
Onde:

L é o vão entre apoios consecutivos, em metros;

h é a altura média da viga pré-moldada protendida, em metros.

Assim, a largura da mesa deve ser mínima de 1,20 m. Para este projeto, adotou-se seção da longarina com a mesa de 1,25 m, valor superior ao mínimo, estando assim, a flambagem lateral evitada.

Figura 46: Curva de correlação para cerca de 35,5 metros.



Fonte: Thomaz, 2002.

Ainda segundo Thomaz (2002), é possível encontrar a distância "a"entre-eixos das vigas longarinas, a partir da Equação 10.

$$a = 0,028 \times L + 2,0 \tag{10}$$

Onde:

- L é o vão entre apoios consecutivos, em metros.

Conforme a seção transversal do viaduto, a distância entre-eixos das vigas longarinas é de aproximadamente 3,0 m.

Além disso, determina-se o balanço do tabuleiro (b) aplicando a Equação 11 de Thomaz (2002).

$$b \leq 0,4 \times a \tag{11}$$

Onde:

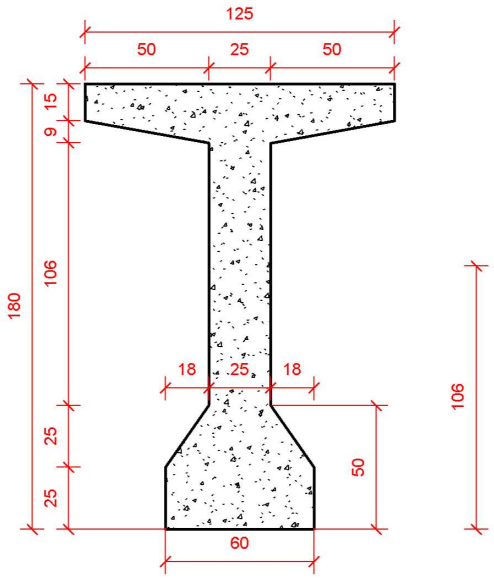
- a é a distância entre-eixos das vigas, em metros.

Assim, o balanço do tabuleiro é de, aproximadamente, 1,20 m.

Ajustando pela seção transversal de 12,40 m, o espaçamento entre-eixos das vigas longarinas foi arbitrado em 3,30 m, enquanto o balanço foi de 1,25 m.

As dimensões da viga longarina são apresentadas na Figura 47.

Figura 47: Seção transversal das vigas longarinas.



Fonte: Autores, 2025.

Em relação às lajes, Thomaz (2002) define, a partir de suas observações, a espessura nos apoios intermediários sobre as vigas, incluindo parte da espessura das mesas das vigas, a espessura da laje no meio do vão, e a espessura da laje no apoio extremo sobre a viga, incluindo parte da espessura das mesas das vigas. Elas são definidas segundo as Equações 12 e 13.

$$e_{apoio} \geq 0,10 \times a \tag{12}$$

$$e_{vão} = 0,6 \times e_{apoio} \geq 0,10 \times a \tag{13}$$

Então:

$$e_{vão} = 0,6 \times e_{apoio} \geq 0,17m$$

$$e_{apoioextremo} \geq 0,15 \times e_b \geq 0,35m$$

Onde:

- e_{apoio} é a espessura da laje nos apoios intermediários sobre as vigas;
- $e_{vão}$ é a espessura da laje no meio do vão;
- $e_{apoioextremo}$ é a espessura da laje no apoio extremo sobre a viga;
- a é a distância entre-eixos das vigas, em metros;

- b é o balanço do tabuleiro.

A partir das equações, a espessura da laje nos apoios intermediários sobre as vigas possui valor mínimo de 0,33 m, então foi adotado 0,35 m, por facilidade executiva. Além disso, a espessura da laje no meio do vão resultou em um valor aproximado de 0,21 m. Assim, foi adotado 0,25 m e para a espessura da laje no apoio extremo sobre a viga com o valor mínimo requerido de 0,35 m.

Com isso, a espessura da laje foi definida como 35 cm nos apoios intermediários e nos apoios extremos e 25 cm no meio do vão.

Além disso, considerando as lajes maciças, haverá placas pré-moldadas de concreto abaixo delas, as quais servirão como suporte à posterior concretagem realizada in loco. Ao todo, serão 6 placas pré-moldadas distribuídas ao longo da seção transversal e longitudinal dos viadutos, com dimensões de 11,85 m x 6,20 m e espessura de 8 cm, segundo indicações de Esteves et al (2023). A espessura é descontada dos 25 cm considerados no vão, podendo ser chamadas de pré-lajes (Esteves et al, 2023).

Em relação às placas pré-moldadas, é possível definir, segundo Thomaz (2002), a distância s mínima entre as bordas das mesmas utilizando a Equação 14:

$$s \geq 2 \times 3 \times (e_{apoio} - e_{vão}) \tag{14}$$

$$s \geq 3 \times (e_{apoioextremo} - e_{\text{balanço}}) + 3 \times (e_{apoio} - e_{\text{vão}}) \tag{15}$$

Onde:

e_{apoio} é a espessura da laje nos apoios intermediários sobre as vigas;

$e_{apoioextremo}$ é a espessura da laje no apoio extremo sobre a viga;

$e_{\text{balanço}}$ é a espessura da laje no balanço;

$e_{\text{vão}}$ é a espessura da laje no meio do vão.

Define-se assim que a distância mínima entre as bordas das placas pré-moldadas é de 0,60 m. Para este projeto, a distância adotada foi de 0,8 m.

Ainda, o comprimento de apoio da placa sobre a viga extrema, de acordo com Thomaz (2002), deverá seguir a orientação da Equação 16:

$$\text{Apoio da placa} \leq \frac{f - s}{2} \tag{16}$$

Onde:

- f é a largura da mesa da viga deve evitar flambagem lateral;
- s é a distância mínima entre as bordas das placas pré-moldadas.

Ao realizar a substituição dos valores necessários, o apoio da placa na viga extrema será de 0,30 m. O comprimento de apoio será, desta forma, de 0,60 m.

Além dos elementos estruturais já descritos, há transversinas sem função estrutural, que contribuem para uma maior rigidez global da estrutura realizando o travamento das vigas longarinas. Para estes elementos, definiu-se seção transversal retangular, em concreto armado, com altura igual a alma das longarinas e largura suficiente para o suporte do aparelho de apoio e necessidade de sua substituição futura. Desta forma, a seção transversal característica das transversinas de travamento é de 0,5 m x 1,5 m.

Mesoestrutura

Os elementos estruturais da mesoestrutura foram abordados no tópico 5.2.2, sendo eles viga-berço e pilares.

A altura da viga-berço foi definida como cerca de $1/5$ do vão entre os pilares de mesmo par, totalizando altura de 1,7 m. Desta forma, considerou-se altura de 1,8 m. Para a sua largura, foi necessário considerar a implantação do aparelho de apoio e também eventuais necessidades de macaqueamento das longarinas nas regiões dos apoios, necessária para eventuais trocas do aparelho. Foi adotada largura de 1,5 m para o elemento estrutural.

No tocante ao pilar, para a realização do pré-dimensionamento, foi considerado que a carga aproximada total dos viadutos, considerando peso próprio das estruturas de concreto, incluindo as barreiras New Jersey, além de pavimento, e alocação de trens-tipos sobre a pista, é distribuída somente para os dois pilares centrais, já que recebem carga de duas áreas de influência, uma para cada uma das direções. A estimativa inicial para o diâmetro do pilar circular de concreto armado foi encontrado a partir das expressões a seguir elencadas.

Para o pré-dimensionamento foi considerado uma carga centrada N_d e desconsiderado os momentos e efeitos P-Δ inerentes ao dimensionamento de pilares, a partir da Equação 17:

$$N_d = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} \tag{17}$$

Onde:

N_d é a carga axial de projeto

A_s é a área das armaduras longitudinais do pilar

A_c é a área de concreto do pilar

f_{cd} é a resistência de projeto do concreto

f_{yd} é a resistência de projeto do aço

Para pilares, a NBR 6118 (item 17.3.5.1) determina que a área de armadura longitudinal seja superior a 4% da área de concreto.

$$A_s \geq 0,04 \times A_c \tag{18}$$

Uma vez que a área de concreto pode ser expressa através da diferença entre a área total da seção e a área de aço:

$$A_c = A - A_s$$

É possível, então, colocar a área de aço em função da área total e dela própria:

$$A_s = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (A - A_s) \Rightarrow A_s = \frac{0,04 \cdot A}{1 + 0,04} = \frac{0,04A}{1,04}$$

Logo, através de manipulações algébricas é possível obter a Equação 19:

$$N_d = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = (A - A_s)f_{cd} + A_s f_{yd} = A \cdot f_{cd} + A_s(f_{yd} - f_{cd}) \tag{19}$$

Substituindo a expressão de A_s da Equação 20 na Equação 19, obtém-se a expressão final da Equação 22:

$$A_s = \frac{0,04A}{1,04} \tag{20}$$

$$N_d = A \cdot f_{cd} + \left(\frac{0,04A}{1,04}\right)(f_{yd} - f_{cd}) \tag{21}$$

$$N_d = A\left[f_{cd} + \left(\frac{0,04}{1,04}\right)(f_{yd} - f_{cd})\right] \tag{22}$$

Por fim, é possível isolar o termo A na Equação 22 e obter uma relação entre a área A e N_d, f_{cd}, f_{yd}.

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq \frac{N_d}{f_{cd} + \left(\frac{0,04}{1,04}\right)(f_{yd} - f_{cd})} \tag{23}$$

Portanto, para $N_d = 14000$ kN, $f_{cd} = 28,75$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa, foi obtido um valor de diâmetro, representado pela letra d, de cerca de 635 mm.

A fim de garantir um pré-dimensionamento seguro para a posterior análise estrutural, foi adotado um valor de diâmetro para a seção do pilar de 1 metro.

5.4 Ações

As ações adotadas no dimensionamento da estrutura foram definidas com base nas diretrizes estabelecidas pelas normas técnicas vigentes, assegurando conformidade com os requisitos de segurança e desempenho. Entre elas, destacam-se:

- NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento;
- NBR 7188/2024: Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas;
- NBR 7187/2021: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto;
- NBR 8681/2003: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

5.4.1 Ações permanentes

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, definem-se como ações permanentes aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida útil da construção.

Essas solicitações englobam:

- Peso próprio da estrutura, adotando-se 25 kN/m^3 para concreto armado e protendido;
- Carga de pavimentação[2], considerada com valor mínimo de 24 kN/m^3, acrescida de uma carga adicional de 2 kN/m^2 para contemplar a possibilidade de recapeamento;
- Efeitos de retração do concreto;
- Forças decorrentes da protensão;
- Deformações por fluência ao longo do tempo;

5.4.2 Ações variáveis

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida útil da construção são classificadas como ações variáveis.

Para os viadutos, foram consideradas as seguintes ações variáveis:

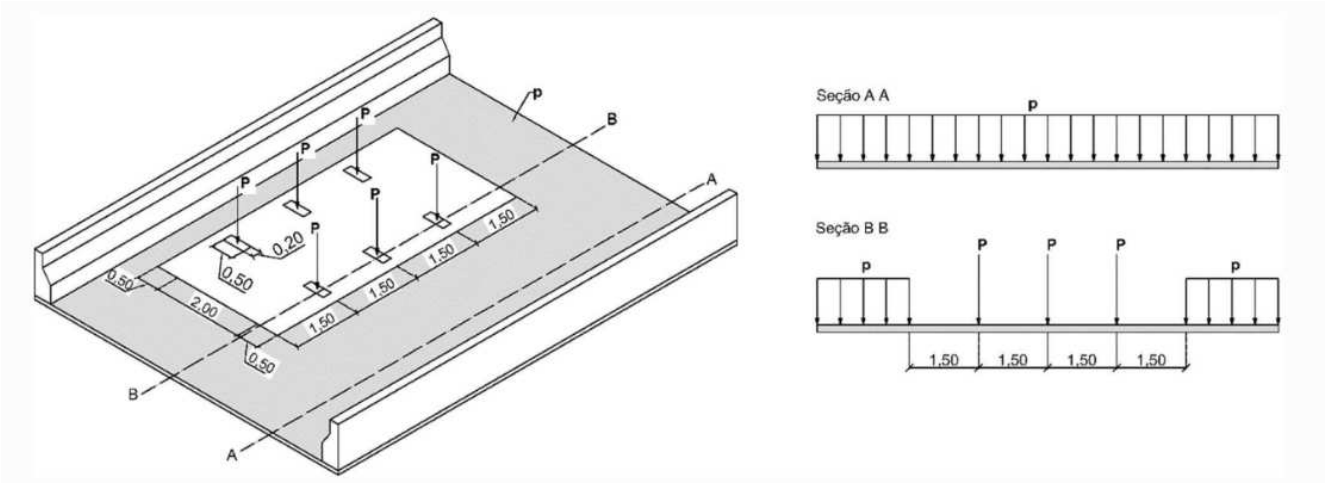
- Cargas móveis verticais e horizontais;
- Cargas de construção;
- Carga de vento;
- Variações de temperatura;

5.4.2.1 Ações móveis verticais

A carga móvel padrão rodoviária TB-450 corresponde a um veículo-tipo de 450 kN, distribuída em seis rodas, cada uma submetida a uma carga de P = 75 kN. A configuração do veículo contempla três eixos espaçados em 1,5 metros, totalizando uma área de influência de 18,0 m^2. Adicionalmente, essa área encontra-se envolta por uma carga de multidão uniformemente distribuída, com intensidade constante p = 5 kN/m^2, conforme representado na Figura 48.

[2] A NBR 7187 recomenda um valor mínimo de 24 kN/m^3 para o peso específico do material da pavimentação, considerando também uma carga adicional de 2 kN/m^2 para possíveis recapeamentos.

Figura 48: Disposição das cargas estáticas.



Fonte: ABNT NBR 7188 (2024)

A carga concentrada Q e a carga distribuída q, aplicadas no nível do pavimento, são determinadas pelas Equações 24 e 25, respectivamente:

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA \tag{24}$$

$$q = p \times CIV \times CNF \tag{25}$$

Onde:

Q - carga concentrada (kN)

q - carga distribuída (kN/m^2)

P - carga total do trem tipo dividida pelo número de rodas (kN);

p - carga do trem tipo distribuída no vão (kN/m^2);

CIV - coeficiente de impacto vertical

Considerando o caso de estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m, tem-se:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \frac{20}{LIV + 50} \tag{26}$$

Em que:

LIV - vão para estruturas isostáticas, a média aritmética dos vãos para estruturas contínuas ou o próprio comprimento do balanço para estruturas em balanço (unidade).

Para o LIV de 35,5 m o coeficiente de impacto vertical será de 1,25.

CNF - Coeficiente de número de faixas

O CNF considera a probabilidade da carga móvel ocorrer em n faixas carregadas de uma determinada hipótese de carga, conforme a Equação 27:

$$CNF = 1 - 0{,}05 \times (n - 2), \quad \text{com } 1{,}0 \geq CNF \geq 0{,}9 \tag{27}$$

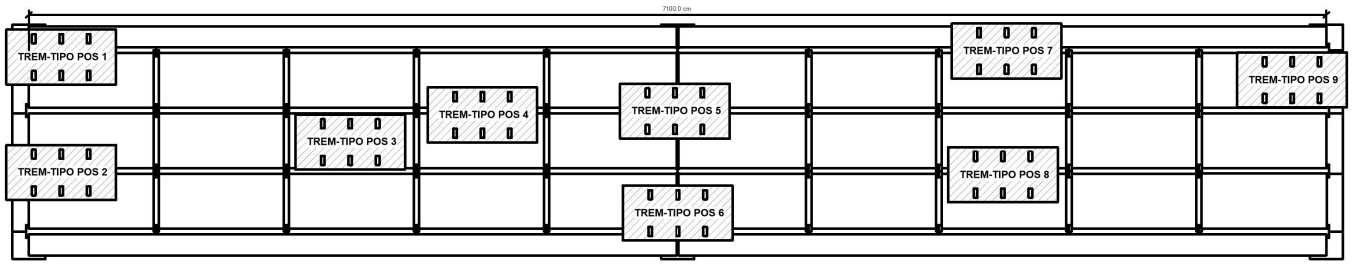
Onde:
n é a quantidade de faixas de tráfego carregadas, aplicável a elementos estruturais dispostos transversalmente à direção do tráfego.
CIA - Coeficiente de Impacto Adicional, aplicado devido à imperfeição ou à descontinuidade da pista de rolamento. Para obras em concreto, usa-se CIA = 1,25.

O valor característico equivalente estático da carga aplicada por uma roda do veículo-tipo (Q) é de 117,19 kN e o valor característico estático da carga móvel uniformemente distribuída (q) é de 7,81 kN/m^2.

5.4.2.2 Trem-tipo

As posições do trem-tipo adotadas para o cálculo dos esforços estão apresentadas na Figura 49 a seguir:

Figura 49: Diferentes posições adotadas para o trem-tipo.



Fonte: Autores (2025)

Ao todo foram utilizadas nove posições distintas para os trens-tipo. A Tabela 26 apresenta uma relação entre os posicionamentos dos trens-tipo utilizados e o tipo de esforço interno.

5.4.2.3 Ações móveis horizontais

As ações horizontais decorrentes de frenagem ou aceleração, aplicadas na superfície do pavimento, correspondem a uma fração da carga característica dos veículos dispostos sobre o tabuleiro na condição mais crítica de carregamento. Essas forças atuam de forma simultânea à carga vertical associada e são determinadas adotando a Equação 28.

Tabela 26: Tipo de esforço interno correspondente ao trem-tipo utilizados.

Trem-tipo	Axial	Fletor	Cortante	Elemento estrutural
TB-01	X		X	Pilar, longarinas e viga-berço
TB-02			X	Longarina interna
TB-03		X		Lajes
TB-04		X		Lajes
TB-05		X	X	Viga-berço e longarina interna
TB-06	X		X	Pilar e longarina externa
TB-07		X		Longarinas internas
TB-08		X		Longarina interna
TB-09			X	Longarina externa

Fonte: Autores (2025)

$$H_{fr} = 0,05 \times p \times B \times L \times CNF \tag{28}$$

Onde:

$$H_{fr} \geq 0,30 \times (6 \times P) \tag{29}$$

- H_{fr} - força horizontal devido à frenagem ou aceleração;
- B - largura do tabuleiro sujeita à carga móvel, em metros;
- L - comprimento do tabuleiro sujeito à carga móvel, em metros.

A força horizontal devido à frenagem ou à aceleração é de 135 kN.

Além disso, os componentes dos guarda-corpos, bem como as estruturas que lhes dão suporte, devem ser dimensionados para resistir a uma ação horizontal transversal distribuída linearmente com intensidade de 2,0 kN/m. Essa força deve ser considerada a 1,10 m acima do nível do piso acabado, atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal do guarda-corpo.

5.4.2.4 Carga de vento

As ações de vento foram determinadas conforme os critérios estabelecidos na NBR 6123 (ABNT, 2023). Para a combinação entre cargas de vento e cargas móveis, a força de arrasto foi calculada com base na área frontal efetiva definida pela NBR 7187 (ABNT, 2021), adotando-se uma altura de referência de 2,0 metros a partir da superfície do pavimento, aplicável a pontes rodoviárias. Embora a norma não especifique essa altura para viadutos, considera-se pertinente a aplicação do mesmo critério, dado tratar-se de um viaduto

urbano com tráfego rodoviário. As características do projeto, determinadas conforme os parâmetros normativos mencionados, estão dispostas na Tabela 27 e foram obtidas a partir da Equação 30.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \tag{30}$$

Onde:

V_k é a velocidade ajustada ou característica;

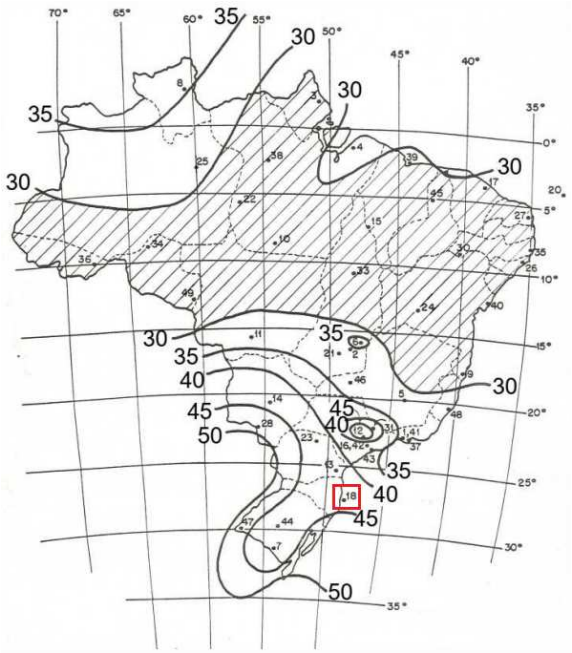
V_0 é a velocidade básica do vento (Figura 50);

S_1 é o fator de ajuste relacionado às condições específicas, como tipo de terreno;

S_2 é o fator de ajuste referente às condições climáticas ou meteorológicas;

S_3 é o fator de ajuste associado ao tipo de material ou características específicas do projeto.

Figura 50: Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

Tabela 27: Valores característicos extraídos da NBR 6123.

Dados	Valores	Observação
V_0 (m/s)	43,00	Quadrado vermelho na Figura 50
S_1	1,00	Terreno plano ou fracamente acidentado
S_2	0,95	Rugosidade: categoria II Dimensão: classe C 5m $<$ altura sobre o terreno $<$ 10m
S_3	1,10	Edificações cuja ruína total ou parcial possa afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva.

Fonte: ABNT NBR 6123 (2023) Elaboração: Autores (2025)

Pelos parâmetros da Tabela 27, a velocidade característica do vento V_k é 44,94 m/s. Além disso, de acordo com a NBR 6123 (2023), a velocidade característica do vento, permite determinar a pressão dinâmica pela Equação 31.

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_k^2 \tag{31}$$

Onde:

- $q = 0,613 \cdot V_k^2$, expresso em Newton por metro ao quadrado;
- ρ é a massa específica do ar de referência, igual a 1,226 kg/m^3;
- V_k - velocidade característica do vento, em m/s.

A pressão dinâmica exercida pelo vento é de 1.238,02 N/m^2.

5.4.2.5 Verificação da ação do vento nos viadutos

O capítulo 11 da NBR 6123 (ABNT, 2023a) diz respeito às ações do vento em pontes, viadutos e passarelas. De acordo com o item 11.2.2, a susceptibilidade do tabuleiro de um viaduto (passarela ou ponte) à excitação aerodinâmica pode ser avaliada por meio do parâmetro de susceptibilidade à excitação aerodinâmica P_{ae}:

$$P_{ae} = \left(\frac{\rho \times B^2}{m}\right) \times \left(\frac{16 V_{ae}^2}{B \times L \times {f_V}^2}\right) \tag{32}$$

$$V_{ae} = 0,65 \times V_0 \times S_1 \times S_3 \times b_m \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \tag{33}$$

onde:

$\rho = 1{,}226$ kg/m^3, sendo a massa específica do ar de referência;

B é a largura total do tabuleiro, expressa em metros (m);

L é o maior vão da ponte, expresso em metros (m);

f_b é a frequência do 1º modo de vibração por flexão vertical do tabuleiro (Hz $= 1/s$);

m é a massa por unidade de comprimento do tabuleiro, expressa em quilogramas por metro (kg/m);

V_{ae} é a velocidade média horária do vento na altura z do tabuleiro;

V_{ae} é a velocidade básica do vento, obtida a partir das isopletas da NBR 6123 (ABNT, 2023a);

S_1 é o fator topográfico;

S_3 é o fator estatístico;

b_m é o parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2;

p é o expoente da lei potencial de variação de S_2.

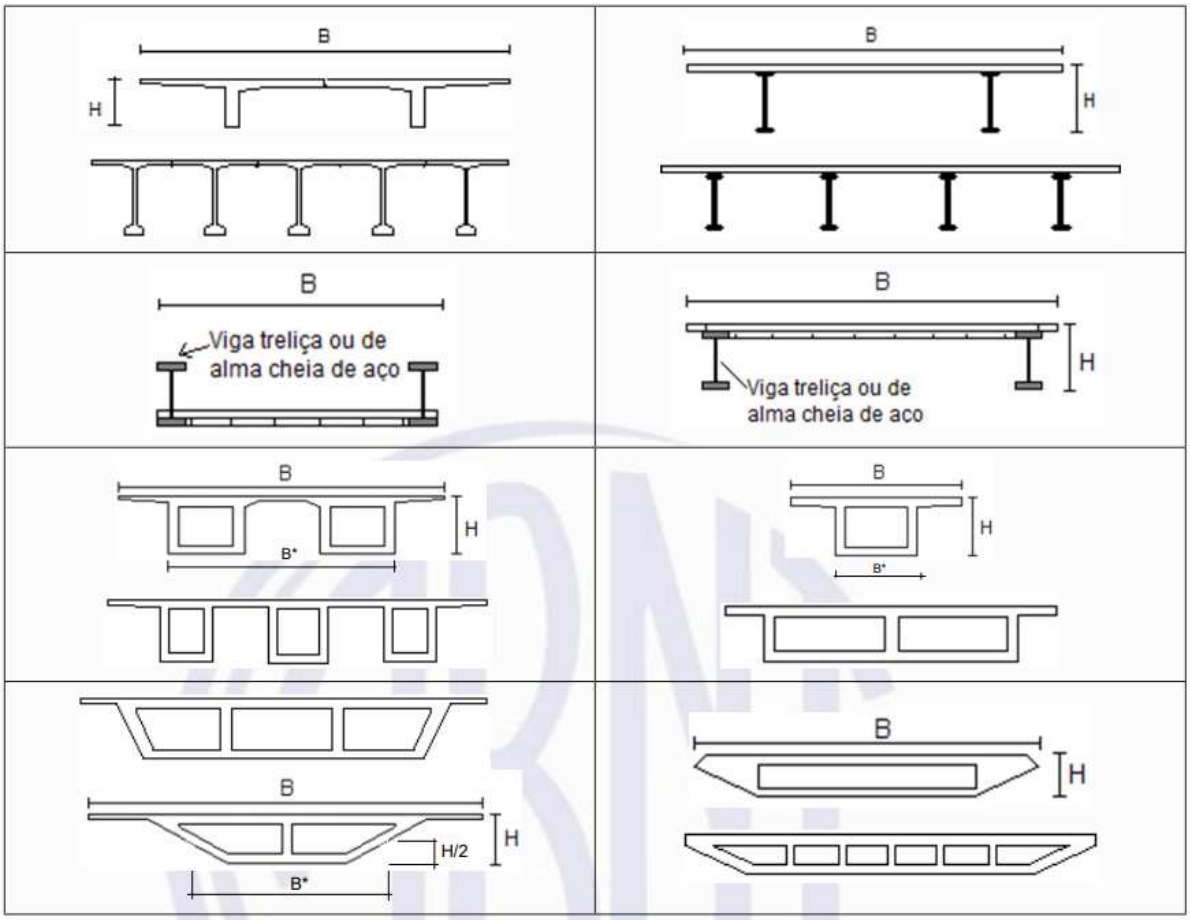
De acordo com a referida Norma, os parâmetros b_m e m são definidos de acordo com as características do terreno, que para o presente foi considerado categoria de rugosidade III, conforme a Tabela 28:

Tabela 28: Expoente b_m e parâmetro p.

Categoria de rugosidade	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
p	0,10	0,16	0,20	0,25	0,35
b_m	1,25	1,00	0,85	0,68	0,44

Tal verificação normativa é aplicável para as seções típicas apresentadas na Figura 51. A seção cuja geometria melhor se encaixa à seção do presente projeto é a seção da segunda imagem (4 longarinas pretas).

Figura 51: Configurações geométricas de seções transversais típicas de viadutos ou pontes



Fonte:NBR 6123 (ABNT, 2023)

A classificação da ponte quanto à susceptibilidade ao comportamento dinâmico é especificada conforme a seguir:

a) Classe 1: $P_{ae} < 0{,}04$; os efeitos dinâmicos devidos ao vento podem ser desconsiderados;

b) Classe 2: $0,04 \leq P_{ae} \leq 1,0$; os efeitos dinâmicos devidos ao vento devem ser avaliados e, se necessário, a análise aeroelástica (efeito de interação fluido-estrutura) deve ser realizada (ver 11.5);

c) Classe 3: $P_{ae} > 1{,}0$; a ponte é considerada muito susceptível aos efeitos dinâmicos devidos ao vento, sendo requerida análise aeroelástica.

Conforme expõe o texto da norma, viadutos ou pontes de pequeno vão (L $<$ 25 m) enquadram-se, em geral, na Classe 1. Já as pontes de grande vão (L $>$ 250 m), em especial as estaiadas ou suspensas, tendem a ser classificadas na Classe 3.

Dessa forma, para realizar a verificação foi utilizado um comprimento de 35,50 metros para L_p, situado em um terreno plano com obstáculos, como sebes e muros. Além disso, a altura total z considerada foi de 7,50 metros acrescidos de 2,00 metros, conforme o item 1.7.4.2 da NBR 7187, que recomenda a inclusão de 2 metros a partir da superfície do pavimento para cálculo da área frontal efetiva em pontes rodoviárias.

Dessa forma, com base nas características geométricas e físicas da ponte, foram obtidos os valores numéricos de V_{ae} e P_{ae} expressos nas Equação 34 e Equação 35, resumidos na Tabela 29.

$$V_{ae} = 0,65 \times 43,00 \times 1,00 \times 1,11 \times 0,85 \times \left(\frac{9,5}{10}\right)^{0,20} = 26,10 \tag{34}$$

$$P_{ae} = \left(\frac{0,2 \times 12,5^2}{21027,65}\right) \times \left(\frac{16 \times 26,10^2}{12,5 \times 35,5 \times 1,89^2}\right) = 0,0102 \tag{35}$$

Tabela 29: Dados de entrada para a verificação da suscetibilidade à excitação aerodinâmica.

Variável	**Valor**
$B\ (m)$	12,50
$m\ (kg/m)$	21027,65
$V_0\ (m/s)$	43,00
S_1	1,00
S_3	1,11
b_m	0,85
$z\ (m)$	9,50
p	0,20
f_v	1,89
$V_{ae}\ (m/s)$	26,10
$L\ (m)$	35,50
P_{ae}	0,0102

O valor de P_{ae} encontrado, igual a 0,0102, enquadra a estrutura do viaduto dentro da Classe 1, categoria cujos efeitos dinâmicos da ação do vento podem ser desconsiderados.

Portanto, conclui-se que os efeitos dinâmicos decorrentes da ação do vento não comprometem a estrutura, apresentando uma baixa susceptibilidade às excitações dinâmicas.

5.4.3 Temperatura

Conforme PFEIL (1976), a variação térmica a ser considerada deve situar-se entre ±10% e ±15% em relação à temperatura média. Essa variação foi aplicada na face superior dos elementos de laje, por serem mais expostos e sensíveis às alterações térmicas. Foram consideradas duas situações de carregamento: T1, com variação de +15°C em relação à temperatura média, e T2, com variação de -15°C em torno da mesma.

5.4.4 Ações excepcionais devido à colisão de veículos

Ações excepcionais são eventos raros, como colisões, explosões ou incêndios, que podem comprometer a segurança estrutural. Essas ações devem ser consideradas apenas nas verificações do estado limite último e da estabilidade global, de forma isolada, conforme exigido pela NBR 7188 (ABNT, 2024).

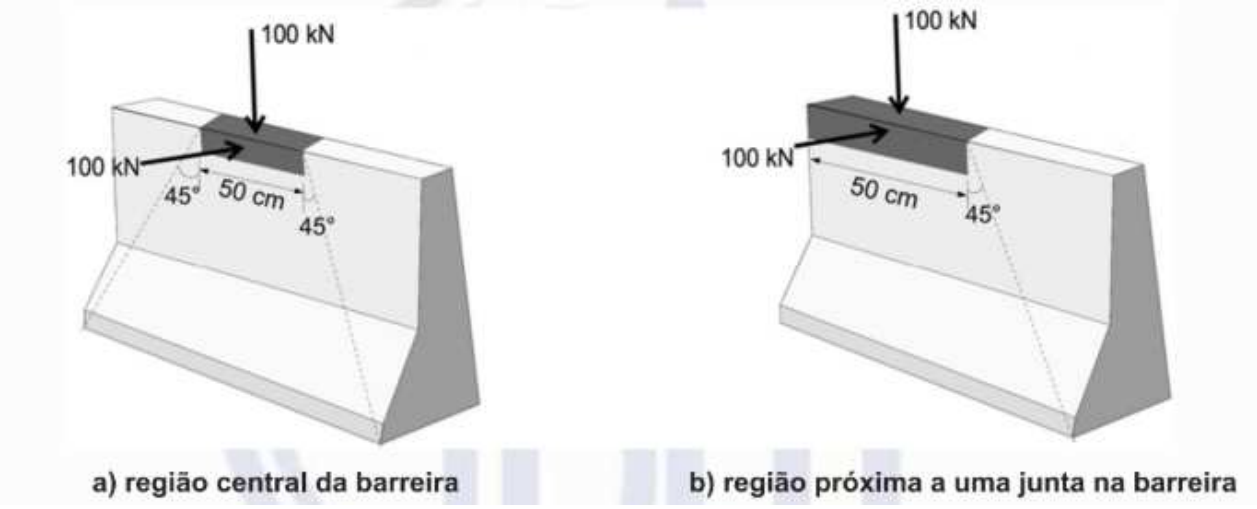
Colisão em pilares

Pilares localizados próximos às rodovias devem ser protegidos por dispositivos de contenção, conforme a NBR 15486 - Segurança no Tráfego. Como medida adicional de segurança, e conforme determinação da autoridade competente, esses pilares devem ser dimensionados para resistir a impactos horizontais de 1000 kN na direção do tráfego e 500 kN no sentido perpendicular, não simultâneos, aplicados a 1,25 m acima do nível do solo ou do pavimento.

Colisão ao nível do tabuleiro

A ação de colisão de veículos sobre o dispositivo de contenção deve ser considerada em um trecho de 50 cm no seu topo, aplicando-se uma força horizontal de 100 kN, perpendicular à direção do tráfego, concomitante a outra força de 100 kN. A Figura 52 ilustra as componentes vetoriais da força.

Figura 52: Distribuição espacial da força de colisão no dispositivo de contenção



Fonte: ABNT NBR 7188 (2024)

5.5 Combinações das ações

5.5.1 Combinações das ações nos estados limites últimos - ELU

As combinações últimas são classificadas em normal, especial, de construção e excepcional. A combinação última normal é fruto do uso previsto para a estrutura e é dada pela Equação 36.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} \, F_{G_i,k}) \; + \gamma_{q_1} \, F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\gamma_{qj} \, \psi_{0_j} F_{Q_j,k}) \tag{36}$$

Tem-se que a primeira parte da equação representa os valores das ações permanentes, a segunda parte representa o valor da ação variável tomada como principal e a terceira e última parte, as demais ações variáveis. No contexto do projeto, foram adotadas como permanentes o peso próprio e o recapeamento e, como ações variáveis, frenagem, trem-tipo, temperatura e vento.

As combinações últimas especiais são resultado de ações variáveis especiais que têm curta duração e efeitos considerados superiores aos obtidos através das combinações últimas normais. Essa combinação é dada pela Equação 37.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} \, F_{G_i,k}) \; + \gamma_{q_1} \, F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\gamma_{qj} \, \psi_{0_{j,ef}} F_{Q_j,k}) \tag{37}$$

Nessa equação a segunda parcela, $F_{Q_1,k}$, constitui o valor da ação variável especial e, na última parcela, é considerado o valor das demais ações variáveis que atuam de maneira concomitante com a ação variável especial.

As combinações últimas de construção são aquelas que consideram que a estrutura pode atingir estados limites últimos já na fase de construção. Para simular esse cenário devem ser considerados carregamentos transitórios que podem atuar ainda durante a fase de construção. Esses valores correspondem à parcela $F_{Q_1,k}$ da equação.

Por fim, as combinações últimas excepcionais são resultado da atuação das ações excepcionais já citadas. A norma preconiza que esse tipo de combinação só deve ser considerada em construções onde essas ações não possam ser desprezadas ou onde não possam ser anuladas ou atenuadas. É dada pela Equação 38, onde $F_{Q,excep}$ é a força excepcional considerada principal.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} \, F_{G_i,k}) \; + F_{Q,excep} + \sum_{j=1}^{n} (\gamma_{qj} \, \psi_{0_{j,ef}} F_{Q_j,k}) \tag{38}$$

5.5.2 Combinações das ações nos estados limites de serviço - ELS

As combinações de serviço são classificadas quanto à duração de sua atuação na estrutura em combinações quase permanentes, frequentes e raras. As combinações de serviço quase permanente são aquelas que podem

atuar durante um longo período da vida útil da estrutura, da ordem de 50% desse tempo. São dadas pela Equação 39.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{G_i,k} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{2_j} F_{Q_j,k}) \tag{39}$$

Assim como nas equações das combinações últimas, a primeira parcela se dedica às ações permanentes e a segunda parte às ações variáveis, neste caso, minoradas pelo fator ψ_{2_j}.

As combinações frequentes de serviço ocorrem algumas vezes durante a vida útil da estrutura, da ordem de 5% do total. São responsáveis por danos não permanentes na estrutura e ao conforto do usuário. São dadas pela Equação 40.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{2_j} F_{Q_j,k}) \tag{40}$$

Nessa situação, a segunda parcela trata da ação variável principal como frequente e multiplicada pelo fator ψ_1 e a última parcela se refere às demais ações variáveis como quase permanentes.

As combinações raras de serviço têm duração de algumas horas. São utilizadas para estados-limites que causam danos permanentes na estrutura, como a formação de fissuras. É dada pela Equação 41.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{1_j} F_{Q_j,k}) \tag{41}$$

Onde a ação variável principal, na segunda parcela, assume seu valor característico e as demais ações variáveis, na terceira parcela, assumem seus valores frequentes, minorados pelo fator ψ_1.

5.5.3 Coeficiente de ponderações das ações e fatores de combinação

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações considerados são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30: Coeficientes desfavoráveis para diferentes ações

Tipo	**Nome**	**Coeficiente desfavorável (Concreto)**
Permanente	Peso próprio	1,40
Permanente	Adicional	1,40
Acidental	Multidão	1,75
Acidental	Trem-tipo	1,75
Acidental	Frenagem	1,75
Acidental	Vento	1,40
Acidental	Temperatura	1,40
Acidental	Recapeamento	1,40

5.6 Modelagem da estrutura

O capítulo que se segue apresenta o projeto estrutural dos viadutos da interseção. Nele serão abordados o lançamento da estrutura no *software* Eberick 2025 até o detalhamento final dos elementos e verificações normativas.

A modelagem da estrutura foi realizada no *software* de acordo com as dimensões estabelecidas no pré-dimensionamento dos elementos no anteprojeto estrutural, apresentado na Subsubseção 5.3.1. O *software* foi empregado para a realização da análise estrutural das lajes, vigas longarinas e transversinas, aparelhos de apoio, vigas-berço, pilares, bem como para o dimensionamento, excetuando-se as vigas longarinas que foram dimensionadas e verificadas manualmente, adotando-se as configurações padrão compatíveis com os requisitos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023a), que regulamenta o projeto de estruturas de concreto. O programa disponibiliza ferramentas para o dimensionamento e detalhamento de elementos em concreto armado e concreto protendido, métodos construtivos aplicados neste projeto.

Por se tratarem de duas estruturas idênticas, com mesma geometria e carregamentos, o projeto estrutural das obras de arte da interseção foi desenvolvido inicialmente para apenas um dos viadutos, conforme mostrado na Figura 53. Concluído esse projeto, o mesmo procedimento foi replicado para o viaduto do sentido oposto.

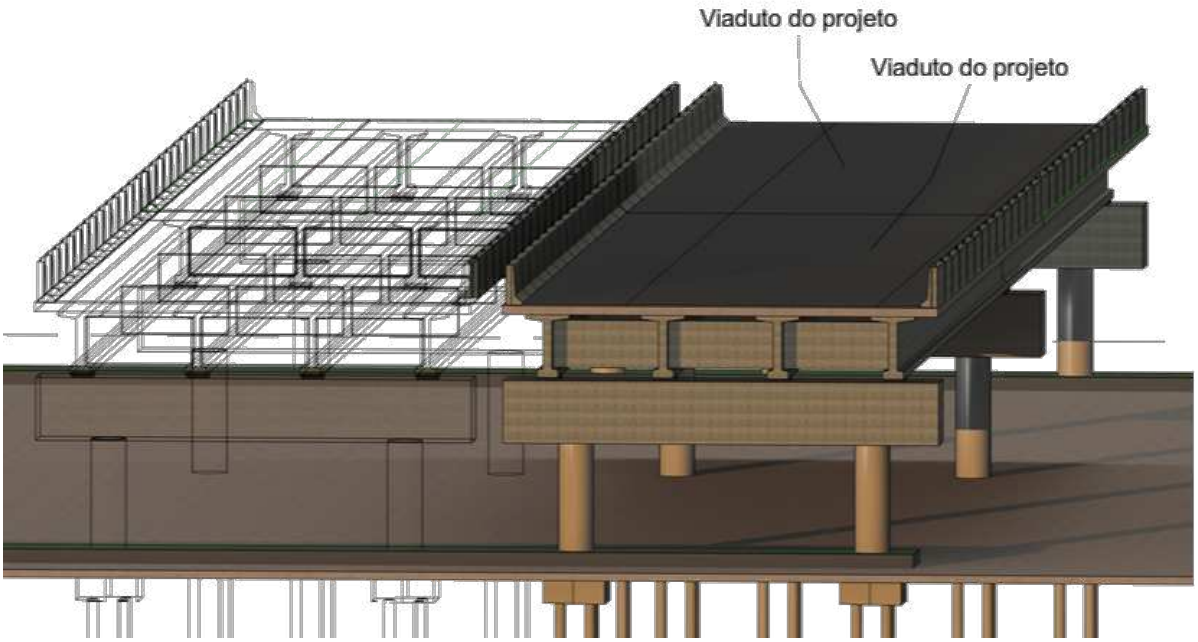


Figura 53: Viaduto dimensionado - sentido Sul da Ilha.

A construção do modelo digital da estrutura foi realizada a partir da divisão por níveis (que no ambiente do software são denominados pavimentos), a partir da inserção da altura e o nível de cada um deles. Assim, em cada pavimento foram lançados os elementos estruturais, a partir da superestrutura até a base das estacas. Os pavimentos de projeto e seus respectivos níveis e alturas estão apresentadas na Tabela 31.

Tabela 31: Pavimentos de projeto.

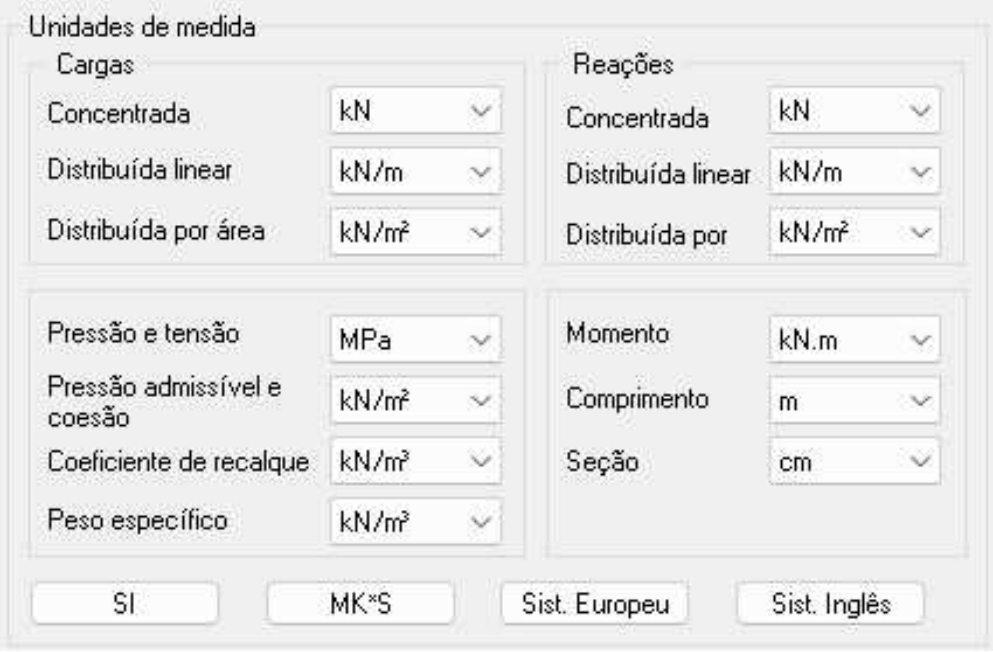
Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)
Superestrutura	220,00	750,00
Mesoestrutura	530,00	530,00
Infraestrutura	1300,00	0,00
Base das estacas	200,00	-1300,00

Fonte: Autores (2025)

5.6.1 Dados de entrada

Seguidamente à definição dos níveis de projeto, prosseguiu-se para a configuração dos dados de entrada do *software*. Incialmente, foram definidas as unidades de medida do sistema. Na Figura 54 é possível observar as unidades utilizadas. Adotou-se as unidades de medida do Sistema Internacional de Medidas (SI).

Figura 54: Unidades de medida do sistema.

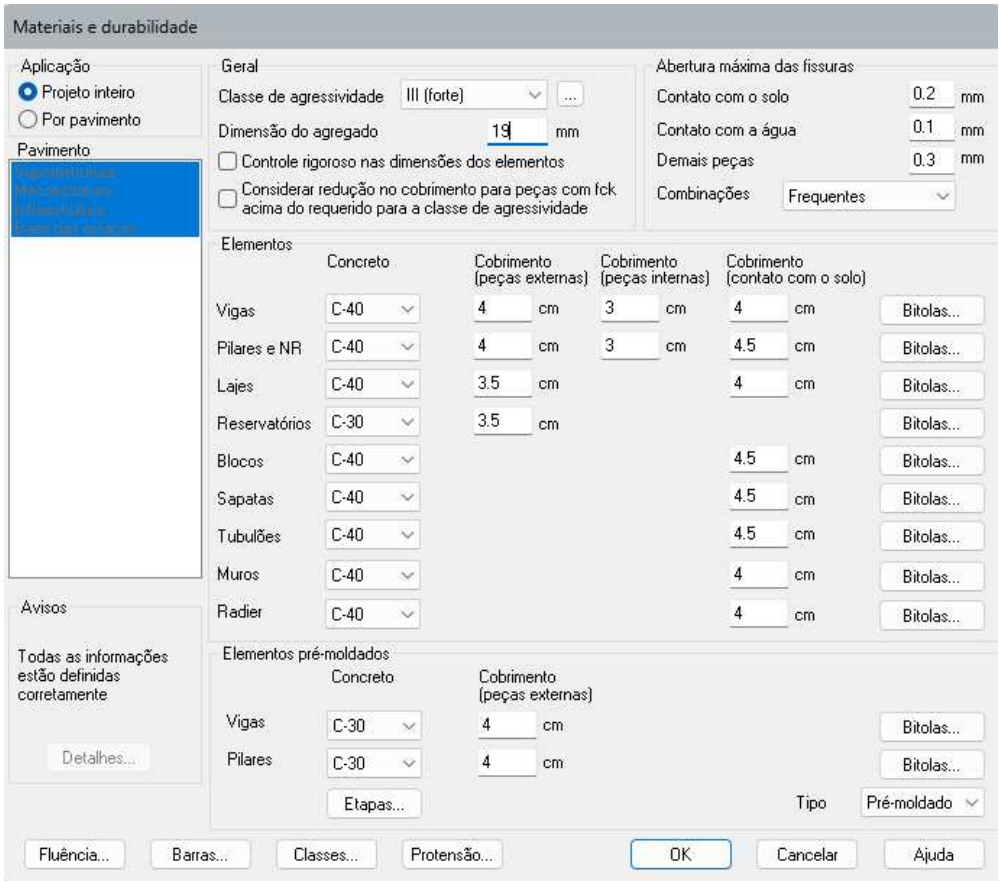


Fonte: AltoQI Eberick (2025)

Posteriormente à configuração das unidades de medida, foram configurados os parâmetros dos materiais, incluindo a classe de agressividade ambiental adotada, a dimensão do agregado, os cobrimentos e o f_{ck} para cada elemento estrutural.

O Campeche, local no qual se insere o projeto, é um bairro litorâneo, localizado a poucas centenas de metros do mar. Isso significa que a estrutura estará exposta à atmosfera marinha, com presença de névoa salina (cloretos) trazida pelos ventos. Mesmo que o viaduto não esteja diretamente sobre o mar, a proximidade já impõe riscos de contaminação por sais e aumento da umidade relativa, o que intensifica processos de corrosão das armaduras. Assim, conforme apresentado no anteprojeto na Tabela 25, utilizou-se a classe de agressividade ambiental III para a definição dos parâmetros de projeto, conforme a Figura 55 apresenta.

Figura 55: Parâmetros de projeto adotados para os materiais.



Além dos parâmetros dos materiais, na aba 'Classes' foram configurados os parâmetros dos concretos utilizados, como módulo de elasticidade, tipo de agregado e o cimento utilizado. Ainda no tocante aos dados de entrada, foi adotada uma classe de umidade de 85%, valor inserido dentro da aba 'Fluência', conforme exposto na Figura 55. A adoção desse valor foi definido a partir da base de dados[3] do Ministério de Minas e Energia, em sua plataforma ProjetEEE – Projetando Edificações Energeticamente Eficientes.

[3] <https://projeteee.mme.gov.br/dados-climaticos/?cidade=SC+-+Florian%C3%B3polis&id_cidade=bra_sc_florianopolis-luz.ap.838990_try.1963>

5.6.2 Superestrutura

Com os pavimentos do projeto inseridos no *software* e os parâmetros de entrada devidamente configurados, prosseguiu-se à etapa de lançamento da estrutura.

No pavimento superestrutura, inicialmente foram criados os contornos da geometria do tabuleiro do viaduto (dois tabuleiros de 35,5 m x 12,5 m separados por um pequena junta de dilatação) com o auxílio da ferramenta de desenho. Então, com o contorno principal do tabuleiro de cada viaduto inserido, foram criadas linhas de desenho auxiliares para cada eixo de cada longarina e cada transversina.

Dessa forma, com o gabarito da geometria do tabuleiro inserido, foram inseridos os elementos estruturais da superestrutura. Primeiramente, foram lançadas as vigas longarinas de 35,5 metros e as vigas transversinas. Além disso, também foram definidos os nós. Para as longarinas foram utilizadas seções do tipo I de 1,80 metros de altura, 1,25 metros de largura para a mesa superior, 0,60 m de largura para a mesa inferior e 0,25 metros de espessura na alma, conforme apresentado na Figura 47. Para as vigas transversinas, foram utilizadas vigas de seções retangulares, com 0,30 m de largura por 1,50 metros de altura.

Em seguida, foram lançadas as lajes, elementos planos de concreto armado situados entre as longarinas e as transversinas. As lajes são responsáveis pela distribuição das cargas verticais provenientes do tráfego, do revestimento do tabuleiro e elementos construtivos para as vigas longarinas principalmente, além de conferirem rigidez transversal à estrutura. No modelo, foram definidas como elementos bidimensionais com espessura constante de 20 centímetros, vinculadas às vigas de contorno e intermediárias, assegurando a adequada transferência de esforços. Além disso, foi aplicado nas lajes uma carga de 1 kN/m^2 relativa ao revestimento, considerando uma espessura mínima de 3 cm.

Para representar a ação do peso próprio da barreira New Jersey ao longo da lateral do tabuleiro, foram inseridas cargas distribuídas de 8,55 kN/m nas bordas das lajes, valor obtido a partir do peso e geometria da barreira New Jersey.

Concluído o processo de lançamento dos elementos estruturais, foi possível obter a modelagem completa do pavimento, conforme pode ser observado na Figura 56.

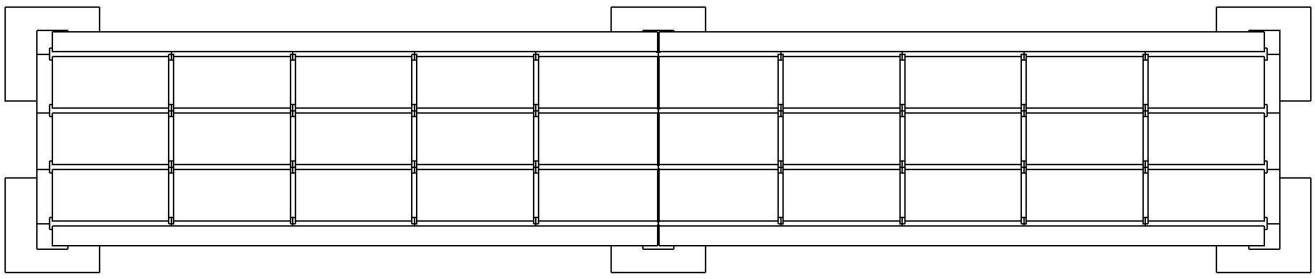


Figura 56: Planta de superestrutura.

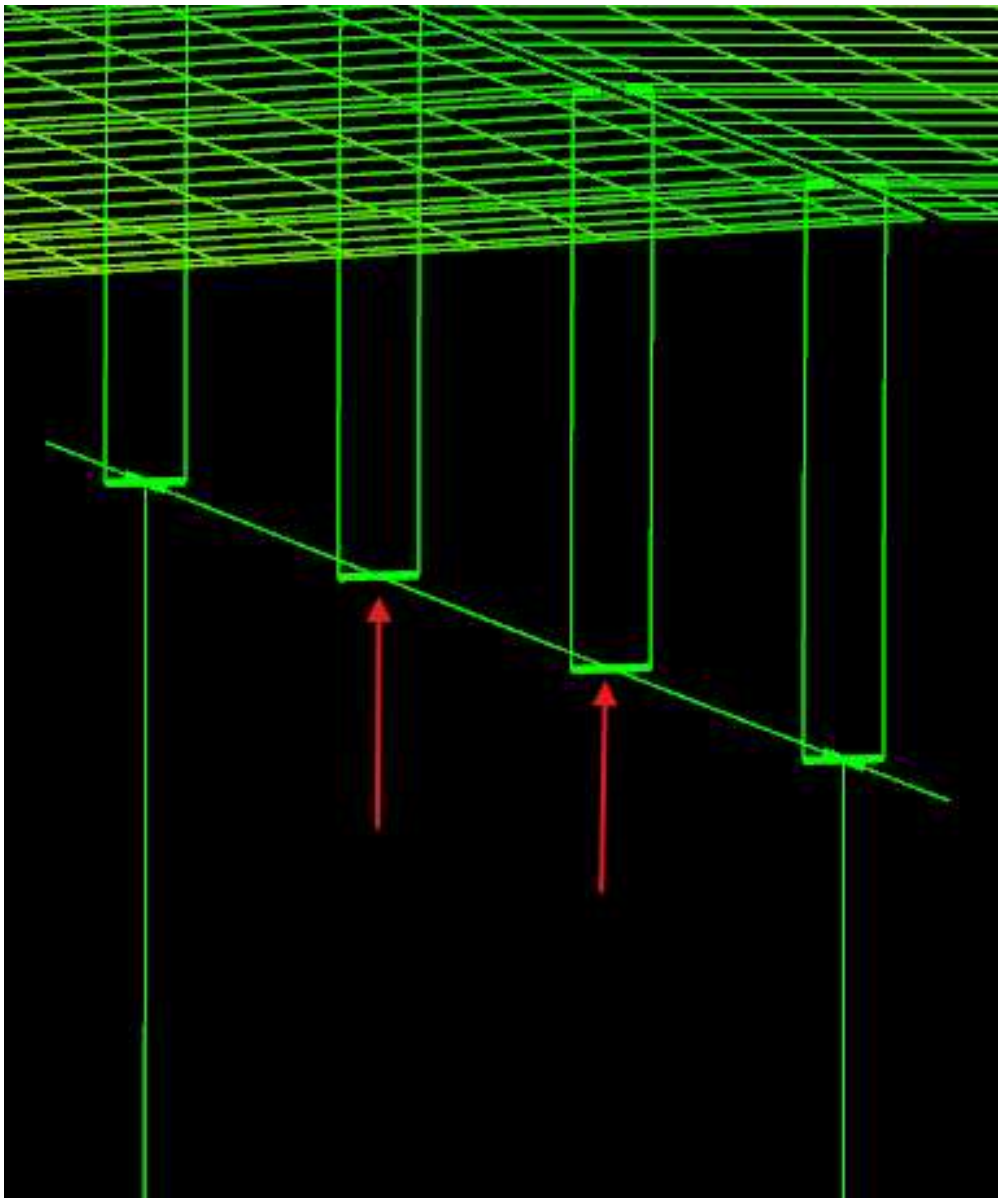
5.6.3 Mesoestrutura

Concluída a etapa de modelagem da superestrutura, prosseguiu-se com o lançamento dos elementos que compõem a mesoestrutura do viaduto. Esta etapa compreendeu a inserção dos aparelhos de apoio, vigas-berço e dos pilares de sustentação da viga-berço, responsáveis pela transmissão dos esforços verticais e horizontais da superestrutura para a infraestrutura.

A partir dos nós situados nas extremidades das vigas longarinas no pavimento superestrutura, foram inseridos pilaretes. A função dos pilaretes é representar os aparelhos de apoio elastoméricos na interface entre as longarinas e as vigas-berço, permitindo a transferência dos esforços verticais e parte dos horizontais, além de possibilitar pequenos deslocamentos e rotações oriundos das variações térmicas e deformações do tabuleiro. No pavimento mesoestrutura, também foram inseridas as vigas-berço, com 1,50 m de largura e 1,80 m de altura.

Para realizar a devida transmissão dos esforços entre os aparelhos de apoio e a viga-berço central, bem como tornar o modelo estrutural do viaduto o mais fidedigno possível a estrutura real, foram inseridas barras rígidas conectadas ao eixo principal da viga-berço e ao eixo vertical dos aparelhos de apoio, conforme indicam as setas vermelhas na Figura 57 ilustra. Outrossim, no modelo estrutural, o topo dos pilaretes — situado no nível da base do tabuleiro — recebeu vínculo rotulado, ao passo que a extremidade inferior foi considerada engastada, de modo a representar adequadamente a conexão com a base da superestrutura. A atribuição correta do tipo vinculação nas extremidades dos elementos é fundamental para a construção do modelo estrutural.

Figura 57: Barras rígidas no pórtico unifilar.



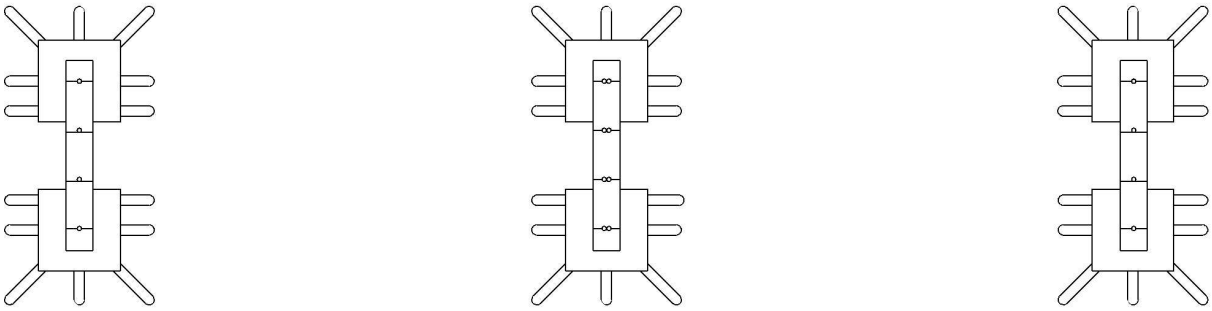
Fonte: Autores (2025)

Essas barras são utilizadas para modelar ligações rígidas entre elementos. Assim, normalmente são utilizadas em pilares, representando elementos de grande rigidez para simular a seção transversal dos pilares. Isto é especialmente útil para situações nas quais não é possível reproduzir as conectividades necessárias entre o pilar e as vigas adjacentes apenas com o ponto de inserção do pilar. Por exemplo, caso existam pilares apoiando-se em posições muito diferentes na vigas, pode-se colocar barras rígidas a partir desta para apoiar os pilares.

Em seguida, foram lançados os pilares de sustentação da viga-berço, cuja função é interligar as vigas-berço aos elementos da fundação. Em um primeiro momento, foram utilizados pilares de seção circular de diâmetro igual 1,50 metros, com dimensões proporcionais às cargas verticais atuantes e à altura livre entre o tabuleiro e o terreno natural. O lançamento dos pilares foi feito em correspondência direta com os eixos da viga-

berço, garantindo a continuidade dos esforços e a adequada simetria do conjunto estrutural. As propriedades geométricas e os parâmetros de cálculo adotados basearam-se em valores preliminares obtidos por meio de análises estáticas simplificadas, sendo posteriormente refinados após o processamento do modelo global da estrutura.

Figura 58: Planta da mesoestrutura.



Fonte: Autores (2025)

Deste modo, o conjunto da mesoestrutura foi modelado de forma a assegurar a transmissão eficiente dos esforços da superestrutura à infraestrutura, respeitando as condições de apoio e os critérios normativos estabelecidos pela NBR 7187 (ABNT, 2021) — Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento.

5.6.4 Infraestrutura

Após a definição da mesoestrutura, passou-se à modelagem da infraestrutura, responsável pela transferência final das cargas ao solo de fundação. Esta etapa envolveu o lançamento dos blocos de coroamento e das estacas. Embora o dimensionamento dos elementos de fundação não esteja incluído no escopo do presente projeto estrutural, para o processamento da estrutura no Eberick faz-se necessário o lançamento de uma estrutura de fundação.

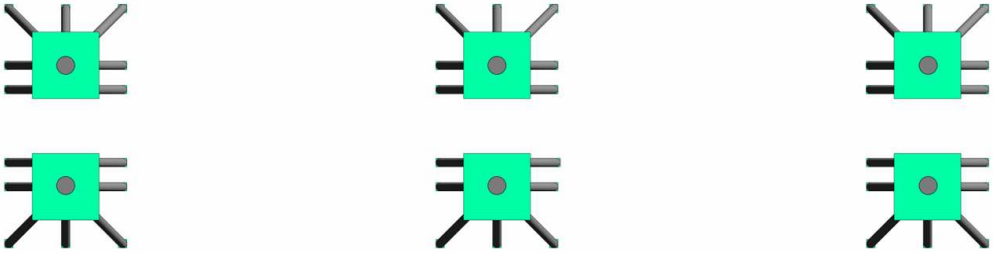
Dessa forma, os blocos de coroamento foram modelados a partir do eixo central dos pilares, com um distanciamento de 2,75 metros para cada lado. Assim, com a ferramenta de desenho, foram criados os contornos dos blocos de coroamento, constituídos por retângulos de 5,50 m por 5,50 metros. Após a inserção das linhas representativas dos contornos do blocos, foram inseridas barras (não rígidas) exatamente em cima de tais contornos, para a delimitação de cada bloco de coroamento. Em seguida, lançou-se as lajes de fundação dentro das áreas delimitadas pelas barras então inseridas. O lançamento do bloco de coroamento como laje de fundação é uma abordagem que faz com que o software interprete esses elementos como estruturas do tipo grelha durante a análise dos esforços.

Na sequência, foram lançados oito (8) pilares de seção circular, estendendo-se desde a base dos blocos de coroamento até o nível das bases das estacas, com a finalidade de atuar como estacas. Além disso, sete das

oito estacas, de cada bloco, foram inclinadas num ângulo de aproximadamente 13 graus, a fim de proporcionar uma maior resistência aos carregamentos horizontais inerentes ao funcionamento da estrutura, como carga de frenagem e vento.

Concluído o processo de lançamento e realizados os ajustes necessários, foi possível obter a modelagem dos elementos da fundação, inseridos nos pavimentos infraestrutura e base das estacas, conforme apresenta a Figura 59. O modelo abrange todos os elementos essenciais para a adequada simulação da interação solo-estrutura, em conformidade com os critérios de estabilidade e desempenho definidos no projeto estrutural.

Figura 59: Planta da infraestrutura.

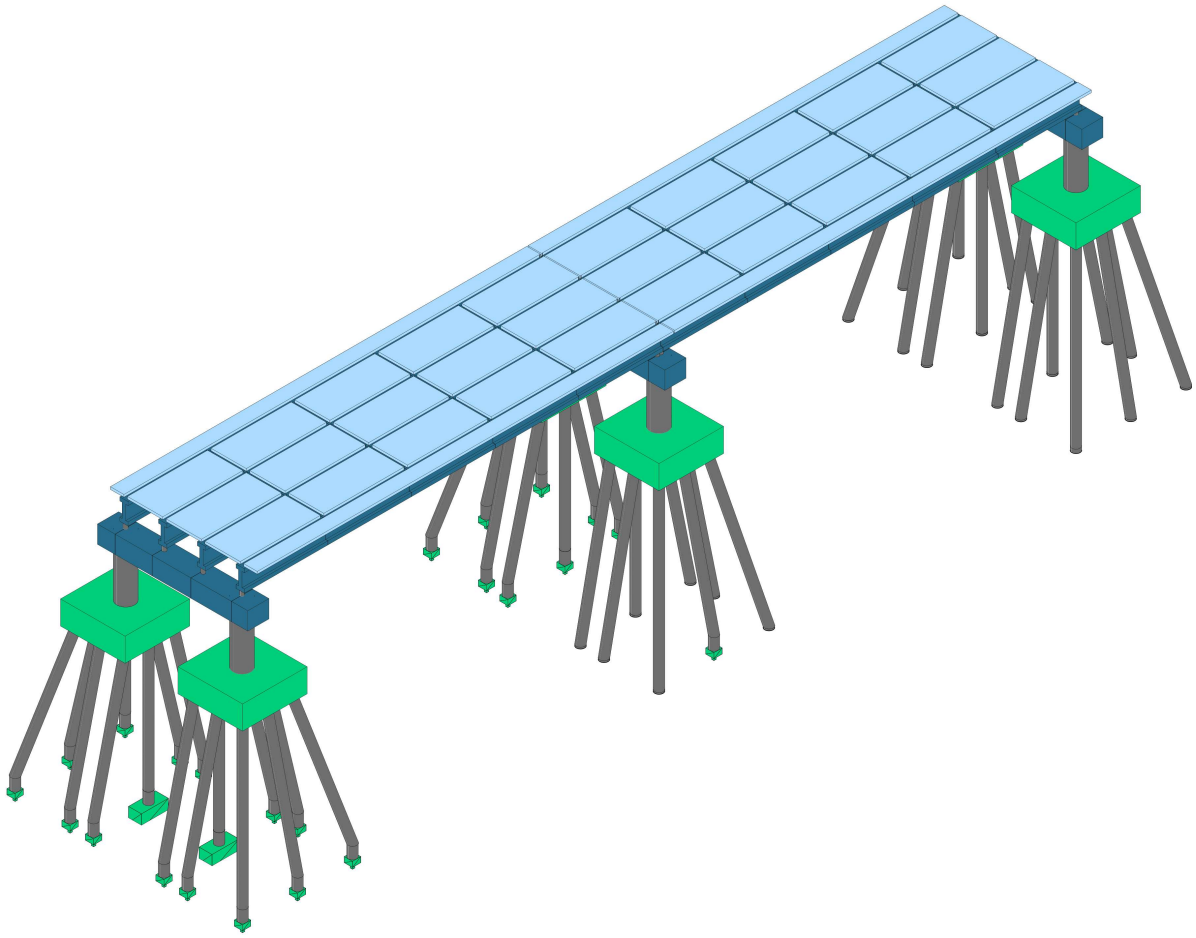


Fonte: Autores (2025)

5.6.5 Modelo tridimensional da estrutura

Após as etapas desenvolvidas nas Subsubseção 5.6.1, 5.6.2, 5.6.3 e 5.6.4, chegou-se ao modelo estrutural apresentado na Figura 60.

Figura 60: Modelo tridimensional final da estrutura.



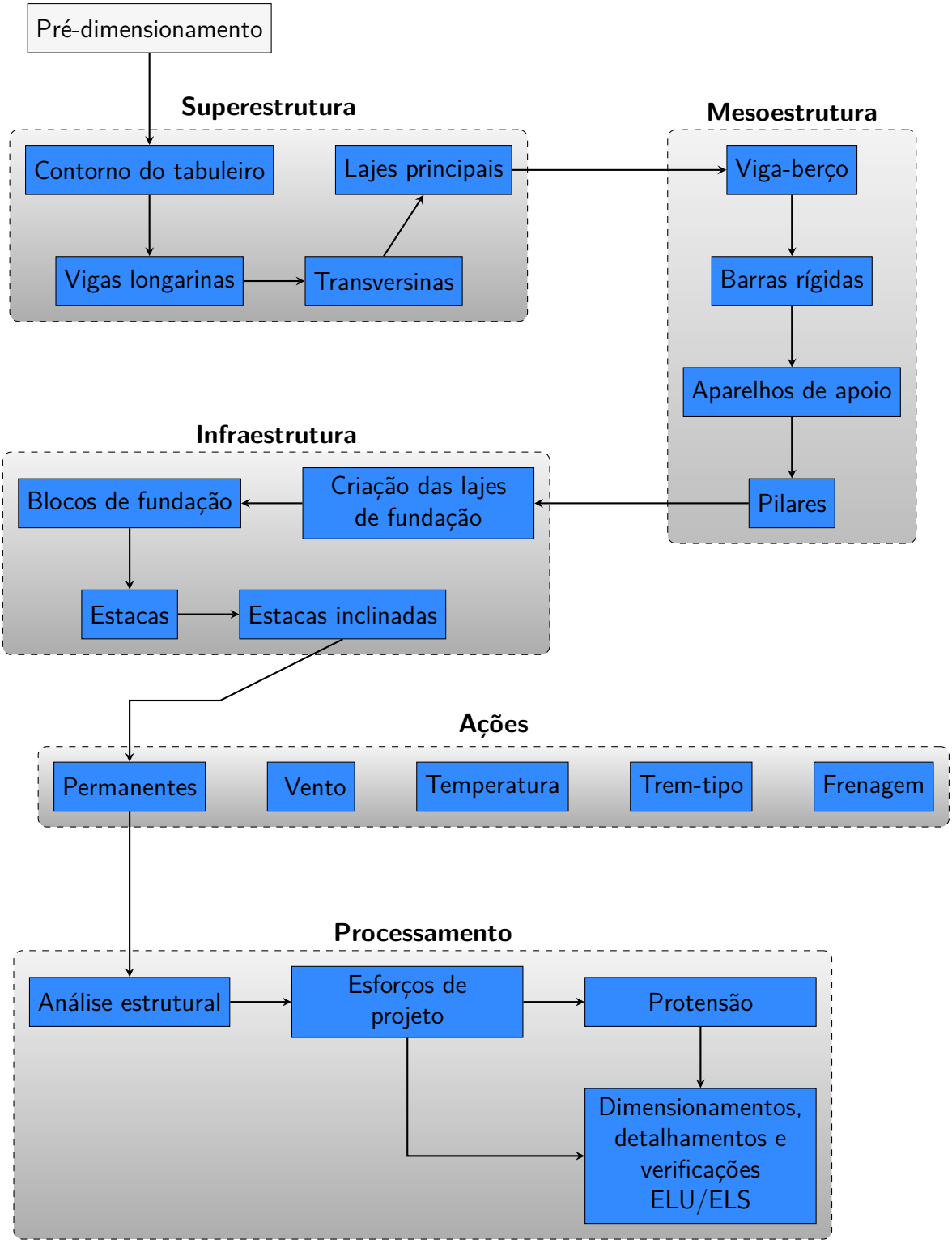
Fonte: Autores (2025)

Com a geometria do modelo estrutural completamente definida, abrangendo a superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, procedeu-se ao lançamento das ações na estrutura, tais como cargas permanentes, vento, variação de temperatura, trens-tipo, frenagem e aceleração, a fim de se representar os carregamentos previstos de projeto e proceder para o processamento da estrutura para então obter os esforços internos, deslocamentos e reações de apoio em cada elemento estrutural. Nessa etapa, o software realizou a análise linear elástica de primeira ordem[4], considerando as combinações de ações permanentes, variáveis e acidentais, em conformidade com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2023a) e NBR 7187 (ABNT, 2021).

Resumidamente, para a modelagem da estrutura no Eberick, seguiu-se o passo a passo indicado pela Figura 61.

[4]De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite-último, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

Figura 61: Sequência de lançamento da estrutura do viaduto no Eberick

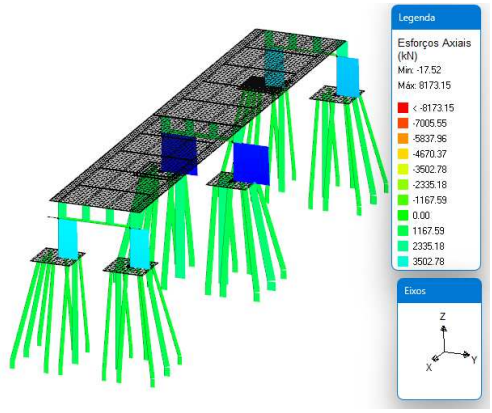


5.7 Resultados preliminares

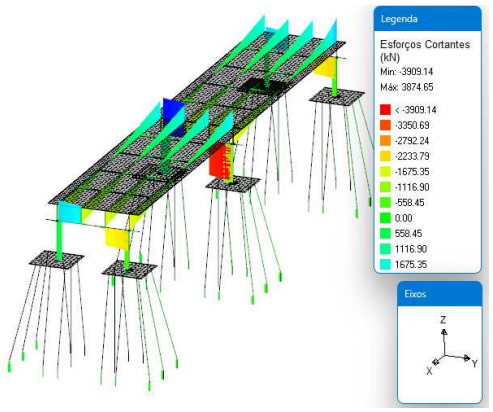
Após o lançamento das ações apresentadas na Subseção 5.4 e na Subseção 5.4, foi possível realizar o processamento da estrutura com distintas combinações entre ações permanentes, variáveis e acidentais, conforme prescreve a NBR 8681 (ABNT, 2003) e a NBR 6118 (ABNT, 2023a). O processamento tem o objetivo de verificar o comportamento global do modelo e identificar possíveis inconsistências de modelagem, vinculações e rigidez. As combinações foram geradas tanto para o ELU quanto para o ELS. Assim, o modelo foi avaliado quanto à distribuição de esforços internos (momentos fletores, esforços cortantes e normais) e aos deslocamentos verticais e horizontais nas principais seções. A partir dos resultados obtidos[5], foi possível identificar seções críticas e a configuração dos diagramas de esforços nos diferentes elementos estruturais (vigas longarinas, transversinas, vigas berço, aparelhos de apoio, laje do tabuleiro e pilares). Essas informações servem de base para a verificação de dimensionamento e posterior análise detalhada das condições de serviço.

Um diagrama típico pode ser observado na Figura 62.

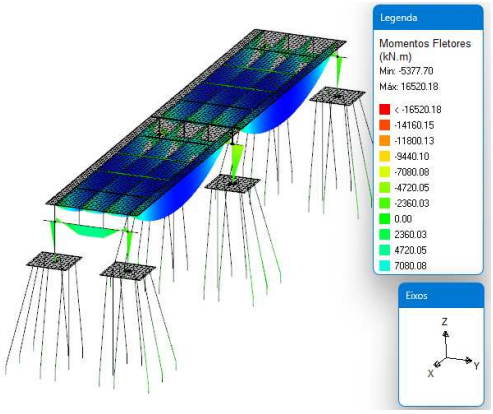
Figura 62: Esforços internos para uma combinação no ELU.



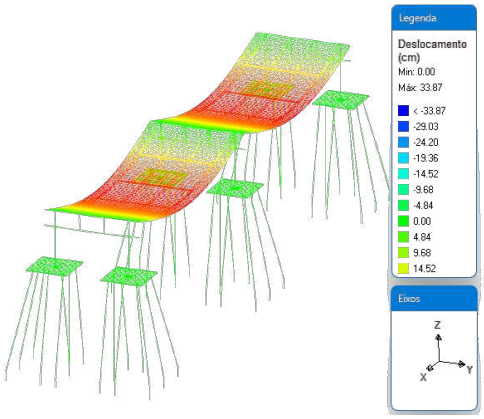
(a) Axiais.



(b) Cortantes.



(c) Fletores



(d) Deslocamentos.

[5]Ressalta-se que os resultados obtidos nesta etapa possuem caráter preliminar, sendo utilizados para validação do modelo estrutural e ajuste de parâmetros antes do dimensionamento final.

5.7.1 Deslocamentos

A Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023a) limita os valores de deslocamento em elementos estruturais, como vigas, lajes e muros. A Tabela 32 apresenta os limites normativos e das vigas do presente projeto.

Tabela 32: Limite para deslocamentos.

Tipos de efeito	**Aceitabilidade sensorial**		**Efeitos estruturais em serviço**	
Razão da limitação	**Visual**	**Vibrações no piso**	**Superfícies drenantes**	**Pavimentos que devem permanecer planos**
Deslocamento limite (cm)	$\ell/250$	$\ell/350$	$\ell/250$	$\ell/350$ + contraflecha
Limite longarinas de 35,5 m (cm)	14,2	10,1	14,2	10,1 + contraflecha
Limite vigas-berço 8,5 m (cm)	3,4	2,4	3,4	2,4 + contraflecha

Elaboração: Autores, 2025.

Dessa forma, para cada uma das vigas, o Eberick realiza a verificação dos deslocamentos conforme prescreve o item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023a). Assim, foram obtidos os deslocamentos elencados na Tabela 33. É possível observar que todas as longarinas, representadas pelas abreviações V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7 e V8[6], apresentam flechas excessivas, infringindo o limite normativo de $\ell/250$.

Tabela 33: Aceitabilidade sensorial - visual.

Aceitabilidade sensorial - visual				
Deslocamentos em cm (envoltória)				
Vigas	**Imediatos**	**Diferidos**	**Total (cm)**	**Razão ℓ/δ**
V1 = V4 = V5 = V8	-14,72	-9,93	-24,65	$\ell/144 \geq \ell/250$
V2 = V3 = V6 = V7	-13,54	-9,87	-23,41	$\ell/151 \geq \ell/250$

Elaboração: Autores (2025)

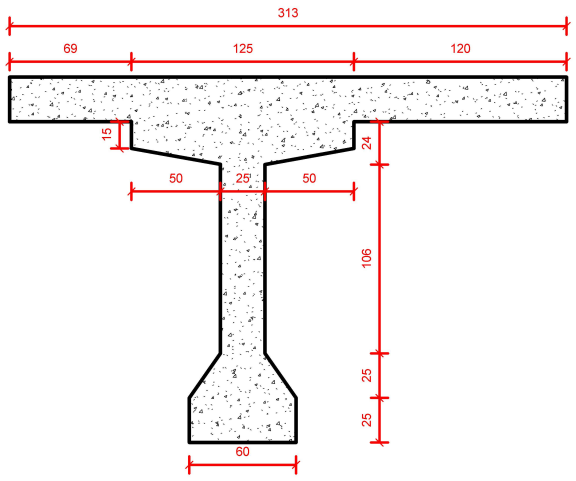
Além disso, é válido destacar que ao processar a estrutura com um $f_{ck} = 45$ MPa e longarinas com alturas iguais a $h = 2,20$ m, foi observado que apenas uma das longarinas (a V5) não passaria no limite de deslocamentos. Contudo, esse aumento de altura das longarinas inviabilizaria o projeto geométrico, ao diminuir o gabarito vertical efetivo disponível para grandes veículos (como ônibus e caminhões), portanto, optou-se por realizar a protensão das vigas longarinas.

[6]Para efeitos de dimensionamento V1 = V4 = V5 = V8. Enquanto que as V2 = V3 = V6 = V7. Tal agrupamento ocorre devido aos deslocamentos semelhantes observados para cada longarina.

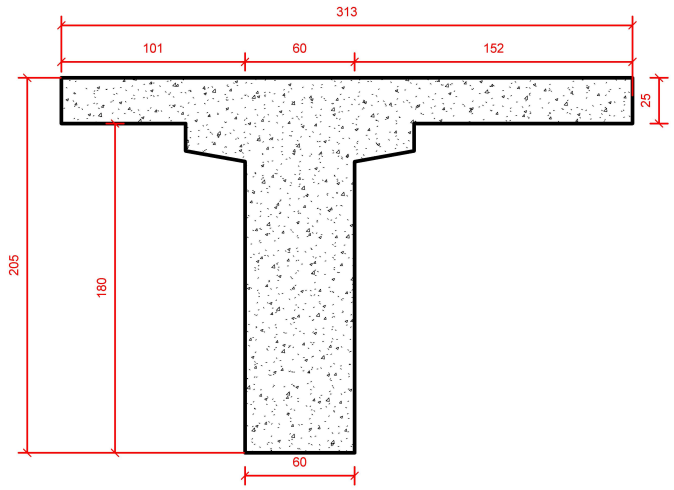
5.8 Propriedades físicas e geométricas das vigas longarinas

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a) (item 14.6.2.2), *"Quando a estrutura for modelada sem a consideração automática da ação conjunta de lajes e vigas, esse efeito pode ser considerado mediante a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção transversal T. A consideração da seção T pode ser feita para estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações, deslocamentos na estrutura, de uma forma mais realista"*. Dessa forma, considerando que as vigas longarinas estão biapoiadas, adotou-se uma parcela de laje colaborante para as vigas, bem como na região dos apoios optou-se por uma aumento da largura da seção, a fim de se combater mais eficazmente os efeitos dos esforços cortantes observados na análise estrutural nesta região da longarina. As seções adotadas estão apresentadas na Figura 63.

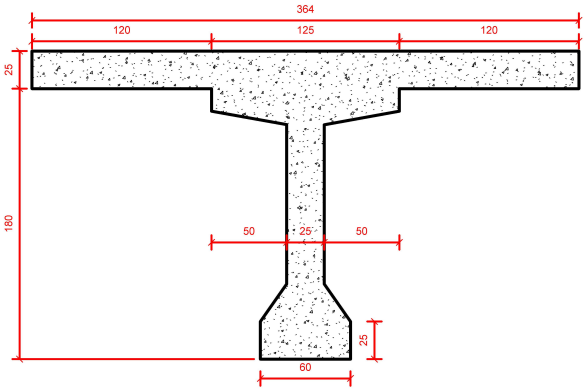
Figura 63: Seções utilizadas para vigas longarinas considerando a parcela de laje colaborante.



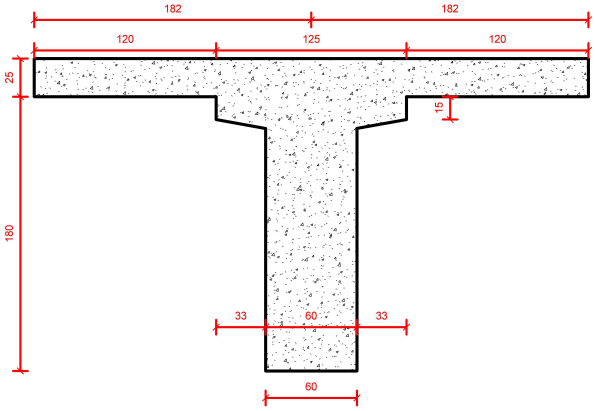
(a) Seção transversal meio do vão S6 - V1 e V4.



(b) Seção transversal apoios S5 - V1 e V4.



(c) Seção transversal meio do vão S4 - V2 e V3.



(d) Seção transversal apoios S3 - V2 e V3.

É válido salientar que todas as 16 vigas[7] do projeto terão apenas duas seções ao longo seus eixos longitudinais, conforme as Figura 64, Figura 65 apresentam, porém para efeitos de dimensionamento e verificação, foram feitas as considerações conforme orienta a NBR 6118 (ABNT, 2023a).

Figura 64: Seção S1 - meio do vão.

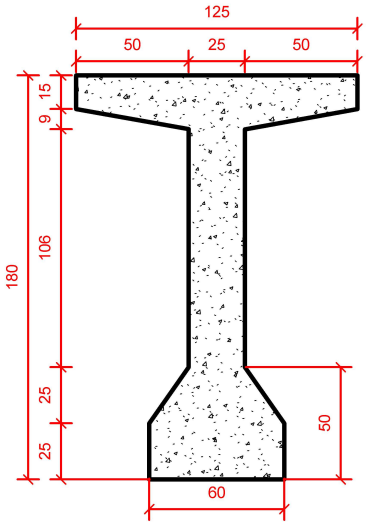
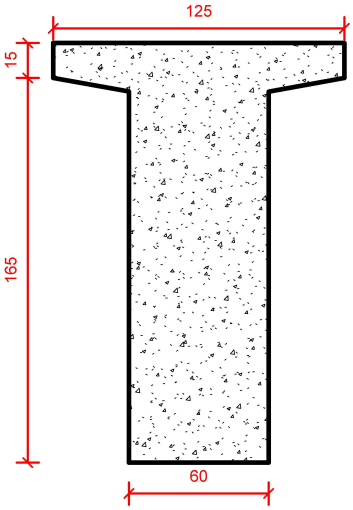


Figura 65: Seção S2 - região dos apoios.



Fonte: Autodesk Revit (2025).

A Tabela 34 abaixo resume as principais propriedades geométricas das seções das vigas longarinas.

Tabela 34: Seções transversais e propriedades geométricas.

Seção	$A\,(m^2)$	$I_x\,(m^4)$	$y_i\,(m)$	$y_s\,(m)$	$W_i\,(m^3)$	$W_s\,(m^3)$	$k_i\,(m)$	$k_s\,(m)$
S1	0,7762	0,6032	0,9255	0,8745	0,6518	0,6898	0,8815	0,8886
S2	1,1964	0,3608	0,9788	0,8212	0,3686	0,4394	0,5492	0,3672
S3	2,1065	0,8283	1,3876	0,6624	0,5969	1,1205	0,6271	0,5936
S4	1,6862	0,6866	1,4908	0,5592	0,4606	1,2278	0,6381	0,7282
S5	1,9777	0,8757	1,3526	0,6974	0,6474	1,2557	0,6654	0,6349
S6	1,5586	0,5845	1,4553	0,5947	0,4016	0,9828	0,6124	0,6306

Onde:

S1 é a seção da longarina no meio do vão sem acréscimo de laje colaborante;

S2 é a seção da longarina na região dos apoios sem acréscimo de laje colaborante;

S3 é a seção das longarinas V2 e V3 na região dos apoios com acréscimo de laje colaborante;

S4 é a seção das longarinas V2 e V3 no meio do vão com acréscimo de laje colaborante;

S5 é a seção das longarinas V1 e V4 na região dos apoios com acréscimo de laje colaborante;

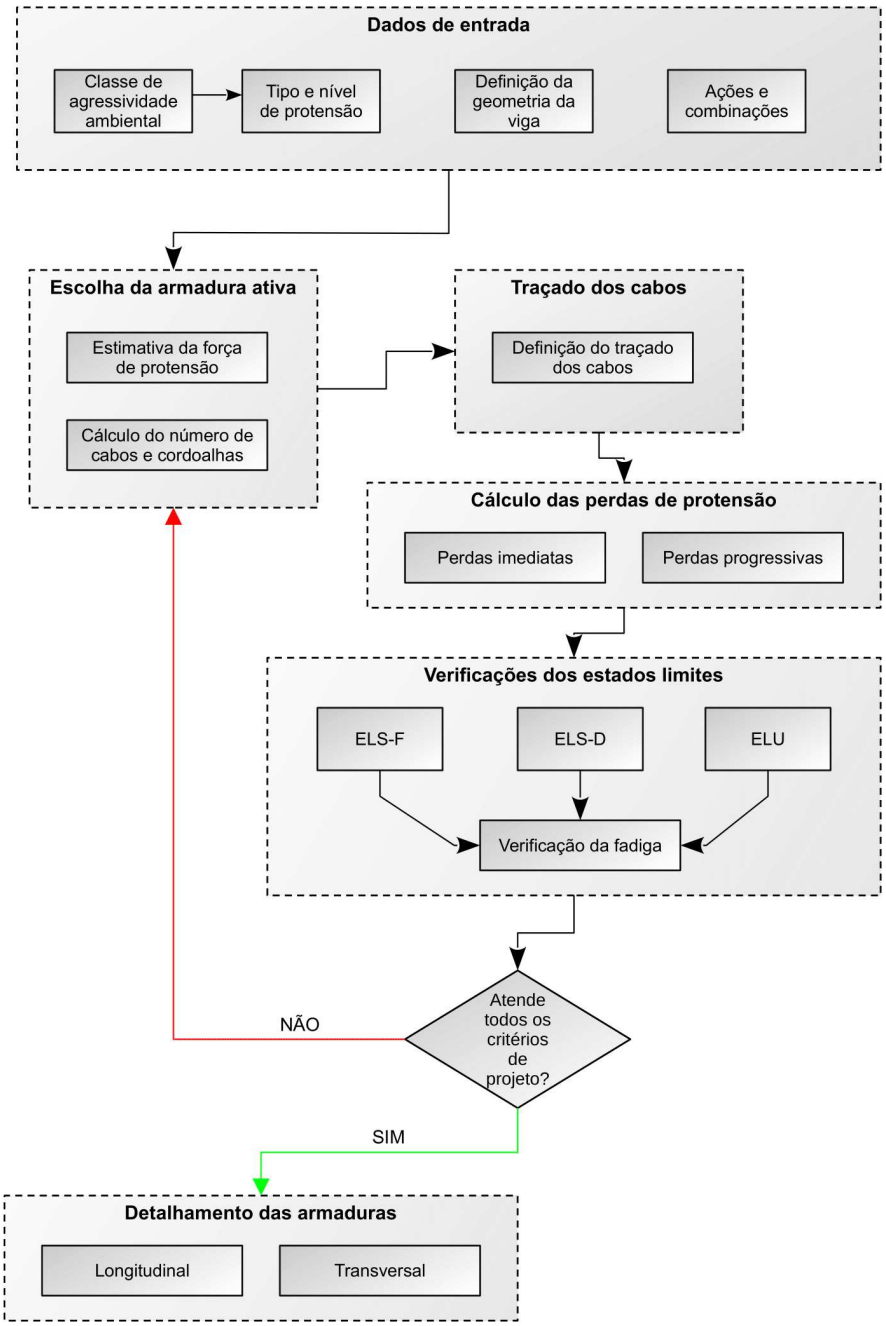
S6 é a seção das longarinas V1 e V4 no meio do vão com acréscimo de laje colaborante;

[7] Conforme a Figura 53 ilustra, ter-se-ão dois viadutos, um para cada sentido (norte e sul da ilha). Cada viaduto é composto por oito vigas longarinas, sendo quatro destinadas a cada tabuleiro.

5.9 Dimensionamento das vigas longarinas

A presente subseção apresenta o dimensionamento e detalhamento das vigas longarinas. Ao todo, o projeto contará com dezesseis (16) vigas longarinas com 35,5 m de extensão, com protensão limitada, isto é, aquela em que podem ocorrer tensões de tração, porém não ultrapassam uma tensão admissível e a peça trabalha livre de fissuras. O porquê da escolha do tipo de protensão será abordado na subseção Subsubseção 5.9.1 a seguir. O fluxograma da Figura 66 apresenta o passo a passo seguido para o cálculo da protensão das vigas longarinas.

Figura 66: Fluxograma do dimensionamento das vigas protendidas.



5.9.1 Escolha do nível de protensão e tensões limites

Na Tabela 13.4 do item 13.4.2 a NBR 6118 (ABNT, 2023a) apresenta os níveis de protensão para o projeto de peças protendidas no Brasil, em função do tipo de protensão (pré ou pós-tração e da classe de agressividade ambiental).

Tabela 35: Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	**Tipo de protensão**	**Classe de agressividade ambiental (CAA)**	**Exigências relativas à fissuração**	**Combinação de ações em serviço a utilizar**
Concreto simples	–	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	–	CAA I	ELS-W: $w_k \leq 0{,}4$ mm	Combinação frequente
		CAA II e CAA III	ELS-W: $w_k \leq 0{,}3$ mm	Combinação frequente
		CAA IV	ELS-W: $w_k \leq 0{,}2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração	CAA I	ELS-W: $w_k \leq 0{,}2$ mm	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I e CAA II	ELS-W: $w_k \leq 0{,}2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração	CAA I a CAA II	ELS-F	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D[a]	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração	CAA I a CAA IV	ELS-F	Combinação rara
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D[a]	Combinação frequente

Para as classes de agressividade ambiental CAA III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.
No cao de pré-tração em estruturas de concreto pré-fabricado, devem ser atendidos os requisitos da ABNT NBR 9062.
NOTA 1 – As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.
NOTA 2 – No projeto de lajes lisas e cogumelos protendidas, baste ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.
[a] A critério do projetista, o ELS-F pode ser substituído por ELS-DP com $a_p = 50$ mm (ver Figura 3.1).

Para o presente projeto, será utilizada a protensão limitada, na qual são admitidas tensões de tração, no entanto sem ultrapassar o estado-limite de formação de fissuras ELS-F. Dessa forma, de acordo a Tabela 13.4 da Norma ou a Tabela 35 apresentada anteriormente e, considerando que se trata de uma protensão limitada, com pós-tração e classe de agressividade ambiental III, o dimensionamento será inicialmente governado pelo ELS-F, utilizando a combinação frequente, e/ou pelo estado-limite de descompressão ELS-D, utilizando a combinação quase-permanente, ou eventualmente por algum estado limite último (ELU).

Como já mencionado anteriormente, as combinações de serviço quase permanente são aquelas que podem atuar durante um longo período da vida útil da estrutura, da ordem de 50% desse tempo. As equações 43 e 42 apresentam as expressões utilizadas para o cálculo das combinações frequentes e quase permanentes, respectivamente.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{2_j} F_{Q_j,k}) \tag{42}$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{G_i,k} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{2_j} F_{Q_j,k}) \tag{43}$$

onde:

F_{ser} é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{Gi,k}$ são as ações permanentes em valor característico;

$F_{Q1,k}$ é a ação variável principal direta em valor característico;

$F_{Qj,k}$ são as ações variáveis secundárias em valores característicos;

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase-permanente para ELS;

m é o total de ações permanentes consideradas;

n é o total de ações variáveis consideradas.

Para a obtenção dos valores de ψ_1 e ψ_2, é necessário consultar a Tabela 6 da NBR 8681 de 2003. Realizando essa consulta, obtém-se os valores de $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,3$.

Dessa forma, a partir das combinações realizadas anteriormente, foram obtidos os valores de momento no meio do vão para cada caso. Os diagramas de esforços internos podem ser consultados no Apêndice C.

ELS-D - combinação quase permanente $\implies M_d = 8594$ kN.m

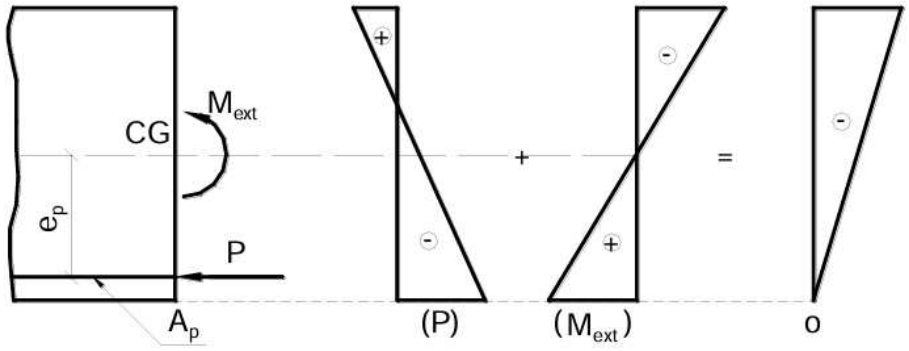
ELS-F - combinação frequente $\implies M_d = 8716$ kN.m

O ELS-D, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), é o estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a **tensão normal é nula**, não havendo tração no restante da seção. Tal verificação é utilizada no caso do concreto protendido.

$$\sigma_t = 0$$

Dessa forma, não se permite tensões de tração no concreto ou a soma das tensões atuantes na borda inferior deve resultar zero. Situação onde a seção comprimida pela protensão vai sendo descomprimida pela ação dos carregamentos externos, até atingir o ELS-D (Figura 67). Esta verificação deve ser feita no Estádio I (concreto não fissurado, comportamento elástico linear dos materiais), conforme o item 17.3.4 da NBR 6118.

Figura 67: Tensões normais devidas à força de protensão (P) e ao momento fletor externo (M_{ext}),com tensão nula em um ponto.



Fonte: Apostila de Fundamentos do Concreto Protendido - UNESP - Campus de Bauru/SP

Já o ELS-F é o estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$, onde $f_{ct,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão. Dessa forma, tensão máxima admissível de tração no concreto deve ser inferior à resistência à tração direta do concreto.

$$\sigma_t \leq \alpha \times f_{ctk,inf}$$

onde:

α é igual a 1,2 para seções T e duplo T;

$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm}$, para concretos até classe C50;

$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

5.9.2 Estimativa da carga de protensão inicial P_i e pré-dimensionamento

Para o atendimento dos critérios de ELS anteriormente apresentados, é necessário, portanto, calcular qual força P_i de protensão inicial que, após todas as perdas (imediatas, progressivas, por atrito, etc), será capaz de manter as vigas na configuração desejada. Essa força P_i pode ser inicialmente calculada considerando a tensão de fissuração, as propriedades geométricas da seção sob análise, o momento atuante na seção M_i e a excentricidade de protensão e_i, conforme a Equação 44 apresenta.

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A} + \frac{P \times e_i}{W_{1,2}} + \frac{M_i}{W_{1,2}} \tag{44}$$

Onde:

$\sigma_{1,2} = \sigma_{fiss}$, é a tensão no bordo mais tracionado no momento da fissuração;

P é a força de protensão que se deseja conhecer, a ser aplicado no ato da protensão;

e_i é a excentricidade de protensão, dada pela distância entre o CG dos cabos e o CG de toda seção;

$W_{1,2}$ é o momento resistente, i.e., a capacidade de uma seção transversal de uma viga de resistir à flexão;

M_i é o momento atuante na seção em análise, usualmente a mais solicitada.

Isolando P na Equação 44, é possível obter a Equação 45. Para o ELS-F, $\sigma_{1,2} \equiv \sigma_{fiss}$, enquanto que para o ELS-D, $\sigma_{1,2} = 0$. Além disso, o momento resistente pode ser calculado a partir do momento de inércia e da distância y_t entre o CG da seção e o bordo mais tracionado. A excentricidade e_i pode ser estimada ou calculada através do desenho dos cabos.

$$P = \frac{\sigma_{1,2} - \frac{M_i}{W_{1,2}}}{\frac{1}{A} + \frac{e_i}{W_{1,2}}} \tag{45}$$

A tensão de fissuração σ_{fiss} pode ser obtida pela Equação 46 e o momento M_r de fissuração é obtido pela Equação 47.

$$\sigma_{fiss} = \frac{M_r \times I_c}{y_t} \tag{46}$$

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \tag{47}$$

Onde:

σ_{fiss} é a tensão no bordo mais tracionado no momento da fissuração;

α é igual a 1,2 para seções T ou duplo T;

f_{ct} é a resistência à tração direta no concreto;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

Então, o valor de M_r e σ_{fiss} é:

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{40^2} \implies f_{ctm} = 3,5088\, MPa$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times 3,5088 \implies f_{ctk,inf} = 2,4562\, MPa$$

$$M_r = \frac{1,2 \times 2,4562 \times I_c}{y_t} \implies \sigma_{fiss} = \frac{\frac{1,2 \times 2,4562 \times \cancel{I_c}}{\cancel{y_t}} \times \cancel{I_c}}{\cancel{y_t}} \implies \sigma_{fiss} = 2,9474\, MPa.$$

Dessa forma, considerando inicialmente uma excentricidade de protensão de 0,7 metros, uma área total de 0,7762 m², um momento resistente W de $\frac{0,6032}{0,9255} = 0,6517\,m^3$ e que $\sigma_{1,2} = \sigma_{fiss}$ ou $\sigma_{1,2} = \sigma_{fiss} = 0$ para o ELS-D, é possível estimar a carga final P de protensão.

$$|P_\infty| \geq \begin{cases} P_\infty = \frac{0 - \frac{8594}{0,6517}}{\frac{1}{0,7762} + \frac{0,7}{0,6830}} = -5581,9578\,kN \\ \\ P_\infty = \frac{2,9474 - \frac{8716}{0,6517}}{\frac{1}{0,7762} + \frac{0,7}{0,6830}} = -5659,9513\,kN \end{cases} \tag{48}$$

Portanto, $P_\infty = 5659,6869\,kN$.

Após a força de protensão final (P_∞) ser estimada, através da escolha da maior carga (P) de protensão calculada para as específicas combinações efetuadas para cada caso, é possível então realizar o cálculo da carga ou força inicial de protensão P_i, dada pela Equação 49.

$$P_i = \frac{P_\infty}{1 - PD_{total}} \tag{49}$$

Onde:

P_i é força de protensão que deverá ser efetivamente aplicada;

P_∞ é o maior valor em módulo obtido para a força de protensão final;

PD_{total} são as perdas totais imediatas e ao longo do tempo; ficando geralmente entre 15% a 25%.

Portanto, partindo de um pré-dimensionamento para o atendimento ao ELS-F e ELS-D e, considerando o valor de P_∞ estimado e $PD_{total} = 25\%$, é possível obter $P_i = 7546,2492\,kN$.

Além da estimativa do força de protensão inicial a partir dos atendimentos aos ELS-F e ELS-D, também estimou-se a força de protensão e o número de cabos a partir da flecha de protensão necessária, através do memorial disposto no Apêndice C. Dessa forma, foi adotado uma força de protensão que não só satisfaça os ELS obrigatório para o nível de protensão, mas também uma força tal .

5.9.3 Escolha da armadura ativa - pré-dimensionamento

Em seguida, foi realizada a escolha do aço de protensão (armadura ativa). Trata-se de um material de alta resistência, desenvolvido para minimizar as perdas imediatas e progressivas de protensão ao longo do tempo. Para tanto, deve-se escolher os aços de protensão através das tabelas de fabricantes. Alguma das opções possíveis são:

- Fios para protensão aliviados (RN) e estabilizados (RB) (pré-tração);
- Cordoalhas de 3 e 7 fios estabilizados (RB) (pós-tração aderente);
- Cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas (exclusivo para pós-tração não aderente).

- Barras especiais de alta resistência;

Para o presente projeto, a cordoalha selecionada foi a CP 190 (RB 15,20), composta por sete fios de baixa relaxação e resistência de 1900 MPa, com pós-tração aderente com injeção de nata de cimento, fabricada pela Arcelor Mittal[8] (antiga Companhia Siderúrgica Belgo Mineira), que especifica sua área nominal em aproximadamente 143 mm^2.

5.9.3.1 Tensões de tração nos cabos de protensão

Os aços dos cabos de protensão têm suas tensões iniciais de tração máxima admissíveis (σ_{adm}) limitadas, uma vez que tensões excessivamente altas produzem os seguintes inconvenientes:

- risco de ruptura durante a protensão;
- maior perda por relaxação;
- maior sensibilidade à corrosão;

Os valores admissíveis das tensões são fixados em função da resistência à ruptura (f_{ptk}) ou do limite de escoamento convencional ($f_{pyk} \approx f_{p0,2k}$).

De acordo com NBR 6118, para as tensões de protensão instaladas para o caso de armadura pós-tracionada, por ocasião da aplicação da força P_i, a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites de 0,74 f_{ptk} e 0,87 f_{pyk} para aços da classe de relaxação normal (RN), e 0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk} para aços da classe de relaxação baixa (RB).

$$\sigma_{P_{adm}} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} = 0,74 \times 1900 = 1406\,MPa \\ \\ 0,82 \times f_{pyk} = 0,82 \times 1700 = 1394\,MPa \end{cases} \tag{50}$$

Para armadura escolhida, obtém-se que $\sigma_{P_{adm}}$ deve ser menor que 1394 MPa.

5.9.3.2 Força inicial de protensão

Depois de escolhida a armadura ativa (de protensão), estima-se a quantidade de aços de protensão que deverão ser utilizados. Contudo, há duas formas de se realizar esse cálculo, por meio da tensão inicial de protensão na cordoalha (σ_{ip}), em MPa, ou através da força inicial de protensão na cordoalha (P_{ip}), em kN. Para ambos os métodos, faz-se necessário a utilização de tabelas dos fabricantes de aços de protensão, para retirar os dados necessários, além dos coeficientes (K), a depender do tipo de protensão empregado, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a).

[8] <https://www.belgo.com.br/wp-content/uploads/2021/03/Catalogo-Fios-e-Cordoalhas-Correto_03_22-compactado.pdf>

$$P_{ip} \leq \begin{cases} K \times P_{tk} = 0,74 \times P_{tk} = 0,74 \times 261 = 193,14\,kN \\ \\ K \times P_{yk} = 0,82 \times P_{yk} = 0,82 \times 235 = 192,70\,kN \end{cases} \tag{51}$$

Dessa forma, a quantidade de cordoalhas pode ser estimada através da Equação 52.

$$Q_{cord} = \frac{P_i}{P_{ip}} = \text{Quantidade de cordoalhas} \tag{52}$$

Onde:

Q_{cord} é a quantidade de cordoalhas;

K é um coeficiente de minoração da resistência;

P_i é a força de protensão inicial estimada anteriormente, já levando em conta as perdas totais PD;

P_{ip} é a força inicial de protensão em uma cordoalha;

P_{tk} é a carga mínima de ruptura de uma cordoalha;

P_{yk} é a carga mínima a 1% de deformação;

Então,

$$Q_{cord} = \frac{7546,2492kN}{192,70\,kN} = 39,16 \implies 40\,\text{cordoalhas.}$$

Portanto, em um primeiro momento, foram adotadas 40 cordoalhas, subdivididas em 4 cabos de 10 cordoalhas. Além disso, como trata-se de pós-tração aderente, também são definidas as quantidades bainhas metálicas. De acordo com o item 18.6.2.1.1, a norma deixa claro que, no caso de protensão interna com armadura aderente, as bainhas da armadura de protensão devem ser metálicas, projetadas com diâmetro que permitam a livre movimentação dos cabos. Dessa forma, de acordo com o catálogo da ProtendeABS[9] para 10 cordoalhas de ϕ = 15,20 mm, se faz necessário o uso de bainhas de diâmetro igual a 75 mm.

5.9.4 Traçado dos cabos

De acordo com Cholfe L.; Bonilha (2013), o traçado geométrico dos cabos de protensão diz respeito a determinação de curvas (lugares geométricos) que passam por pontos previamente estabelecidos, isto é, pontos nas seções de dimensionamento e pontos nas seções de ancoragem. Além disso, o item 18.6 da NBR 6118 (ABNT, 2023a) versa sobre cabos de protensão e, de acordo com o item 18.6.1.1 - Traçado da NBR

[9] <https://protendeabs.sharepoint.com/:b:/g/EaGBt7wGu8pIuUxkUZDhuxABbs_H2G3dH-gTP-XcsJtvCg?e=07OM5a>

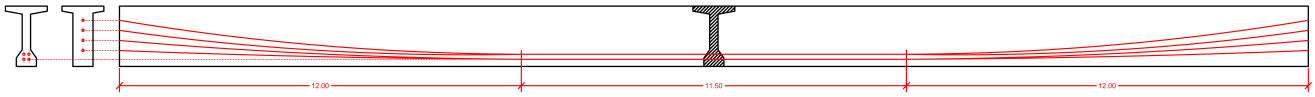
6118:2023, a armadura de protensão pode ser retilínea, curvilínea[10], poligonal ou de traçado misto, respeitada a exigência referente à armadura na região dos apoios, conforme os itens 18.3.2.4-a) e b) da Norma.

Considerações gerais

- A armadura ativa é formada por 4 cabos de 10 cordoalhas de 15,20 mm em bainhas de $\phi_{ext} = 75$ mm;
- O vão teórico da viga é de 35,50 m. O traçado geométrico deverá estabelecer as ordenadas dos eixos das bainhas, de todos os cabos;
- Nas regiões próximas às ancoragens, os cabos deverão apresentar um trecho reto com 80 cm;
- A distância mínima entre os centros dos cabos é de $2\times\phi_{ext}$ (duas vezes o diâmetro das bainhas de diâmetro igual a 75 mm), ou seja, 150 mm = 15 cm.

Portanto, foi adotado um traçado curvilíneo–retilíneo–curvilíneo, com trecho retilíneo central de 11,5 m e extremidades curvilíneas de 12,0 m cada, totalizando 35,5 m de projeção horizontal, conforme a Figura 68 apresenta. A Tabela 36 apresenta as coordenadas dos cabos em algumas seções[11].

Figura 68: Traçado adotado para os cabos de protensão.



Fonte: Autodesk Revit (2025)

Tabela 36: Coordenadas dos centros geométricos dos cabos de protensão em diferentes seções.

Cabo	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3	x_4	y_4	$1/\rho$
1	0,00	1,38	12,00	0,36	23,50	0,36	35,50	1,38	75
2	0,00	1,08	12,00	0,36	23,50	0,36	35,50	1,08	75
3	0,00	0,78	12,00	0,21	23,50	0,21	35,50	0,78	150
4	0,00	0,48	12,00	0,21	23,50	0,21	35,50	0,48	346

[10]Conforme NBR 6118 (ABNT, 2023a), *ipsis litteris*, dispensa-se justificativa do raio de curvatura adotado, desde que ele seja superior a 4 m, 8 m e 12 m, respectivamente, nos casos de fios, barras e cordoalhas. Como a cordoalha do presente projeto possui extensão superior a 12 m, foram adotados as curvaturas apresentadas na última coluna da Tabela 36.

[11]$(x_1; y_1)$ são as coordenadas na ancoragem no começo da viga, $(x_2; y_2)$ ao fim do trecho parabólico inicial, $(x_3; y_3)$ é ao fim do trecho retilíneo e $(x_4; y_4)$ no fim da viga, conforme apresenta a Figura 68

5.9.5 Perdas da força de protensão

A tensão na armadura de protensão diminui gradualmente ao longo do tempo, sendo mais acentuada nos instantes iniciais e mais lenta durante a vida útil da peça. Essa redução ocorre em razão da diminuição do alongamento da armadura, provocada por diferentes fatores, o que resulta na perda da força de protensão. As diversas parcelas de perda são somadas para compor a chamada perda total de protensão (ΔP_{tot}), que deve ser determinada para a estimativa das forças de protensão inicial e final, necessárias ao dimensionamento dos elementos protendidos. Dessa forma, a perda de força de protensão pode ser obtida através da Equação 53.

$$\Delta P_{tot} = (\Delta P_{atr} + \Delta P_{anc}) + \Delta P_{enc} + (\Delta P_{r1} + \Delta P_{cs1} + \Delta P_{cc1}) + (\Delta P_{r2} + \Delta P_{cs2} + \Delta P_{cc2}) \quad (53)$$

Onde:

ΔP_{tot} é a perda total da força de protensão no cabo;

ΔP_{atr} é a perda devido ao atrito entre as cordoalhas e a bainha;

ΔP_{anc} é a perda devido a acomodação da ancoragem;

ΔP_{enc} é a perda devido ao encurtamento elástico do concreto;

ΔP_{r1} é a perda inicial devida a relaxação do aço;

ΔP_{cs1} é a perda inicial devida a retração do concreto;

ΔP_{cc1} é a perda inicial devida a fluência do concreto;

ΔP_{r2} é a perda posterior devida a relaxação do aço após o alongamento de todos os cabos;

ΔP_{cs2} é a perda posterior devida a retração do concreto após o alongamento de todos os cabos;

ΔP_{cc2} é a perda posterior devida a fluência do concreto após o alongamento de todos os cabos.

5.9.6 Perdas imediatas

As perdas imediatas na pós-tração são os seis primeiros fatores apresentados na Equação 53, sendo elas devido ao atrito, a acomodação da ancoragem, ao encurtamento elástico do concreto, à relaxação do aço, da retração e fluência[12]. As perdas iniciais por relaxação, fluência e retração são significativas em situações onde o intervalo de tempo entre o estiramento dos diferentes n cabos chega a ser de muitas horas ou até mesmo de dias. Do contrário, podem ser desprezadas e serão consideradas apenas nas perdas posteriores.

[12]De acordo com Bastos (2025), em vigas pré-moldadas, por exemplo, é comum que o período de tempo entre o estiramento do primeiro cabo e do último cabo seja pequeno, de apenas algumas horas, de tal forma que as perdas iniciais por **relaxação**, **retração** e **fluência** do concreto são de baixa intensidade e podem por isso ser desprezadas. Quando o período de tempo entre os estiramentos dos cabos não for pequeno, essas perdas iniciais devem ser determinadas. No caso de não haver necessidade de um cálculo mais refinado, podem ser apenas estimadas, com valores sempre a favor da segurança. Dessa forma, no presente projeto, as perdas iniciais ΔP_{r1}, ΔP_{cs1} e ΔP_{cc1} foram desprezadas.

5.9.6.1 Perdas por atrito

Na pós-tração em estruturas tensionadas com cabos curvos surge o atrito entre as cordoalhas e a bainha, fenômeno que também ocorre em trechos retilíneos em virtude das pequenas ondulações da bainha metálica. Assim, o atrito diminui o alongamento inicialmente desejado para a armadura, dando origem a chamada **perda de força de protensão por atrito** (ΔP_{atr}). De acordo com Bastos (2025), a perda de força é acumulativa, aumenta conforme se distancia do cilindro hidráulico e depende principalmente do traçado do cabo e das características de rugosidade dos materiais em contato. Além disso, uma maneira eficiente de diminuir a perda por atrito, é realizando o estiramento nas duas extremidades da peça, através da ancoragem ativa-ativa.

Conforme a NBR 6118 coloca em seu item 9.6.3.3.2.2, nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito pode ser determinada pela expressão Equação 54:

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i \times [1 - e^{-(\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x)}] \tag{54}$$

Onde:

P_i é o valor definido no item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 e na Equação 49;

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP, medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto da abscissa x, expressa em radianos (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha (rad^{-1}).

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo (m^{-1}).

5.9.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023a) apresenta em seu item 9.6.3.3.2.3, as perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem "devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem." Além disso, a Norma não apresenta outras informações ou dados sobre essa perda.

No caso da pós-tração, a força de protensão é transmitida ao concreto por meio de sistemas de ancoragem, compostos por cunhas, porta-cunhas e placas de apoio. Durante a transferência da força de protensão do equipamento de alongamento para o sistema de ancoragem, após o alongamento das cordoalhas do cabo ter sido realizado, ocorre uma acomodação mecânica do conjunto cunha–porta-cunha–cordoalha, resultando em pequenos deslocamentos longitudinais do aço. Esses deslocamentos, normalmente entre 2 mm e 6 mm, geram forças de atrito, as mesmas que surgem no estiramento, porém em direções contrárias, ao longo de um certo trecho do cabo (w) definido pela extremidade (ancoragem) e por um ponto de equilíbrio (ou de bloqueio) a partir do qual é cessada a perda de protensão.

Os pequenos deslocamentos são denominados acomodação da ancoragem (Δw) e representam uma das perdas imediatas de protensão, uma vez que reduzem a deformação inicial imposta ao aço. Portanto, também devem ser levadas em consideração no dimensionamento de peças protendidas.

Assim, Cholfe L.; Bonilha (2013) definem Ω como a força perdida e está relacionada com o deslocamento Δw e a rigidez axial do cabo (tração). De maneira geral, pode ser calculada através da Equação 55:

$$\Omega = \int_0^w \sigma dx = E_p \cdot \Delta w = \int_0^w F \cdot dx = E_p \cdot \Delta w A_p \tag{55}$$

Além disso, uma condição de contorno necessária para a determinação do ponto de equilíbrio w e das perdas associadas, é a compatibilidade geométrica entre o encurtamento do cabo e o deslocamento ocorrido em virtude da acomodação da ancoragem, i.e., pressupõe-se que o encurtamento do cabo seja igual ao deslocamento da ancoragem (Δw) ocorrido após a transferência da força de protensão do equipamento para as ancoragens. Dessa forma, a Equação 56 permite calcular o valor de w, que é a abscissa de ponto de equilíbrio.

$$\Omega = \Delta w \cdot E_p \cdot A_p \tag{56}$$

A partir do valor de Δw fornecido pelo fabricante (ou determinado experimentalmente) e das propriedades geométricas e mecânicas do cabo, é possível calcular a abscissa de equilíbrio e as correspondentes perdas de protensão nas posições $x = 0$ (junto à ancoragem) e $x = w$ (no ponto de equilíbrio).

O ponto de equilíbrio (w) representa a posição, ao longo do cabo, em que a perda de força decorrente da acomodação da ancoragem se encontra em equilíbrio com as perdas por atrito acumuladas durante o alongamento. Em outras palavras, é o ponto a partir do qual as perdas por atrito compensam exatamente a redução de força provocada pela acomodação da ancoragem, de modo que, além dessa abscissa, o efeito da acomodação não se propaga significativamente ao longo do cabo. O valor de w pode ser obtido via compatibilidade geométrica, a partir da Equação 57:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta w \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p_1}} \tag{57}$$

De acordo com KLEIN (2002), o alcance destas perdas ao longo da viga, na ocasião de protensão simétrica, recaem sob três hipóteses possíveis:

1. as perdas limitam-se ao trecho de traçado curvilíneo.
2. as perdas chegam ao trecho de traçado retilíneo.
3. as perdas atingem a seção do meio do vão.

- **Hipótese 1: w $\leq$ a**

As perdas limitam-se ao trecho de traçado curvilíneo (no caso, parabólico). Então a perda é dada por:

$$\Delta P_0 = 2 \times \Delta p_1 \times w \tag{58}$$

- **Hipótese 2: a $\leq$ w' $\leq \ell/2$**

As perdas chegam ao trecho de traçado retilíneo e a acomodação avança até o trecho retilíneo. Além disso, define-se w' = w - a. Então a perda pode ser obtida através da Equação 59:

$$\Delta P_0 = 2 \times \Delta p_1 \times w \tag{59}$$

- **Hipótese 3: w $\geq \ell/2$**

A acomodação atinge o centro do vão, ocasionando uma interação entre as perdas provenientes das acomodações de ambas extremidades. Ocorre a sobreposição das perdas e uma abrupta perda no meio do vão ($x = \ell/2$). Nesse caso, pode ser calculada de acordo com a Equação 60.

$$\Delta P_0(x = \ell/2) = \frac{1}{\ell/2}\left\{\Delta w\, E_p A_p - \left[\Delta p_1\, a^2 + 2\, a\, \Delta p_2\,(\ell/2 - a) + \Delta p_2\,(\ell/2 - a)^2\right]\right\} \tag{60}$$

A Figura 69 expressa graficamente as possibilidades de acomodação da ancoragem e da abscissa de equilíbrio.

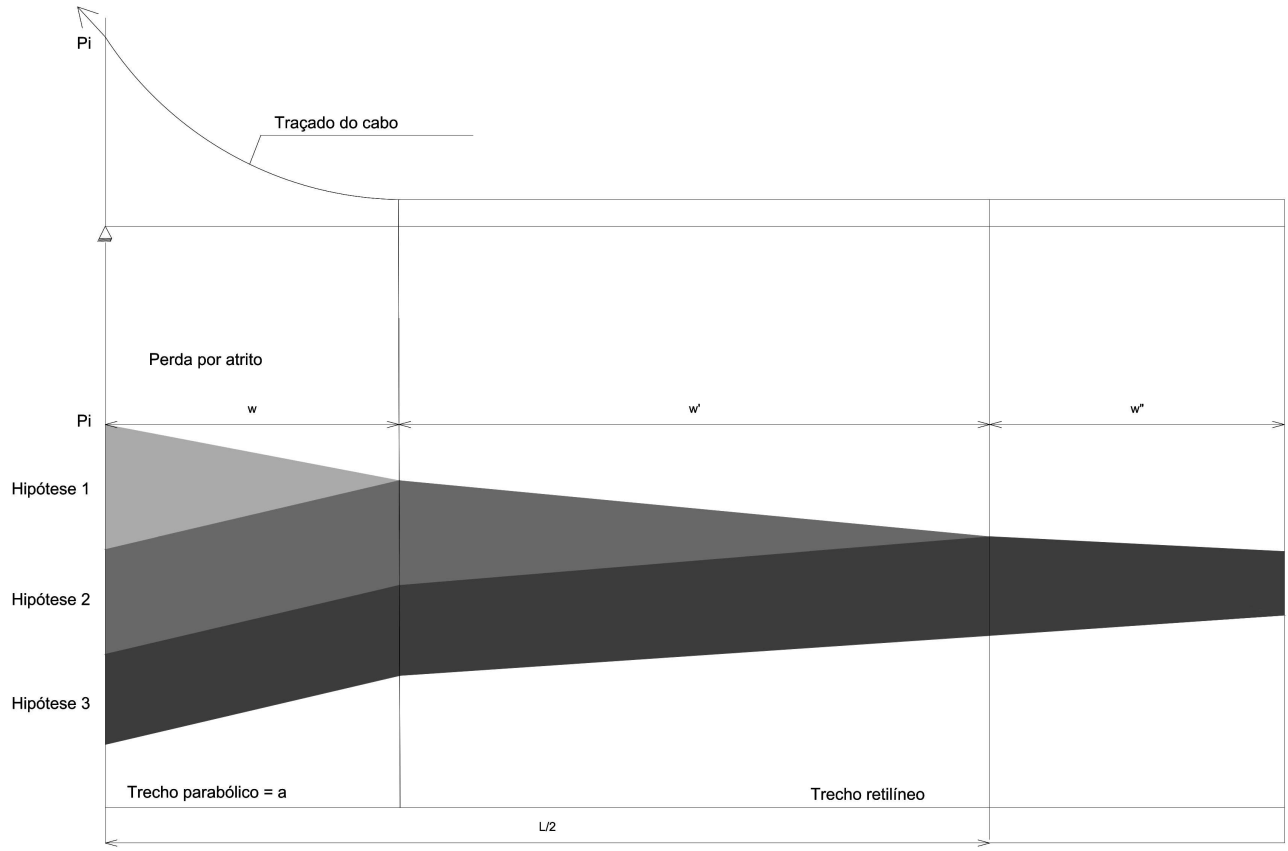


Figura 69: Hipóteses de acomodação da ancoragem

5.9.6.3 Perdas devido ao encurtamento elástico do concreto

Nas estruturas onde ocorre a pós-tração, quando os cabos são protendidos, os macacos se apoiam diretamente sobre o concreto. Assim, o encurtamento imediato ocorre antes da ancoragem dos cabos, não havendo perdas de protensão. Dessa forma, quando todos os cabos são protendidos e ancorados simultaneamente, em uma única operação, não há perdas por encurtamento imediato a serem consideradas.

Por outro lado, em elementos estruturais de pós-tração com protensão sucessiva dos cabos, executada em diversas etapas, ocorre uma deformação imediata do concreto, que provoca o afrouxamento dos cabos previamente protendidos e ancorados. O estiramento de um cabo após o outro pode anular o alongamento de um ou mais cabos previamente estirados, uma vez que cada estiramento provoca uma deformação imediata no concreto. O último cabo, portanto, não apresenta perda por encurtamento imediato.

Conforme recomenda a NBR 6118:2023 no item 9.6.3.3.2.1, pode-se considerar uma perda média de protensão para todos os cabos, calculada pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{n-1}{2 \cdot n} \times \alpha_p \times (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}), \text{ onde:} \tag{61}$$

n é o número de cabos protendidos sucessivamente um a um;

$\alpha = E_p/E_{ci}$; é a relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto;

$E_p = 200\,GPa$

$E_{ci} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$ em MPa;

σ_{cp} é a tensão no concreto ao nível do centro geométrico da armadura, devido à protensão simultânea dos n cabos;

σ_{cg} é a tensão no concreto ao mesmo nível proveniente das cargas permanentes ativadas pela protensão.

O memorial de cálculo das perdas imediatas se encontram no Apêndice C, tendo sido calculadas numericamente através do SMath Studio e scripts na linguagem de programação Python.

5.9.7 Perdas progressivas posteriores

As perdas progressivas posteriores ocorrem ao longo da vida útil, imediatamente após o estiramento do último cabo e dependem, sobretudo, das propriedades dos materiais que constituem a longarina. Assim, é necessário quantificar o valor dessa perda a fim de confirmar, com a força remanescente, se todos os Estados Limites ainda estão sendo atendidos em qualquer momento t ao longo da vida útil da estrutura, conforme prescreve a NBR 6118 (ABNT, 2023a).

Para o presente projeto, serão levadas em conta três tipos: perdas devido a fluência do concreto ΔP_{cc2} (deformação lenta, *concrete creep*), perdas por retração do concreto ΔP_{cs2} (*concrete shrinkage*) e as perdas devido a relaxação do aço de protensão ΔP_{r2}.

Em seu item 9.6.3.4 a NBR 6118 (ABNT, 2023a) apresenta processos simplificados que podem ser aplicados no cálculo das perdas de progressivas posteriores, sob um determinado período de tempo (de t_0 a t) ou ao longo de toda a vida útil da estrutura. Além disso a norma estabelece que "os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados em 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estádio I[13]."

5.9.7.1 Perda por retração

Durante o processo de cura do concreto, parte da água adicionada é consumida na reação de hidratação do cimento, promovendo a ligação entre a pasta e os agregados. A fração remanescente, que não participa diretamente dessa reação, é essencial para conferir trabalhabilidade ao material durante o lançamento. Após o adensamento e o lançamento, essa água livre tende a evaporar com o tempo. A perda de umidade, associada a fenômenos químicos de hidratação e endurecimento, induz tensões superficiais nos poros do concreto, resultando em sua retração volumétrica. A retração decorrente da evaporação da água livre é denominada retração por secagem, enquanto a retração associada às reações químicas de hidratação é conhecida como retração autógena.

Dessa forma, a perda de protensão por retração do concreto ocorre devido às variações dimensionais do material ao longo do tempo, mesmo na ausência de cargas externas. Essa contração ou expansão é causada pela evaporação da água livre e pela continuação das reações de hidratação do cimento, acarretando em um encurtamento da peça. Como os cabos protendidos estão ancorados nas extremidades, o encurtamento do concreto provoca um relaxamento parcial da força nos cabos, reduzindo assim o nível de protensão efetiva. Trata-se de uma perda lenta e irreversível.

De acordo com Cholfe L.; Bonilha (2013), a retração do concreto, representada por um deformação normal $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, depende de diversas condições:

- tipo de cimento, tipo de agregado, dosagem empregada, uso de aditivos;
- tipo de cura, umidade relativa do ambiente, tempo de exposição ao meio ambiente;
- geometria e espessura fictícia da peça h_{fic};

$$h_{fic} = \gamma \times \frac{2 \times A_c}{\mu_{ar}} \tag{62}$$

- idade fictícia do concreto t_{fic} em dias:

$$t_{fic} = \alpha \sum_i \frac{(T_i + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \tag{63}$$

[13] O Estádio I corresponde à condição em que não há fissuração na seção transversal do elemento, não sendo, portanto, aplicável aos casos de protensão parcial, nos quais se admite a ocorrência de fissuras em serviço.

onde:

h_{fic} é a espessura fictícia da seção;

γ é um coeficiente dependente da umidade relativa (U%); $\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,10 \cdot U)}$ para $\mu \leq 90\%$;

A_c é a área de concreto da seção transversal;

μ_{ar} é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com a atmosfera;

t_{fic} é a idade fictícia em dias;

α é um coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais, Cholfe L.; Bonilha (2013) recomenda empregar os valores expressos na Tabela 37.

T_i é a temperatura média diária do ambiente em graus Celsius;

$t_{ef,i}$ período em dias durante o qual a temperatura do ambiente média diária do ambiente T_i pode ser considerada constante.

Tabela 37: Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento.

Tipo de cimento	**Classificação**	**Fluência (α)**	**Retração (α)**
De endurecimento lento	CP III e CP IV (todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal	CP I e CP II (todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido	CP V-ARI	3	

CP I e CP I-S: Cimento Portland comum.
CP II-E, CP II-F e CP II-Z: Cimento Portland composto.
CP III: Cimento Portland de alto forno.
CP IV: Cimento Portland pozolânico.
CP V-ARI: Cimento Portland de alta resistência inicial.
RS: Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns tipos de cimento citados).

Assim, conforme o item A.2.3.2 do Anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2023a), o valor da retração do concreto $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ entre os instantes t_0 e t, é dado por:

$$\varepsilon_{cs}\,(t, t0) = \varepsilon_{cs\infty} \times (\beta_s(t) - \beta_s(t_0)) \tag{64}$$

onde:

$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$; é o valor final da retração;

ε_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto:

$$10^4 \cdot \varepsilon_{1s} = -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590}\text{; para abatimentos de 5 a 9 cm e U} \leq 90\% \tag{65}$$

ε_{2s} é o coeficiente dependente da espessura fictícia do concreto:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}} \tag{66}$$

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ é o coeficiente relativo à retração no instante t ou t_0.

$$\beta_s(t) = \frac{(\frac{t}{100})^3 + A(\frac{t}{100})^2 + B(\frac{t}{100})}{(\frac{t}{100})^3 + C(\frac{t}{100})^2 + D(\frac{t}{100}) + E} \tag{67}$$

onde:

$A = 40$

$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$

$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$

$D = -75h^3 + 585^2 + 496h - 6,8$

$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^3 - 39h + 0,8$

h é a espessura fictícia em metros; para valores de h do intervalo $(0,05 \leq h \leq 0,16)$ adotam-se os extremos correspondentes;

t é o tempo, em dias $(t \geq 3)$

Na prática em geral, $t \to \infty$, o que implica em $\beta_s(\infty) \approx 1$. Então o valor de retração será expresso por:

$$\varepsilon_{cs}\,(t, t0) = \varepsilon_{cs\infty} \times (1 - \beta_s(t_0)) \tag{68}$$

Além disso, na ocasião de protensão em etapas distintas, deve-se adotar para t_0 uma idade fictícia ponderada (CHOLFE L.; BONILHA, 2013).

5.9.7.2 Perda por fluência

De acordo com Cholfe L.; Bonilha (2013), quando o concreto é sujeito a um estado de tensão σ_c, ele sofre uma deformação imediata, dada por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_c}{E_c} \tag{69}$$

Mantida o estado de tensão, o concreto continua a deformar lentamente, ao longo do tempo. Denomina-se **fluência** do concreto tal aumento na deformação para uma tensão permanente, mesmo sem o incremento no estado de tensão ao qual a peça está submetida. Essa deformação por fluência é representada por ε_{cc} (*concrete creep*).

Além disso, define-se coeficiente de fluência φ a relação entre a deformação por fluência ε_{cc} e a deformação imediata ε_c, de acordo com a Equação 70.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} \qquad \text{ou} \qquad \varepsilon_{cc} = \varphi \cdot \varepsilon_c = \varphi \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \tag{70}$$

De acordo com o item A.2.2.3 do Anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2023a), o valor do coeficiente de fluência pode ser obtido através da Equação 71:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty}[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty}\beta_d \tag{71}$$

onde:

t idade fictícia do concreto no instante considerado, expressa em dias;

t_0 idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento único, expressa em dias;

t_{0i} idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, expressa em dias;

$\varphi_{f\infty}$ valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\beta_f(t)$ coeficiente relativo à deformação lenta irreversível em função da idade fictícia do concreto, descrito na NBR 6118 (ABNT, 2023a);

β_d para $t - t_0 = \infty$, é igual a 1,0;

φ_a coeficiente de fluência rápida, determinada pela expressão:

$$\varphi_a = \begin{cases} \varphi_a = 0,8 \times [1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}]; \text{concretos classes C20 a C45} \\ \varphi_a = 1,4 \times [1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}]; \text{concretos classes C50 a C90} \end{cases} \tag{72}$$

5.9.7.3 Perda conjunta devido a fluência e retração

Como descrito por Cholfe L.; Bonilha (2013), a distinção entre os estudos de retração e fluência do concreto ocorre apenas por questões didáticas e de convenções. Na prática, tratam-se dois aspectos de um mesmo fenômeno físico, que ocorre de maneira simultânea e interagem entre si. Assim, a perda devido a fluência e a retração também devem ser abordadas de maneira combinada.

Conforme as recomendações do Anexo E do CEB-FIP (1978), a perda de tensão na armadura de protensão, decorrente simultaneamente dos efeitos de retração e fluência do concreto no intervalo de tempo (t, t_0) é determinada pela fórmula derivada do método da tensão média, apresentada na Equação 73.

$$\Delta\sigma_{p,\, c+\varepsilon_s}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p + \alpha_p\, \varphi(t, t_0)\, [(\sigma_{c,p0} + \sigma_{c,g}) + \alpha_p \sum_i \Delta\sigma_{c,gi}\varphi(t, t_i)]}{\left[1 - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{c,p0}}{\sigma_{p0}}\right)\right] \left[1 + \frac{1}{2}\varphi(t, t_0)\right]} \tag{73}$$

onde:

α_p relação entre os módulos aço/concreto (E_p/E_{c28});

$\sigma_{c,p0}$ tensão inicial no concreto devido unicamente à protensão no instante t_0, descontadas as perdas imediatas;

$\sigma_{c,g}$ tensão do concreto devida às ações permanentes de protensão no instante t_0;

$\Delta\sigma_{c,gi}$ tensões no concreto, na fibra da armadura protendida, devidas aos carregamentos g_i, aplicados nas idades t_i sucessivas;

σ_{p0} tensão inicial na armadura protendida devida à protensão.

5.9.7.4 Perda por relaxação do aço

Os aços de protensão, quando ancorados com comprimento constante e submetidos a tensões elevadas ($\sigma_{p0} \geq 0,5 f_{ptk}$), estão sujeitos à relaxação, fenômeno caracterizado pela redução gradual da tensão ao longo do tempo. Essa perda é influenciada pela composição química e pelo processo de fabricação do aço, bem como pela intensidade da tensão aplicada e pelas condições térmicas do ambiente (CHOLFE L.; BONILHA, 2013).

A perda de tensão devido a relaxação pura pode ser obtida através da Equação 75.

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \Psi(t, t_0) \times \sigma_{pi} \implies \Psi(t, t_0) = \frac{\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{Pi}} \tag{74}$$

onde:

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ é a perda de tensão medida entre t_0 até o instante t considerado;

σ_{pi} é a tensão inicial no aço após perdas imediatas;

$\Psi(t, t_0)$ é a intensidade da relaxação pura; valores prescritos na Tabela 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023a) e reproduzida na Tabela 38.

Tabela 38: Valores de $\Psi_{1.000}$, em porcentagem.

	Cordoalhas		**Fios**		
σ_{p0}	**RN**	**RB**	**RN**	**RB**	**Barras**
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Legenda: RN — relaxação normal; RB — relaxação baixa.

Ainda de acordo com Cholfe L.; Bonilha (2013), as perdas por relaxação pura são medidas em laboratório, ao passo que as perdas por relaxação relativa[14] são obtidas através de um processo aproximado, como, por exemplo, o recomendado pela pelo CEB FIP 78:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)_{,rel} = \Delta\sigma_{pr}(t, t_0) \times [1 - 2 \times \frac{|\Delta\sigma_p(t, t_0)_{,c+s}|}{\sigma_{Pi}}] \tag{75}$$

onde:

[14] A relaxação **pura** é uma propriedade intrínseca do aço, observada em laboratório sob deformação constante. A relaxação **relativa** é a perda efetiva que ocorre na estrutura, levando em conta que o aço e o concreto deformam conjuntamente, especialmente devido à retração e à fluência do concreto.

$|\Delta\sigma_p(t, t_0)_{, c+s}|$ é o valor, em módulo, das perdas de tensão no aço, devido a retração e fluência do concreto;
$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ é a perda de tensão por relaxação pura do aço;
σ_{Pi} é a tensão no aço, calculada após as perdas imediatas mais os efeitos de ações permanentes posteriores.

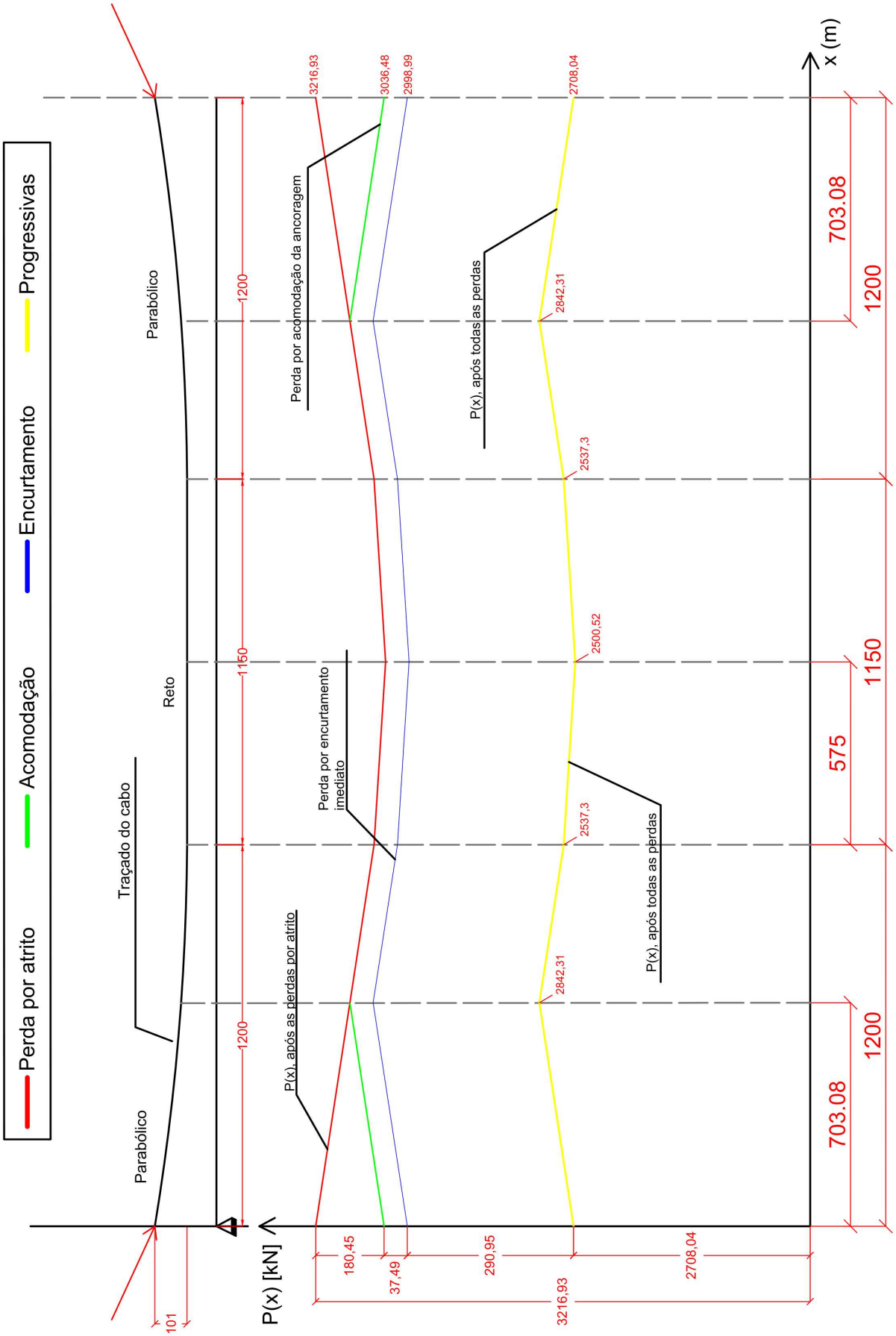
5.9.7.5 Tabela e gráficos finais das perdas de protensão

Após a aplicação de todas as perdas imediatas e progressivas, a força de protensão remanescente no cabo 1, no centro do vão ($\ell/2$), correspondeu a 77,73% da força inicial, ou seja, ocorreu uma redução total de 22,27% em relação aos 3216,93 kN iniciais. Os valores numéricos para perdas foram obtidos através de memoriais de cálculo desenvolvidos no SMath Studio e dos *scripts* apresentados nos Apêndice C. A Figura 70 representa graficamente as perdas ao longo do vão.

Tabela 39: Perdas de protensão para o cabo 1, em kN (força inicial: 3216,93 kN).

Perdas	**Tipo**	**Valor (kN)**
Perdas imediatas	Atrito no trecho parabólico (ΔP_{atr})	-180,45
	Atrito no trecho retilíneo (ΔP_{atr})	-36,78
	Acomodação de ancoragem (w = 11,05 m e Hipótese 1)	-170,85
	Encurtamento do concreto (ΔP_{enc})	-37,49
Perdas progressivas	Retração (ΔP_{cs2})	-156,33
	Fluência (ΔP_{cc2})	-0,35
	Combinação (retração + fluência)	-156,68
	Relaxação (ΔP_{r2})	134,27

Figura 70: Diagrama de forças do cabo 1 com indicação de todas forças após as perdas de protensão (pós-tração).



5.9.8 Verificação à ruptura (ELU)

A resistência última corresponde ao valor limite além do qual os esforços solicitantes podem conduzir à ruptura da estrutura, sendo, portanto, a verificação mais crítica à sua segurança, denominada Estado Limite Último (ELU). Já a verificação em serviço avalia o comportamento da estrutura sob condições usuais de utilização. Assim, uma viga que atenda ao ELU, mas apresente fissuração ou deformações excessivas, pode comprometer o conforto e a funcionalidade da edificação. Dessa forma, além de resistir aos esforços previstos, a estrutura deve manter um desempenho adequado em uso, o que é verificado por meio do Estado Limite de Serviço (ELS).

5.9.8.1 Verificação do ELU no ato da protensão (ELU-ATO)

No item 17.2.4.3.1, a NBR 6118 (ABNT, 2023a) estabelece as diretrizes para a verificação do Estado Limite Último no momento da protensão, determinando que: "*Além das hipóteses básicas apresentadas em 17.2.2, devem ainda ser respeitadas as seguintes hipóteses suplementares:*
a) considera-se resistência característica do concreto f_{ckj} aquela correspondente à idade fictícia j (em dias), no ato da protensão, sendo que a resistência de f_{ckj} deve ser claramente especificada no projeto;
b) para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião: $\gamma_c = 1{,}2$; $\gamma_s = 1{,}15$; $\gamma_p = 1{,}0$ na pré-tração; $\gamma_p = 1{,}1$ na pós-tração; $\gamma_f = 1{,}0$ para as ações desfavoráveis; $\gamma_f = 0{,}9$ para as ações favoráveis."

De acordo com o item 17.2.4.3.2, para a verificação da segurança no estado limite último no ato da protensão, a Norma orienta que a verificação seja realizada no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais) e permite que seja feita uma verificação simplificada, contanto que as seguintes condições sejam satisfeitas:
a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$, não pode ultrapassar os seguintes valores:

$$\sigma_c \leq 0,7 \times f_{ckj}, \text{ para } f_{ck} \leq 50\,\text{MPa}$$

b) a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado;
c) quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estádio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estádio I. Essa força não pode provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas."

O f_{cjk} pode ser obtido de acordo com o item 12.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), conforme a Equação 76:

$$f_{ckj} = f_{ck} \times e^{s(1-(\frac{28}{t})} \tag{76}$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto;

s = 0,38, considerando concreto de cimento CP III e IV;

t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias;

Outro parâmetro necessário às verificações, a resitência média a tração do concreto (f_{ctm}), conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), pode ser obtido através da expressão abaixo:

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0{,}3 \times f_{ck}^{2/3}, & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \\ 2{,}12 \times \ln[1 + 0{,}1\,(f_{ck} + 8)], & \text{para concretos com } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}. \end{cases} \tag{77}$$

Para a verificação do ELU no ato da protensão, apenas as perdas imediatas são subtraídas do força de protensão inicial, uma vez que as perdas progressivas posteriores ocorrem posteriormente. Ainda, como a protensão é realizada antes da concretagem das lajes, utilizou-se a seção isolada S1 apresentada na Figura 64, sem parcela de laje colaborante, situada no meio do vão $\ell/2$ no meio do vão de 35,5 metros, que é o pior caso para os momentos fletores atuantes devido a força de protensão. As tensões atuantes nas fibras superiores (σ_s) e inferiores (σ_i) podem ser obtidas através da Equação 78 e da Equação 79.

$$\sigma_s = \frac{\gamma_f \times M_{g1} + [\gamma_p \times P_0 \times (k_s - e_p)]}{W_s} \tag{78}$$

$$\sigma_i = \frac{\gamma_f \times M_{g1} - [\gamma_p \times P_0 \times (k_i + e_p)]}{W_i} \tag{79}$$

onde:

P_0 é a força de protensão, subtraídas as perdas imediatas;

$P_{imediatas}$ são as perdas perdas imediatas apresentadas na Tabela 39;

W_s é o módulo de resistência em relação às fibras superiores;

W_i é o módulo de resistência em relação às fibras inferiores;

k_s é o quociente entre o módulo de resistência em relação às fibras superiores e a área;

k_i é o quociente entre o módulo de resistência em relação às fibras inferiores e a área;

O momento M_{g1} pode ser obtido através da Equação 80:

$$M_{g1} = \frac{PP \times L}{8} \tag{80}$$

onde:

PP é o peso próprio da longarina, obtida através de $\gamma_{concreto} \times A_c \times L$

$\gamma_{concreto}$ é o peso específico do concreto, $25 kN/m$̧

A_c é a área da seção transversal no meio do vão;

L é o comprimento total da viga longarina.

Dessa forma, é possível se obter os seguintes valores para as tensões nas fibras superiores e inferiores, no ato da protensão, para a seção do meio do vão $\ell/2$ das longarinas:

$$\begin{cases} \sigma_s = 5,58\, MPa \\ \sigma_i = 2,79\, MPa \end{cases} \tag{81}$$

Assim, realiza-se a verificação do item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), considerando que às tensões de compressão atribui-se o sinal positivo (+) e às tensões de tração atribui-se o sinal negativo (-). É possível verificar, portanto, que as tensões calculadas para o meio do vão no ato da protensão se encontram dentro dos limites estabelecidos nos itens (a) e (b) dispostos no parágrafo 5.9.8.1. A memória de cálculo para esta verificação encontra-se no Apêndice C.

5.9.8.2 Verificação da resistência última à flexão (ELU)

O dimensionamento das armaduras deve assegurar que um conjunto de esforços resistentes (N_{Rd} e M_{Rd}) sejam superiores aos esforços solicitantes (N_{Sd} e M_{Sd}), acrescidos de uma margem de segurança, durante toda vida útil da estrutura para os carregamentos previstos. A equação fundamental para a verificação é resumida na Equação 82:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \tag{82}$$

onde:

M_{Rd} é o momento resistente de cálculo da seção, diz respeito à capacidade da estrutura;

M_{Sd} é o momento solicitante de cálculo da seção, oriundo das cargas aplicadas à estrutura;

Para o cálculo do momento fletor último ou momento resistente de cálculo (M_{Rd}) devem ser consideradas as hipóteses básicas admitidas também para o Concreto Armado, como os domínios de cálculo, equações de equilíbrio de forças e de momentos fletores e compatibilidade de deformações, porém com a consideração adicional de um alongamento prévio na armadura de protensão, decorrente da operação de estiramento das

cordoalhas. Nesta seção, são detalhados os métodos empregados para o dimensionamento desse momento limite. O cálculo é feito geralmente através de tentativas, arbitrando-se uma tensão na armadura de protensão ($\sigma_{pd,arb}$) ou a posição **x** da linha neutra.

Cálculo da deformação de pré-alongamento

Em elementos fletidos de concreto armado, a aderência entre aço e concreto assegura que, em qualquer estágio de carregamento, a armadura e o concreto na sua vizinhança apresentem deformações compatíveis. Entretanto, nas estruturas de concreto protendido essa compatibilidade não é imediata, pois o aço de protensão já possui uma deformação inicial imposta durante o estiramento. Assim, o cabo entra em serviço com um pré-alongamento próprio, independente do estado de deformações do concreto.

Dessa forma, a deformação na armadura de protensão, sob quaisquer que sejam os níveis de carregamento, corresponde à soma do pré-alongamento inicialmente imposto ao aço e da variação de deformação do concreto, ao nível da armadura, decorrente das ações externas aplicadas à peça.

Portanto, a deformação de pré-alongamento na armadura de protensão decorre de duas parcelas. A primeira diz respeito à deformação causada devido encurtamento imediato elástico do concreto ($\varepsilon_{cd,enc}$), que, de acordo com Bastos (2025), ocorre no instante de transferência de uma força de protensão efetiva (P_d) para a peça, sem levar em consideração a atuação de qualquer momento fletor, inclusive aquele devido o peso-próprio. Assim, a deformação $\varepsilon_{cd,enc}$ no concreto ao nível do CG da armadura é obtida pela Equação 83.

$$\varepsilon_{cd,enc} = \frac{1}{E_c} \times \left(\frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d \cdot e_p}{I_c} \right) = \frac{\sigma_{cpd}}{E_c} \tag{83}$$

onde:

σ_{cpd} é a tensão no concreto, ao nível do centro de gravidade da armadura de protensão, devida à força P_d;
E_c é o módulo de elasticidade do concreto;
P_d é a força de protensão efetiva;
A_c é a área da seção transversal de concreto;
e_p é a excentricidade da força de protensão em relação ao centroide da seção transversal de concreto;
I_c é o momento de inércia da seção transversal de concreto.

O segundo fator compreende ao estágio em que o aço de protensão permanece no regime elástico, apresentando um valor de deformação inicial da armadura protendida ($\varepsilon_{pd,inic}$) dado pela Equação 84.

$$\sigma_{pd} = \frac{P_d}{A_p} \implies \varepsilon_{pd,inic} \cdot E_p = \frac{P_d}{A_p} \implies \varepsilon_{pd,inic} = \frac{Pd}{A_p E_p} \tag{84}$$

onde:

P_d é a força de protensão efetiva;
A_p é a área da armadura protendida;
E_p é o módulo de elasticidade do aço da armadura de protensão.

Além disso, conforme o item 17.2.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), em relação à força de protensão a ser utilizada para a obtenção do pré-alongamento, a Norma estabelece que: *"Esses pré-alongamentos devem ser calculados com base nas tensões iniciais de protensão com valores de cálculo (ver 11.7.1) e com a consideração de perdas na idade t em exame (ver 9.6.3)"*. Dessa forma, considerando t o final da vida útil da longarina, a força de protensão a ser utilizada para a verificação é a força de protensão final P_∞. No mais, levando em consideração a alínea b) do item 17.2.4.3.1 da referida norma, para verificações no ELU, o valor de cálculo da força P_d é definido pela Equação 85.

$$P_d = \gamma_p \times P_\infty \tag{85}$$

onde:

$\gamma_p = 0,9$ para efeito favorável

$\gamma_p = 1,2$ para efeito desfavorável

Para a verificação, adota-se $\gamma_p = 0,9$ (efeito favorável). A adoção desse valor se justifica porque uma força de protensão mais elevada conduz a um momento fletor último também mais elevado. Esse procedimento introduz uma margem de segurança ao considerar um valor teórico inferior à capacidade real de resistência da viga, garantindo o atendimento da condição de $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, estabelecida na Equação 82.

Tensão na armadura (σ_{pd}) e cálculo do M_{rd}

O dimensionamento do M_{Rd} inicia-se pela determinação da tensão na armadura protendida (σ_{pd}). Trata-se de um procedimento iterativo, cujo critério de convergência consiste em limitar o erro percentual entre valores sucessivos de σ_{pd}. Assim, a diferença relativa entre duas iterações consecutivas não pode exceder o valor estipulado. Para este projeto, adotou-se um erro máximo admissível de 1%.

Todas as iterações são iniciadas com duas premissas. A primeira estabelece que a seção transversal do elemento pode ser tratada como uma seção retangular, de largura b_f, correspondente à mesa superior da viga na condição de acrescimento de laje colaborante após a concretagem da laje. Além disso, para as dimensões adotadas, considerou-se o ponto mais desfavorável do diagrama de momentos fletores, localizado no meio do vão de 35,5 metros. A segunda premissa é que a ruptura se desenvolve nos domínios de deformação 3 ou 4, conforme os seguintes valores de cálculo:

$$\sigma_{cd} = 0{,}85\, f_{cd} \qquad \text{e} \qquad \varepsilon_{cd} = 3{,}5‰ \tag{86}$$

onde:

σ_{cd} é a tensão de cálculo no concreto comprimido;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

ε_{cd} é a deformação máxima do concreto comprimido, no ELU.

Partindo dessas premissas, é possível realizar a primeira iteração, adotando-se a Equação 87 para obter o valor inicial da tensão de cálculo na armadura protendida (σ_{pd}):

$$\sigma_{pd} = f_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{\gamma_s} \tag{87}$$

onde:

f_{pyd} é a resistência de cálculo do aço de protensão;

f_{pyk} é a resistência característica do aço de protensão;

γ_s é o coeficiente de segurança parcial do aço (1,15).

Com a obtenção do valor inicial de σ_{pd}, bem como adotando a hipótese de seção retangular com $b_w = b_f$ e levando em conta o equilíbrio das forças resultantes no concreto comprimido e na armadura, é possível obter a altura da linha neutra **x** na seção de concreto conforme a Equação 88, que é a expressão geral para os casos onde também leva-se em conta a armadura passiva no cálculo do M_{Rd}.

$$\mathbf{x} = \frac{\sigma_{pd}A_p + \sigma_{sd}A_s + \sigma'_{sd}A's}{0,85 \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_w} \tag{88}$$

Como desconsideramos eventuais armaduras passivas para esta verificação, usou-se a Equação 89:

$$\mathbf{x} = \frac{\sigma_{pd}A_p}{0,85 \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_w} \tag{89}$$

onde:

σ_{pd} é a tensão de cálculo na armadura de protensão;

A_p é a área da armadura protendida;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

b_w é a largura da alma da viga.

η_c é igual a 1,0 para concretos com $f_{ck} \leq 40\,\text{MPa}$.

Com a posição x da linha neutra calculada, verifica-se a premissa adotada de seção retangular, conforme as critérios abaixo:

- se $0,8 \cdot x \leq h_f \implies$ a seção pode ser calculada como retangular com largura b_f;
- se $0,8 \cdot x \geq h_f \implies$ a altura da linha neutra x deve ser recalculada, com a equação para a seção T.

Caso a hipótese de seção retangular ser confirmada, prossegue-se para a determinação da deformação na armadura protendida ($\varepsilon_{pd,ult}$), assumindo os domínios 3 ou 4, conforme a Equação abaixo:

$$\varepsilon_{pd,ult} = \varepsilon_{cd} \times \left(\frac{d_p - x}{x}\right) \tag{90}$$

onde:

ε_{cd} é a deformação de cálculo limite no concreto comprimido, igual a 3,5‰ (considerando domínios 3 ou 4);

d_p é a altura útil da armadura de protensão;
x é a altura da linha neutra.

O próximo passo consiste em verificar a validade da premissa dos domínios 3 ou 4, com base nos seguintes critérios:

Se $\varepsilon_{cd} \leq 10‰ \implies$ confirma-se os domínios 3 ou 4;

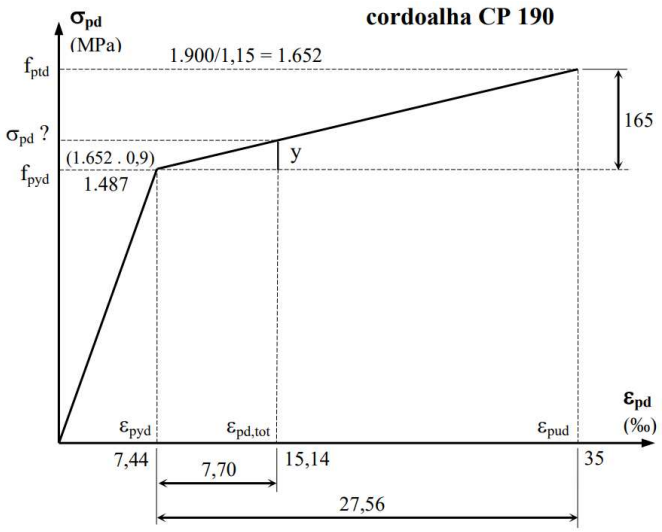
Se $\varepsilon_{cd} > 10‰ \implies$ situa-se no domínio 2.

Conforme detalhado no Apêndice C, esta análise indicou que o elemento se situa no domínio 2. Portanto, adota-se para $\varepsilon_{pd,últ}$ o valor de 10‰ que representa o limite máximo permitido para este domínio de deformação. Assim, é possível calcular a deformação total na armadura protendida $\varepsilon_{pd,total}$ correspondente ao M_{Rd}, conforme a Equação 91:

$$\varepsilon_{pd,total} = \varepsilon_{pd,inic} + \varepsilon_{cd,enc} + \varepsilon_{pd,últ} \tag{91}$$

Após a obtenção da deformação total, calcula-se um novo valor para tensão na armadura de protensão (σ_{pd}, lançando mão do diagrama de tensão-deformação do aço de protensão e semelhança de triângulos. Esse diagrama é exposto na Figura 71.

Figura 71: Diagrama tensão-deformação do aço da armadura de protensão para determinação de σ_{pd}.



Dessa forma, com um novo valor de σ_{pd}, é necessário confirmar se a hipótese de domínio 2, através do cálculo do ε_{cd}, que é a deformação no concreto. A constatação do domínio 2 se dá pela verificação da inequação $\varepsilon_{cd} \leq 3,5‰$. Uma vez que essa verificação foi satisfeita, a tensão na armadura de protensão não se altera, sendo possível realizar o cálculo do momento fletor último (M_{Rd}). Porém, para cada nova iteração, é necessário sempre verificar se os valores obtidos de σ_{pd} se encontram dentro do limite de erro máximo permitido, que para a presente verificação foi de 1%. Após as iterações e o erro entre duas sucessivas

iterações ter sido inferior a 1%, obteve-se uma tensão na armadura de protensão σ_{pd} igual a 1486,96 MPa e uma altura da linha neutra (x) igual a 20,85 cm. Dessa forma, de posse desses valores, através da Equação 92 foi possível calcular o valor do M_{Rd}:

$$M_{Rd} = \sigma_{pd} \times A_p \times (d_p - 0,4x) \tag{92}$$

Assim, obtido o valor de M_{Rd}, realiza-se a verificação com o momento fletor último solicitante M_{Sd}, conforme a Equação 82 inicialmente apresentada. Conforme apresentado no Apêndice C, o M_{Rd} calculado foi de 16.673,59 kN.m, enquanto que o M_{Sd}, obtido através do modelo estrutural no software, foi de 16659,84 kN.m. Portanto, verifica-se que o M_{Rd} atende a exigência de segurança imposta no ELU.

Por fim, é desejável que tanto peças de concreto armado quanto as de protendido apresentem comportamento dúctil. A NBR 6118 (ABNT, 2023a) estabelece limites para a profundidade da linha neutra (x/d), de acordo com a classe de concreto, a fim de evitar modos de ruptura frágeis por esmagamento do concreto e garantir a ductilidade mínima da seção no ELU. Dessa forma, tem os seguintes limites:

- $x/d \leq 0,45$ para concretos de f_{ck} de até 50 MPa;
- $x/d \leq 0,35$ para concretos de f_{ck} entre 50 MPa e 90 MPa;

Dessa forma, foi obtido um valor de $x/d = 0,1184$. Considerando que fora adotado um concreto de 40 MPa, a verificação de ductilidade foi atendida.

5.9.9 Verificação dos estados limites de serviço à flexão (ELS)

As verificações do ELS buscam assegurar que as tensões atuantes nas seções críticas das longarinas, de acordo o com o tipo e nível de protensão, se encontram nos limites estabelecidos na seção 5.9.1.

A tensão no concreto em uma determinada fibra depende da tensão provocada pela protensão (N_p/A_c) após as perdas terem sido decorridas, pelo carregamento externo (M_{ELS}/W_{inf}), pela excentricidade do cabo de protensão ($N_p \cdot e/W_{inf}$) e pode ser obtida através da Equação 93:

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c} \pm \frac{M_{ELS}}{W_{inf}} \pm \frac{N_p \times e}{W_{inf}} \tag{93}$$

onde:

N_p é a força efetiva de protensão após as perdas, para 4 cabos com 16 cordoalhas;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

M_{ELS} é o momento fletor em serviço;

W_{inf} é o módulo de resistência da seção transversal em relação à fibra inferior;

e é a excentricidade dos cabos em relação ao centróide da seção.

5.9.9.1 Estado limite de formação de fissuras - ELS-F

Considerando a combinação característica das ações apresentada na seção 5.9.1, e possível calcular a tensão na fibra inferior no meio do vão por meio da Equação 94:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,inf} &= -\frac{10002,08}{1,55} + \frac{8716}{0,40} - \frac{10002,08 \times 0,64}{0,40} \\ &= -6452,95 + 21790 - 16003,33 \\ &= -653,73\,kN/m^2 = -0,65\,\text{MPa} \\ &-0,65\,\text{MPa} \leq 2,95\,\text{MPa}\end{aligned} \tag{94}$$

Dessa forma, o estado limite de formação de fissuras é atendido.

5.9.9.2 Estado limite de descompressão - ELS-D

De maneira semelhante a anterior, considerando o momento obtido para a combinação característica apresentada na seção 5.9.1, é possível obter a tensão na fibra inferior no meio do vão através da Equação 95:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,inf} &= -\frac{10002,08}{1,55} + \frac{8594}{0,40} - \frac{10002,08 \times 0,64}{0,40} \\ &= -6452,95 + 21485 - 16003,33 \\ &= -971,28\,kN/m^2 = -0,97\,\text{MPa} \\ &-0,97\,\text{MPa} \leq 0\,\text{MPa}\end{aligned} \tag{95}$$

Dessa forma, o limite de descompressão é atendido.

5.9.10 Verificação do esforço cortante (ELU)

De acordo com o item 17.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), "A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq \begin{cases} V_{Rd2} \\ V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \end{cases} \tag{96}$$

onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{sw} é parcela resistida pela armadura transversal;

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares.

A NBR 6118 (ABNT, 2023a) possibilita o dimensionamento à força cortante segundo dois Modelos de Cálculo: I e II. O Modelo de Cálculo I admite a treliça clássica, com ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (θ) fixo em 45°. Já o Modelo de Cálculo II considera a treliça generalizada, onde o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas pode variar entre 30° e 45°. Além disso, aos modelos de treliça é associada uma força cortante resistente (adicional) V_c, proporcionada por mecanismos complementares ao de treliça.

Combinação de ações utilizada

Em viadutos usuais de concreto protendido sujeitos a ações permanentes e móveis, a combinação mais representativa para a verificação ao cisalhamento é a combinação ELU normal, que considera a ponderação integral das ações variáveis. A expressão geral para essa combinação é apresentada a seguir:

$$V_{Sd} = \gamma_g \times V_g + \gamma_q \times V_q \tag{97}$$

onde:

V_g é o esforço cortante decorrente das ações permanentes (peso próprio da viga, lajes, barreiras, etc.);

V_q é o esforço cortante decorrente das ações variáveis (carga móvel, trem-tipo, frenagem, etc.);

$\gamma_g = 1{,}35$ é o coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_q = 1{,}50$ é o coeficiente de ponderação para ações variáveis, conforme NBR 8681 (ABNT, 2003).

O valor de V_{sd} é determinado a partir da envoltória de esforços obtida no modelo estrutural, incorporando, quando aplicável, os efeitos da protensão e os carregamentos posicionados nas condições mais críticas ao longo do vão.

Cálculo da resistência ao cisalhamento V_{Rd2}

Conforme o item 17.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), "O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45°$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{Sd}."

A verificação da diagonal comprimida é feita pela Equação 98:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_{w,efetivo} \times d \tag{98}$$

onde:

f_{ck} é a resistência do concreto, expressa em megapascal (MPa);

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ a resistência de cálculo à compressão do concreto, com $\gamma_c = 1{,}4$;

$b_{w,efetivo}$ é a largura da alma da viga;

d é a altura útil da seção transversal.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), a largura da alma deve ser definida como a menor largura da seção ao longo da altura útil d. Contudo, para elementos protendidos, na ocasião de houver bainhas injetadas com diâmetro φ superior a $b_w/8$, a largura resistente deve ser reduzida, conforme estabelecido pela expressão a seguir:

$$b_{w,\,efetivo} = b_w - \frac{1}{2}\sum \varphi \tag{99}$$

onde $\sum \varphi$ a soma dos diâmetros das bainhas localizadas na mesma seção transversal. Tal verificação deve ser realizada na posição da alma em que a diferença seja mais desfavorável, com exceção do nível que define o banzo tracionado da viga.

O valor obtido para V_{Rd2} é comparado com o esforço cortante solicitante V_{Sd}. Na ocasião em que $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$, não ocorrerá esmagamento do concreto das bielas.

Resistência da seção ao cisalhamento sem armadura transversal

A resistência ao cisalhamento do concreto pode ser estimada a partir da Equação 100, conforme a ABNT 6118 (ABNT, 2023a):

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_{w,efetivo} \times d \tag{100}$$

onde:

$f_{ctk,inf}$ é a resistência característica inferior do concreto, expressa em megapascal (MPa);

$f_{ctd} = f_{ck,inf} \div \gamma_c$ a resistência de cálculo à compressão do concreto; $\gamma_c = 1{,}4$;

$b_{w,\,efetivo}$ é a largura da alma da viga;

d é a altura útil da seção transversal.

A parcela de força cortante a ser resistida pela armadura transversal é:

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \tag{101}$$

Dimensionamento da armadura transversal

Para verificação do cisalhamento, utilizou-se o Método de Cálculo 1 da NBR 6118 (ABNT, 2023a), através do modelo de "treliça inclinada" com bielas comprimidas, formando ângulo de 45 ▫ em relação ao eixo longitudinal da viga.

Assim, utiliza-se:

$$\theta = 45 \implies cot\,\theta = 1,0 \tag{102}$$

Além da resistência proporcionada pelo concreto e os mecanismos complementares (efeito de pino, arco), também deve-se considerar a protensão que atua como uma componente vertical, a qual reduz o esforço cortante solicitante. Assim, o esforço efetivo a ser resistido pela armadura transversal passa a ser:

$$V_{sd,ef} = V_{sd} - V_{p,sen\alpha} \tag{103}$$

onde:

$V_{p,sen\alpha}$ é a componente vertical da força de protensão, obtida pela projeção da força de protensão com o ângulo α da trajetória dos cabos.

Dessa forma, a formulação para o dimensionamento da armadura transversal por unidade de comprimento passa a ser tornar:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{p,sen\alpha} - V_c}{z \times f_{yd}} \tag{104}$$

onde:

$z \approx 0,9 \times d$ é o braço de alavanca da seção;

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ é a resistência de cálculo do aço, com $_s = 1,15$

Armadura transversal mínima

Ainda que a resistência ao cisalhamento oferecida pelo concreto (V_c) seja suficiente para resistir o esforço solicitante (V_{Sd}), é obrigatório, conforme a ABNT 6118 (ABNT, 2023a), a adoção de uma armadura transversal mínima, a fim de controlar a fissuração e evitar ruptura frágil por cisalhamento.

Assim, a taxa mínima de armadura transversal, $\frac{A_{sw,mín}}{s}$, pode ser encontrada através da Equação 105

$$\frac{A_{sw,mín}}{s} = 0,2 \times \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} \times b_{w,efetivo} \tag{105}$$

onde:

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração direta do concreto (MPa);

f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (MPa);

$b_{w,efetivo}$ é a largura da alma da viga;

Resultados por seções

A Tabela 40 apresenta os valores dos esforços cortantes solicitantes, das resistências à compressão do concreto e das áreas de armadura transversal calculadas para as seções de controle ao longo da viga. As seções englobam os trechos entre o início e o meio do vão da viga longarina, onde o esforço cortante é mínimo.

Tabela 40: Resumo da verificação de cisalhamento nas seções de controle.

Seção (m)	V_c **(kN)**	V_{rd2} **(kN)**	V_{sd} **(kN)**	V_{sw} **(kN)**	**Verificação**
0 a 8	1894,91	5744,00	2517,17	622,65	OK
8 a 17,75	436,33	2451,71	888,27	451,94	OK

A Tabela 41 apresenta o comparativo entre a área de aço calculada para cada seção de controle e a área mínima exigida. Para cada trecho, foram consideradas as condições mais desfavoráveis para o cálculo. No Apêndice C encontra-se o cálculo para uma das seções verificadas.

Tabela 41: Comparativo entre armadura calculada, mínima exigida e adotada.

Seção (m)	$\frac{A_{sw}}{s}$ **calculado (cm²/m)**	$\frac{A_{sw,mín}}{s}$ **(cm²/m)**	**Adotado (cm²/m)**	**s (cm)**
0 a 8	9,01	8,42	9,01	13
8 a 17,75	7,62	3,51	7,62	16

Verificação à fadiga da armadura transversal

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023a), estruturas sujeitas a ações repetidas de grande intensidade, como viadutos rodoviários, devem ter sua armadura transversal verificada quanto à resistência à fadiga.

Nessa verificação, exige-se que a variação de tensões na armadura transversal ($\Delta\sigma_s$), decorrente da passagem do trem-tipo, permaneça abaixo dos limites admissíveis definidos em função do tipo de aço empregado. Para a maioria das aplicações usuais, envolvendo estribos em aço CA-50 ou CA-60, o limite típico de variação de tensões é:

$$\Delta\sigma_s \leq 80\,\text{MPa} \tag{106}$$

A verificação deve ser feita utilizando a combinação frequente de ações (Equação 40), na qual a carga móvel atua como única ação variável, adotando-se o coeficiente $\Psi_1 = 0{,}5$, conforme recomendado para longarinas de pontes rodoviárias, no qual se enquadra os viadutos. Na determinação da envoltória de esforços da ação acidental, considerou-se a passagem do trem-tipo nas posições mais desfavoráveis ao longo da longarina analisada, conforme apresentado na Figura 49.

Assim, a variação de tensão $\Delta\sigma_s$ pode ser obtida a partir da variação do esforço cortante na seção sob a ação do carregamento móvel, conforme Equação 107:

$$\Delta\sigma_s = \frac{\Delta V_S}{A_{sw}} \times \frac{s}{z} \tag{107}$$

onde:

ΔV_S é a variação do esforço cortante transferido à armadura transversal (kN);

A_{sw} é a área da armadura transversal por estribo (cm^2);

s é o espaçamento entre estribos (cm);

$z \approx 0,9 \times d$ é o braço de alavanca interno da seção;

Dessa forma, analisando o trecho de 0 a 12 metros com a mesma taxa de armadura, estribos de dois ramos com diâmetro de 12,5 milímetros e espaçados a 13 centímetros, a Tabela 42 apresenta a verificação da armadura transversal quanto à fadiga. No Apêndice C encontra-se o memorial de cálculo da verificação da fadiga.

Tabela 42: Verificação da armadura transversal quanto à fadiga.

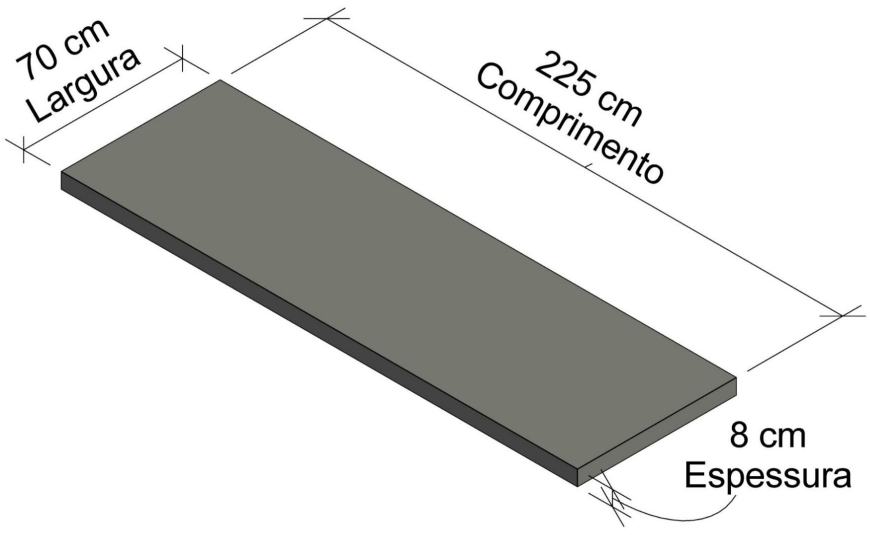
Seção (m)	$\frac{A_{sw}}{s}$ **(cm²/m)**	ΔV_s **(kN)**	$\Delta\sigma_s$ **(MPa)**	**Critério (MPa)**	**Verificação**
0 a 8	9,46	116,06	77,12	≤ 80	OK

Como $\Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{s,adm}$, a armadura transversal atende a verificação quanto à fadiga.

5.10 Dimensionamento da pré-laje

A laje pré-moldada adotada possui 8,0 cm de espessura, 2,25 m de largura e 0,70 m de comprimento, conforme ilustrado na Figura 72. As peças serão dispostas lado a lado, com o comprimento na direção perpendicular ao vão do viaduto, garantindo a continuidade transversal do tabuleiro e a distribuição adequada dos esforços. Essa configuração assegura a rigidez global do conjunto e a compatibilidade com o sistema construtivo. A pré-laje tem como função atuar como fôrma resistente para a execução da laje moldada in loco, servindo de apoio ao concreto e contribuindo para a integração estrutural após a cura.

Figura 72: Dimensões pré-laje.



Fonte: Autores (2025)

Para o seu dimensionamento, será considerado os seguintes carregamentos:

- **Peso próprio da laje pré-moldada:** 25 kN/m³

$$g1 = (0,08m \cdot 0,70m) \cdot 25kN/m^3 \rightarrow g1 = 1,40kN/m \tag{108}$$

- **Peso próprio da laje moldada *in loco:*** 25 kN/m³;

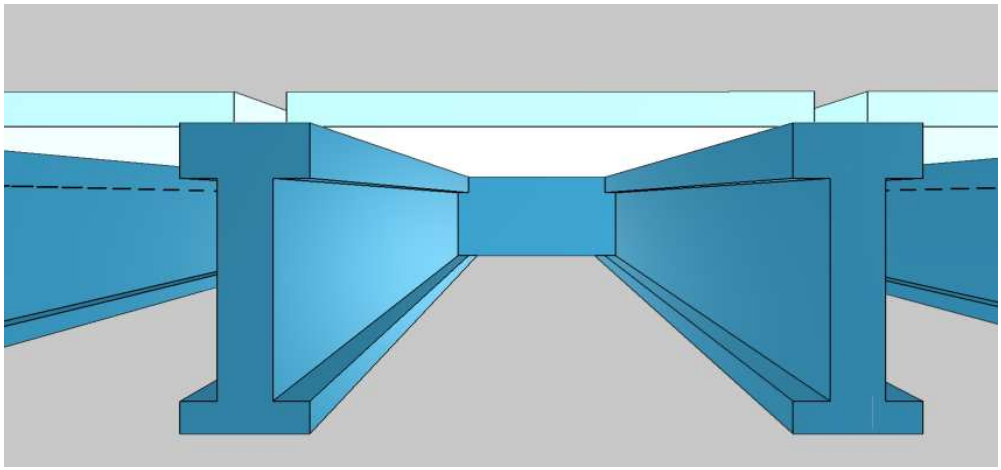
$$g2 = (0,17\ m \times 0,70\ m) \times 25\ kN/m^3 \rightarrow g2 = 2,98\ kN/m \tag{109}$$

Combinação de projeto:

$$w = 1,4 \times (g1 + g2) \rightarrow w = 1,4 \times (1,40 + 2,98) \Rightarrow w = 6,13\ kN/m \tag{110}$$

A laje pré-moldada adotada possui largura total de 2,25 m. Para efeito de dimensionamento estrutural, considerou-se o vão efetivo entre eixos de apoio, obtido mediante o desconto de 5,0 cm em cada extremidade, resultando em um vão útil de 2,15 m. Conforme ilustrado na Figura 73, observa-se que os painéis da laje se apoiam diretamente sobre as mesas das vigas longarinas.

Figura 73: Vista esquemática do posicionamento da laje pré-moldada no tabuleiro.



Fonte: Eberick (2025). Elaboração: Autores (2025)

- **Cálculo do momento fletor máximo**

O momento fletor máximo para uma estrutura retangular biapoiada de vão L = 2,15 m será determinado considerando o carregamento uniformemente distribuído w = 6,13 kN/m, decorrente das ações permanentes previstas no projeto. O valor do momento máximo é obtido por meio da expressão apresentada na Equação 111.

$$M_{d,máx} = \frac{w \times L^2}{8} = \frac{6,13 \times 2,15^2}{8} \Rightarrow M_{d,máx} = 3,54\ kN \cdot m \tag{111}$$

- **Dimensionamento à flexão**

A posição da linha neutra é calculada com o uso da Equação 114, porém, deve-se observar os limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Esses limites visam garantir a segurança da estrutura.

Os dados de entrada necessário para o cálculo são:

Altura útil considerada: d = 4,00 cm;

Resistência de cálculo do concreto (fcd)=28,57 MPa (Equação 112);

Fator de profundidade do bloco comprimido (γ)= 0,80;

Fator de tensão média no bloco comprimido (α_c)= 0,85;

Fator de fragilidade (ηc)= 1,00 (para concretos até 40 MPa).

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} \Rightarrow fcd = \frac{40\ MPa}{1,4} \Rightarrow fcd = 28,57\ MPa \tag{112}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,5 \times \alpha c \times \eta c \times fcd \times b \times d^2}}) \tag{113}$$

$$x = \frac{0,04}{0,8} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{3,54 \times 10^3}{0,5 \times\ 0,85 \times 1 \times 28,57 \times 10^6 \times 1,30 \times 0,04^2}}) = 0,0070\,m \tag{114}$$

- **Verificação de ductilidade**

A verificação do critério de ductilidade tem como objetivo garantir que o elemento estrutural apresenta capacidade de desenvolver deformações significativas no aço antes da ruptura do elemento de concreto, assegurando comportamento dúctil, aviso prévio de colapso e evitando rupturas frágeis.

De acordo com a NBR 6118 (2023), item 17.3.5.2, para que a seção seja considerada dúctil, é necessário que a relação entre a profundidade da linha neutra e a altura útil da seção atenda à condição:

$$\frac{x}{d} \leqslant 0,45 \tag{115}$$

No presente caso, obteve-se:

$$\frac{0,0070}{0,04} = 0,18 \leqslant 0,45 \longrightarrow OK! \tag{116}$$

Portanto, a seção atende ao critério de ductilidade estabelecido pela norma.

- **Cálculo da área de aço**

A área de aço foi determinada a partir do momento fletor máximo atuante, conforme os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2023a). O cálculo foi realizado por meio da Equação 117.

$$As = \frac{Md,máx}{fyd \times (d - 0,5 \times \lambda \times x)}$$

$$As = \frac{3,54^3}{434,8 \times 10^6 \times (0,04 - 0,5 \times 0,8 \times 0,0070)} \quad (117)$$

$$As = 2,19 \times 10^{-4}\, m^2$$

$$As = 2,19 cm^2$$

Cálculo de armadura mínima (verificação):

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} \times b \times h \quad (118)$$

para fck = 40 MPa $\rightarrow$ $\rho_{mín}$ = 0,179

$$A_{s,mín} = \frac{0,179}{100} \times 0,70 \times 0,08 \implies A_{s,mín} = 1,00 \times 10^{-4}\, m^2 \implies A_{s,mín} = 1,00\, cm^2 \implies OK! \quad (119)$$

- **Detalhamento da armadura**

Com base na área de aço calculada para a laje pré-moldada, procedeu-se à determinação do número de barras necessárias para atender à armadura de tração. Adotaram-se barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 10 mm, cuja área de seção transversal unitária é de 0,785 cm^2.

Dividindo a área de aço requerida pela área unitária da bitola adotada, obteve-se a necessidade de 3 barras longitudinais. A área total efetiva correspondente é de 2,355 cm^2, valor superior à área mínima requerida, atendendo assim aos requisitos normativos de resistência.

O espaçamento entre as barras foi definido pela razão entre a largura útil da laje e o número de barras, descontando-se o cobrimento mínimo prescrito pela NBR 6118 (3,5 cm para lajes em concreto armado para CAA-III). Dessa forma, serão dispostas 3 barras de 10 mm com espaçamento de aproximadamente 24 cm.

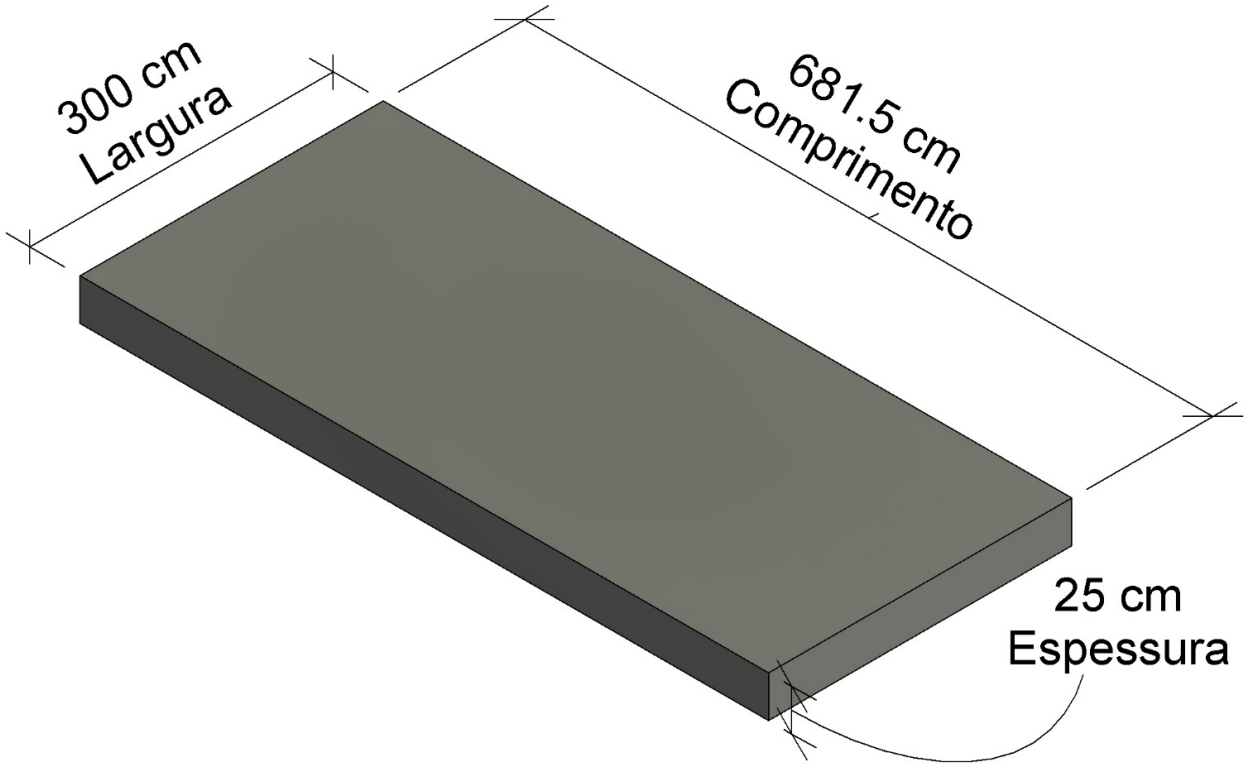
O detalhamento da pré-laje encontra-se no Apêndice C.

5.11 Dimensionamento das lajes moldadas in loco

O dimensionamento das lajes moldadas in loco foi realizado em duas etapas distintas: a primeira para a determinação da armadura no sentido transversal, complementando a armadura já dimensionada da pré-laje, e a segunda para o dimensionamento da armadura no sentido longitudinal.

A armadura foi dimensionada com base na situação de momento mais crítica, correspondente à aplicação do trem-tipo na laje. Os momentos máximos positivos obtidos para as direções longitudinal e transversal foram de 82,1 kNm/m e 36,14 kNm/m, respectivamente, enquanto os momentos negativos foram de 0 kNm/m e -48,3 kNm/m, para as respectivas direções.A laje possui dimensões livres de 3,00 m $\times$ 6,82 m. Conforme ilustrado na Figura 74.

Figura 74: Representação geométrica da laje.



Fonte: Autores (2025)

A partir dos resultados obtidos pelo software, foram realizados os dimensionamentos registrados nos tópicos Subsubseção 5.11.1 e Subsubseção 5.11.2.

5.11.1 Armadura transversal

5.11.1.1 Armadura positiva

Para a determinação da quantidade de aço na laje, foi realizado o equilíbrio de forças e momentos na seção apresentada, considerando a armadura da pré-laje pré-existente, a partir das equações Equação 120 e Equação 121.

$$\overset{+}{\rightarrow} \sum F = 0 \implies A_{s1} \times f_{yd} + A_{s2} \times f_{yd} - R_{cc} = 0 \tag{120}$$

$$\circlearrowleft + \sum M = 0 \implies M_{Eberick} - (A_{s1} \times f_{yd}) \times (d_1 - \frac{\lambda x}{2}) - (A_{s2} \times f_{yd}) \times (d_2 - \frac{\lambda x}{2}) = 0 \tag{121}$$

Onde:

A_{s_1} é a área de aço da pré-laje;

A_{s_2} é a área de aço da laje;

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço CA-50;

R_{cc} é a parcela de concreto resistente à compressão na seção;

$M_{Eberick}$ é o momento fletor para a laje de 25 cm, advindo do Eberick;

d_1 é a distância entre o CG da armadura da pré-laje até o topo da seção;

d_2 é a distância entre o CG da armadura da laje até o topo da seção;

λ é um fator de ajuste para a simplificação realizada do diagrama de tensões do concreto no modelo retangular simplificado; pode ser tomado igual a 0,8 para $f_{ck} \leq 50\,MPa$;

x é a altura da linha neutra;

Dessa forma, foi obtido o sistema abaixo:

$$\begin{cases} A_{s1}f_{yd} + A_{s2}f_{yd} - R_{cc} = 0 \\ M_{Eberick} - (A_{s1}f_{yd})(d_1 - \frac{\lambda x}{2}) - (A_{s2}f_{yd})(d_2 - \frac{\lambda x}{2}) = 0 \end{cases} \tag{122}$$

1. Simplificação da primeira equação

Dividindo a primeira equação por f_{yd} e definindo

$$S = \frac{R_{cc}}{f_{yd}},$$

obtém-se:

$$A_{s1} + A_{s2} = S. \tag{123}$$

2. Simplificação da segunda equação

Dividindo a segunda equação por f_{yd} e definindo

$$a = d_1 - \frac{\lambda x}{2} \quad \text{e} \quad b = d_2 - \frac{\lambda x}{2},$$

temos:

$$a\,A_{s1} + b\,A_{s2} = \frac{M_{Eberick}}{f_{yd}}. \tag{124}$$

3. Resolução do sistema linear

Do item (2):

$$A_{s2} = S - A_{s1}.$$

Substituindo em (3):

$$aA_{s1} + b(S - A_{s1}) = \frac{M_{Eberick}}{f_{yd}} \tag{125}$$

$$(a - b)A_{s1} = \frac{M_{Eberick}}{f_{yd}} - bS. \tag{126}$$

Logo:

$$\boxed{A_{s1} = \frac{\frac{M_{Eberick}}{f_{yd}} - bS}{a - b}} \tag{127}$$

e, portanto,

$$\boxed{A_{s2} = S - A_{s1} = \frac{\frac{M_{Eberick}}{f_{yd}} - aS}{b - a}.} \tag{128}$$

4. Substituindo as definições de S, a e b

Como

$$S = \frac{R_{cc}}{f_{yd}}, \quad a = d_1 - \frac{\lambda x}{2}, \quad b = d_2 - \frac{\lambda x}{2},$$

temos as expressões finais:

$$A_{s1} = \frac{M_{Eberick} - \left(d_2 - \frac{\lambda x}{2}\right) R_{cc}}{f_{yd}(d_1 - d_2)} \tag{129}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Eberick} - \left(d_1 - \frac{\lambda x}{2}\right) R_{cc}}{f_{yd}(d_2 - d_1)}. \tag{130}$$

Após as simplificações efetuadas, permaneceram apenas duas incógnitas no sistema: A_{s2} e x, que devem ser compatíveis entre si na solução do sistema linear. Entende-se que o processo para a determinação das variáveis é iterativo, uma vez que as soluções dependem uma da outra. Para a resolução, foi utilizado o suplemento "Solver" do Microsoft Excel, ferramenta destinada à análise de hipóteses. O Solver ajusta os valores das variáveis de decisão de modo a atender às restrições impostas e alcançar o resultado desejado na célula objetivo (Microsoft, [s.d.]).

Para o dimensionamento transversal da laje, foi considerada como variável o parâmetro A_{s2}, e como restrição o somatório dos momentos, uma vez que sua resolução depende simultaneamente dos parâmetros x e A_{s2}. O valor de x foi calculado em célula separada, porém vinculado às demais variáveis do sistema, considerando um valor inicial arbitrado para A_{s2}.

A execução do modelo apresentou solução convergente, resultando na alteração da posição da linha neutra (x), que passou a ter 1,0 cm de altura. Quanto à área de aço da laje necessária, a análise indicou a necessidade de armadura complementar a pré-laje de 2,15 cm^2, a ser incorporada ao dimensionamento final. No entanto, deve-se verificar a armadura mínima considerando os 17 cm restantes da laje. Ela é verificada com base em ABNT (2023), para estruturas armadas nas duas direções da seguinte forma:

$$\rho_s \geqslant 0,67\rho_{min} \tag{131}$$

Onde:

ρ_s é a área de aço necessária dividida pela área, considerando base e espessura; e

$\rho_{mín}$ é a taxa mínima de armadura de flexão.

A norma de concreto armado apresenta $\rho_{mín}$ para lajes retangulares e de concreto C40 de 0,230%. Com todas as variáveis encontradas, a área de aço mínima é de 2,62 cm^2. Desta forma, utilizou-se a armadura mínima para o restante do cálculo. Sabendo que a bitola escolhida foi a de 10 mm, compatível com a da pré-laje, e que a área de aço considerada é de 2,62 cm^2, n=3,33 barras/m. Com base em n, foi possível calcular o espaçamento entre as barras, através da Equação 132.

$$s = \frac{100\ cm}{n} \tag{132}$$

Onde:

s é o espaçamento entre as barras; e n é o número de barras de aço por metro.

Utilizando o valor de n descoberto, estima-se que o espaçamento entre as barras é de 29 cm. O valor fica acima do máximo estabelecido de acordo com a ABNT NBR 6118:2023, onde o espaçamento entre barras deve ser menor ou igual a 20 cm ou o dobro da espessura, 34 cm, neste caso. Assim, adotou-se o espaçamento máximo de 20 cm. Desta maneira, a armadura positiva da seção transversal do viaduto utilizará barras de 10,0 mm, com espaçamento de 20 cm.

5.11.1.2 Armadura negativa

A armadura transversal negativa da laje moldada in loco foi determinada com base nos resultados obtidos por meio do software Eberick, o qual segue os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023 para o dimensionamento de armaduras negativas. Sabe-se que existe uma armadura mínima a ser colocada no elemento estrutural. Com base em ABNT (2023), para armaduras negativas:

$$\rho_s \geqslant \rho_{min} \tag{133}$$

Onde:

ρ_s é a área de aço necessária dividida pela área, considerando base e espessura; e

ρ_{min} é a taxa mínima de armadura de flexão.

A norma de concreto armado apresenta $\rho_{mín}$ para lajes retangulares e de concreto C40 de 0,230%. Com todas as variáveis encontradas, a área de aço mínima é de 5,75 cm^2/m. A execução do modelo indicou a necessidade de armadura menor do que a mínima e, com isso, a armadura negativa transversal adotada foi a mínima, a qual requer barras de 10,0 mm, espaçadas a cada 13,0 cm.

5.11.2 Armadura longitudinal

5.11.2.1 Armadura positiva

O cálculo da armadura longitudinal foi realizado seguindo os procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 6118:2023, considerando as ações previamente definidas e a combinação de maior momento solicitante. Foram adotadas as seguintes características, conforme anteriormente citado:

- Classe de agressividade ambiental III (CAA III);
- Concreto com resistência característica de 40 MPa (C40); e
- Aço CA-50 na armadura.

Conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2023, a altura útil da laje é obtida considerando o cobrimento nominal e metade do diâmetro da armadura, resultando em d = 21,1 cm. O momento de projeto, determinado por meio do software Eberick, corresponde a 82,1 kNm, adotando-se uma base de 1 m para o cálculo.

Para realizar a verificação se a área de aço calculada é suficiente, deve-se verificar a armadura mínima. Com base no mesmo procedimento adotado na armadura transversal, porém com os integrais 25 cm da laje considerados, a armadura mínima longitudinal é 3,85 cm^2.

A partir do valor de "x" calculado, de 0,91 cm, foi possível realizar a determinação área de aço da armadura longitudinal necessária, a qual é calculada com base na Equação 134.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,5\lambda x) f_{yd}} \tag{134}$$

Onde:

A_s é a área de aço;

M_d é o momento fletor para a laje;

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço CA-50;

d é a é a altura útil da laje;

λ é um fator de ajuste para a simplificação realizada do diagrama de tensões do concreto no modelo retangular simplificado; pode ser tomado igual a 0,8 para $f_{ck} \leq 50\,MPa$;

x é a altura da linha neutra.

A área de aço obtida foi de 9,43 cm^2/m. Sabendo que a área de aço calculada foi superior à área de aço mínima, que respeitou os mesmos procedimentos de cálculo anteriormente abordados, resultando em 3,85 cm^2/m, adota-se a área de aço calculada. Para o detalhamento da armadura positiva utiliza-se o mesmo método da armadura positiva transversal (parágrafo 5.11.1.1). Com a bitola escolhida de 12,5 mm e área de aço calculada de 9,43 cm^2/m, e respeitando todos os parâmetros normativos, a armadura positiva da seção longitudinal do viaduto utilizará barras de 12,5 mm com espaçamento de 13 cm entre elas.

5.11.2.2 Armadura negativa

De maneira análoga à armadura negativa transversal, a armadura longitudinal negativa da laje moldada in loco foi determinada com base nos resultados obtidos por meio do software Eberick. Para a seção longitudinal, o momento calculado foi de 0 kNm, não exigindo armadura para a direção. No entanto, sabe-se que existe uma armadura mínima a ser colocada no elemento estrutural. Seguindo o exposto na armadura negativa transversal, a área de aço mínima negativa é de 5,75 cm^2/m. Assim, a armadura negativa transversal requer barras de 10,0 mm, espaçadas a cada 13,0 cm.

O detalhamento das armaduras da laje e pré-laje encontram-se no Apêndice C.

5.12 Transversinas

As transversinas foram dimensionadas com seção retangular de 30 $\times$ 150 cm, adotada para conferir maior rigidez à ligação entre as vigas longarinas.

Deslocamentos

Os deslocamentos das transversinas foram verificados individualmente, considerando as piores combinações de ações. Em virtude da modelo integrado de análise estrutural efetuada pelo Eberick, os deslocamentos observados para as vigas transversinas acompanham os deslocamentos do conjunto da superestrutura, formada também pelas lajes e longarinas. Como já citado anteriormente na Subsubseção 5.7.1, os deslocamentos desses elementos foram excessivos, o que justificou a protensão para o caso das longarinas. Dessa forma, com a protensão das vigas longarinas, os deslocamentos das transversinas também serão reduzidos e atenderão aos estados limites de serviço, principalmente o de deslocamentos.

No projeto executivo devem ser processadas as informações da protensão juntamente aos demais elementos estruturais, de forma a garantir a função estrutural das transversinas.

5.13 Dimensionamento dos aparelhos de apoio

No contexto nacional, não encontra-se disponível uma norma dedicada exclusivamente ao dimensionamento de aparelhos de apoio em estruturas. Contudo, encontra-se em vigor a NBR 19783, que estabelece os requisitos de aceitação e os métodos de ensaio para aparelhos de apoio de elastômero fretado, sob o título "Aparelhos de apoio de elastômero fretado – Especificação e métodos de ensaio" (ABNT, 2015).

Dessa forma, para o dimensionamento dos aparelhos neoprene, seguiu-se a metodologia apresentada por Marchetti (2008) apresentado no livro Pontes de Concreto Armado, por ser um método que leva em consideração diversos critérios para o dimensionamento, além de desconsiderar a espessura de cobrimento do neoprene nos cálculos.

O dimensionamento dos aparelhos de apoio elastoméricos foi realizado com base no aparelho mais solicitado. Os esforços necessários para esse dimensionamento foram obtidos a partir do modelo estrutural desenvolvido no *software*, considerando todas as combinações de carregamento previstas.

5.13.1 Características geométricas

Conforme prescreve a NBR 19873 (ABNT, 2015), os aparelhos de neoprene fretado devem atender à espessura mínima de projeto, conforme a Tabela 43.

Tabela 43: Espessura mínima de projeto da chapa de aço.

Espessura de projeto da camada elementar (h_p)	**Espessura mínima de projeto da chapa de aço**
$h_p \leq 5\,\text{mm}$	2 mm
$5\,\text{mm} < h_p \leq 10\,\text{mm}$	3 mm
$10\,\text{mm} < h_p \leq 15\,\text{mm}$	4 mm

Fonte: NBR 19873 (ABNT, 2015)

O revestimento de elastômero nas faces em contato direto com a estrutura deve apresentar espessura entre 2 mm e 4 mm em qualquer ponto, enquanto o cobrimento das faces laterais externas deve situar-se entre 2 mm e 8 mm.

A camada elementar corresponde à parcela de elastômero situada entre duas chapas de aço do aparelho de apoio. A espessura média dessa camada (h_m) é determinada pela seguinte expressão:

$$h_m = h_p + 0,05 \times h_p \times \sqrt[3]{n} \tag{135}$$

$$0,05 \times h_p \times \sqrt[3]{n} \leq 1\,\text{mm} \tag{136}$$

em que:

h_p é a espessura de projeto da camada elementar;

n é a quantidade de camadas elementares do elastômero.

A verificação do paralelismo entre as chapas de aço é de responsabilidade do fabricante do aparelho de apoio elastomérico, devendo o valor de h_m situar-se dentro do intervalo admissível definido para a espessura da camada elementar. Por esse motivo, tal verificação não integra o escopo deste dimensionamento.

Os requisitos a serem cumpridos pelo fabricante dos aparelhos de apoio encontram-se estabelecidos na NBR 19783 (ABNT, 2015).

5.13.2 Verificações

Com base na metodologia proposta por Marchetti (2008), o dimensionamento dos aparelhos de apoio foi conduzido a partir da definição da camada elementar de espessura h, correspondente a cada lâmina de elastômero do apoio, e das dimensões da área útil do elemento.

Verificação das tensões devidas à compressão

$$\sigma_{c,máx} = \frac{Nmáx}{a' \times b'} \leq 10\,\text{MPa} \tag{137}$$

$$\sigma_{c,min} = \frac{Nmin}{a' \times b'} \geq 3\,\text{MPa} \tag{138}$$

$$\tau_c = 1,5 \times \frac{\sigma_{c,max}}{F_f} \leq 3 \times G_n \tag{139}$$

onde F_f é o fator de forma, obtido pela expressão:

$$Ff = \frac{a' \times b'}{2 \times h_n \times (a' + b')} \tag{140}$$

$$D_h = \frac{\sigma_{c,\,\text{máx}} \times (n_t + 2c)}{4 \times G_n \times Ff + 3 \times \sigma_{c,\,\text{máx}}} \tag{141}$$

onde:

$\sigma_{c,\,\text{max}}$ e $\sigma_{c,\,\text{min}}$ são as tensões normais;

N é a força total vertical aplicada ao aparelho;

a' e b' são comprimento e largura do aparelho desconsiderando a espessura de cobrimento;

τ_c é a tensão cisalhante;

G_n é o módulo de cisalhamento do elastômero, neste caso será considerado 1 MPa;

a e b são comprimento e largura totais do aparelho;

h_n é a altura da camada de elastômero;

D_h é o recalque;

τ_c é a tensão média atuante no elastômero;

c é a espessura do cobrimento.

Verificação das tensões devidas à força horizontal

$$T_{II} = \frac{H_{II}}{a' \times b'} \leq 0{,}5 \times G_n \tag{142}$$

$$T_{lc} = \frac{H_{lc}}{a' \times b'} \leq 0{,}5 \times G_n \tag{143}$$

$$T_{tl} = \frac{H_{tl}}{a' \times b'} \leq 0{,}5 \times G_n \tag{144}$$

$$T_{tc} = \frac{H_{tc}}{a' \times b'} \leq 0{,}5 \times G_n \tag{145}$$

$$T_l = T_{ll} + T_{lc} \leq 0{,}7 \times G_n \tag{146}$$

$$T_t = T_{tl} + T_{tc} \leq 0{,}7 \times G_n \tag{147}$$

onde:

T_{ll} é a tensão de cisalhamento longitudinal de longa duração;

T_{lc} é a tensão de cisalhamento longitudinal de curta duração;

T_{tl} é a tensão de cisalhamento transversal de longa duração;

T_{tc} é a tensão de cisalhamento transversal de curta duração;

H_u é a força horizontal longitudinal de longa duração;

H_{lc} é a força horizontal longitudinal de curta duração;

H_{tl} é a força horizontal transversal de longa duração;

H_{tc} é a força horizontal transversal de curta duração.

T_l e T_t são as tensões totais.

Distorção

$$H_r = \sqrt{(H_u + 0,5H_{lc})^2 + (H_{tl} + 0,5H_{tc})^2} \tag{148}$$

$$D_{ab} = \frac{n \times t \times H_r}{a \times b \times G_n} \tag{149}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{D_{ab}}{h} \leq 1,5 \times G_n \tag{150}$$

onde:

H_r é a força horizontal total;

n é o número de camadas.

Verificação das tensões devidas à rotação

$$\tau_a = \frac{G_n \times a' \times (A_o + A_t)}{2 \times b \times t} \leq 1,5 \times G_n \tag{151}$$

$$T = T_a + T_l + T_e \leq 5 \times G_n \tag{152}$$

onde: τ_a é a tensão cisalhante;

A_o é o ângulo inicial;

A_t é o ângulo total;

t é a espessura da placa de neoprene;

T é a tensão cisalhante total.

Esbeltez e espessura mínima

$$h < \frac{a'}{5} \tag{153}$$

$$h > \frac{a'}{10} \tag{154}$$

Levantamento das bordas do aparelho

$$\frac{A_t}{n} < \frac{3 \times (\sigma_{c,max} + \sigma_{c,min}) \times 0,5 \times (\frac{t}{a})^2}{G_n \times F_f} \tag{155}$$

Escorregamento

$$\frac{H_r}{N_{min}} < 0,10 + \frac{0,06}{\sigma_{c,min}} \tag{156}$$

Espessura das chapas metálicas

$$e > \frac{a}{F_f} \times \frac{\sigma_{c,max}}{\sigma_e} \tag{157}$$

onde:

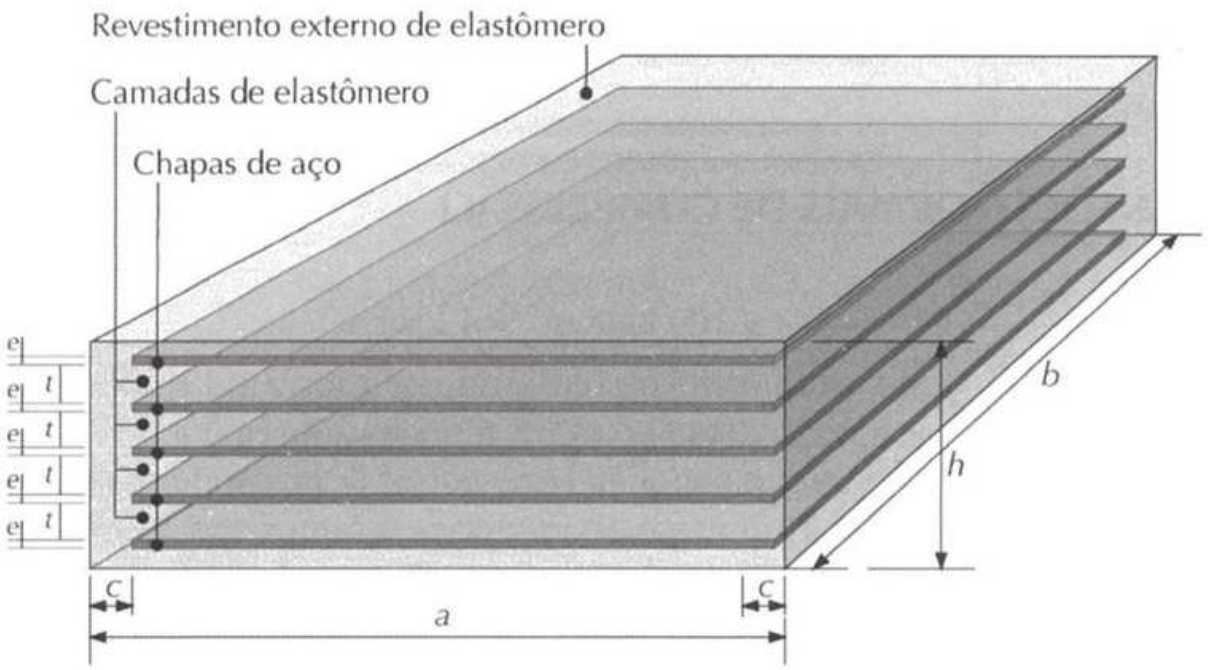
σ_e é a tensão admissível nas chapas de aço.

Deformabilidade

$$D_{ef} = \frac{n \times t}{G_n \times a' \times b'} \tag{158}$$

As verificações foram conduzidas com base nas expressões aplicáveis a cada caso de cálculo. A Figura 75 ilustra a seção transversal típica de um aparelho de apoio dimensionado para o presente projeto. Considerando as exigências normativas vigentes, os modelos disponíveis no mercado, conforme o catálogo da empresa nacional Neoprex[15] (anexado ao Apêndice C, do estrutural), e as dimensões e esforços atuantes na estrutura, foi realizado o dimensionamento do modelo selecionado. Ao todo serão necessários 32 de aparelhos de apoio, 16 para cada sentido dos viadutos.

Figura 75: Geometria típica dos aparelhos de apoio



Fonte: Marchetti (2008).

Dessa forma, a geometria do aparelho de apoio, as forças atuantes e os resultados das verificações estão resumidas nas Tabela 46, Tabela 45, Tabela 44 e Tabela 47.

[15]Catálogo da NEOPREX na página 19: <https://www.neoprexmaurer.com.br/pdf/apoio-elastometrico.pdf>

Tabela 44: Características geométricas dos aparelhos de apoio

Item	**Vão central**
a (mm)	600,00
b (mm)	600,00
espessura de cobrimento vertical (mm) – c'	2,50
espessura de cobrimento lateral (mm) – c	4,00
a' (mm)	592,00
b' (mm)	592,00
Espessura do elastômero (t) (mm)	15,00
Número de camadas de elastômero (n)	4,00
Espessura da chapa de aço (e) (mm)	4,00
Quantidade de chapas	5,00
Altura total do aparelho (h) (mm)	90,00
Camada elementar (hm+)	4,32
Camada elementar (hm–)	3,68

Tabela 45: Características dos materiais dos aparelhos de apoio

Item	**Vão central**
Módulo de cisalhamento do elastômero (G_n) (MPa)	1,00
Tensão admissível nas chapas de aço (MPa)	210,00
Ângulo inicial (A_o) (θ)	0,00
Ângulo total (A_t) (θ)	14,00

Tabela 46: Ações atuantes sobre os aparelhos de apoio

Ação no aparelho de apoio	**Vão central**
Cortante Máx (kN)	2403,27
Cortante Mín (kN)	1679,13
Força horizontal longitudinal de longa duração (hu) (kN)	0,00
Força horizontal longitudinal de curta duração (hlc) (kN)	21,00
Força horizontal transversal longa (hti) (kN)	0,00
Força horizontal transversal curta (htc) (kN)	0,00

Tabela 47: Verificações dos aparelhos de apoio

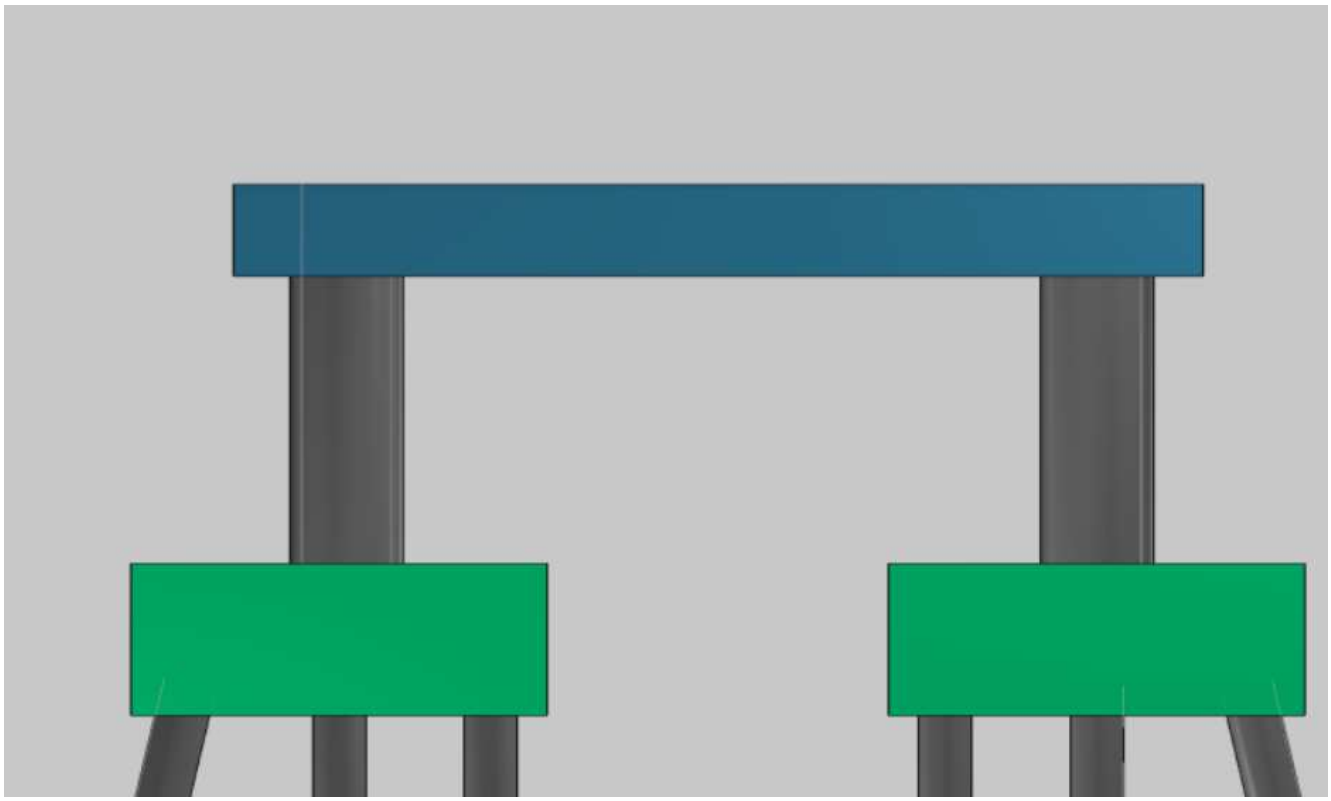
Verificação	**Vão principal**	**Limite**
Tensão nominal máx (MPa)	6,87	$< 10\,\text{MPa}$
Tensão nominal mín (MPa)	4,71	$> 3\,\text{MPa}$
Fator de forma (Ff)	4,94	
Tensão cisalhante (MPa)	2,08	$< 3\,\text{MPa}$
Recalque (Dh) (mm)	1,70	$< 3,75\,\text{MPa}$
Tensão horizontal longitudinal de longa duração (Tu) (MPa)	0,00	
Tensão horizontal longitudinal de curta duração (Tlc) (MPa)	0,0022	
Tensão horizontal transversal longa (Ttl) (MPa)	0,00	
Tensão horizontal transversal curta (htc) (MPa)	0,00	
Tensão Total (Tt) (MPa)	0,001	
Tensão Total (Ttl) (MPa)	0,00	
Força horizontal resultante (Hr)	13,83	
D_{ab}	0,00	
tg(a)	0,00	
Tensão cisalhante (Ta)	-5,23	
Tensão cisalhante total	2,81	
Esbeltez	90	$< 118,4$
Espessura mínima do aparelho (mm)	59,20	
Levantamento das bordas do aparelho	1311,17	
Escorregamento	0,08	
Espessura mínima das chapas metálicas (mm)	5,1488	
Deformabilidade (Def) (mm/N)	0,000342403	

Assim, o aparelho de apoio dimensionado satisfaz a todos os parâmetros prescritos na metodologia proposta por Marchetti (2008).

5.14 Dimensionamento das vigas-berço

As vigas-berço da estrutura possuem seção transversal de 1,8 x 1,5 m e localizam-se no nível da mesoestrutura, em 5,3 m. O comprimento da viga-berço é de 12,70 m, com pequenos balanços de 77,5 cm nas vigas de extremidade e 50 cm nas vigas centrais, conforme apresentado na Figura 76.

Figura 76: Representação da viga berço



Fonte: AltoQi Eberick (2025). Elaboração: Autores (2025)

A geometria foi pré-dimensionada no anteprojeto estrutural (Subsubseção 5.3.1) e sua armadura foi dimensionada a partir dos resultados obtidos por meio do software Eberick, seguindo os procedimentos padrão estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023. As vigas-berço das extremidades (VB1 e VB3) apresentam resultados iguais, devido aos esforços gerados serem os mesmos nos dois vãos principais. Elas apresentaram um momento positivo máximo de 5465,21 kNm, localizado no centro do vão, e momento máximo negativo de -2676,86 kNm, situado nos nós/apoios do elemento. Na viga-berço central (VB4) o momento máximo gerado no meio do vão (positivo) foi de 6785,81 kNm, enquanto nos nós (negativo), gerou-se momentos de -5602,63 kNm. Em relação ao esforço cortante, nas vigas-berço de extremidade o trecho 2 foi o local em que mais houve esforço cortante, atingindo 2656,03 kN. Para a viga-berço central, o esforço cortante máximo obtido foi de 4450,66 kN.

5.14.1 Armadura longitudinal

5.14.1.1 Armadura positiva

O cálculo da armadura longitudinal utiliza como parâmetro principal o momento fletor gerado devido aos esforços solicitantes. Nas vigas berço, conforme supracitado, a armadura positiva ocorre no vão, com momento máximo no centro dele, sendo o esforço considerado. Para as vigas-berço de extremidade, para o momento de

5465,37 kNm requer-se área de aço de 89,76 cm^2 e, conforme o resultado dado pelo software Eberick, serão necessárias 28 barras com bitola de 20 mm. Já para a viga-berço central, com o momento fletor gerado de 7294,22 kNm, a área de aço necessária é de 112,35 cm^2, sendo utilizadas 34 barras de 20 mm de diâmetro.

Em vigas com altura superior a 60 cm, é necessária a adoção de armadura de pele, posicionada nas faces laterais do elemento estrutural, com a finalidade de limitar a abertura de fissuras na região tracionada (Pinto, [s.d.]). De acordo com o autor, a armadura mínima lateral deve ser 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga, devendo ser constituída por barras de aço de alta aderência CA-50 ou CA-60, com espaçamento máximo de 20 cm e ancoragem adequada nos apoios. Por face, não são necessárias armaduras com mais de 5 cm^2/m (Pinto, [s.d.]). Considerando que as vigas-berço do projeto possuem altura de 1,50 m, a armadura de pele deve ser incorporada. Tanto nas vigas-berço de extremidade, quanto na viga-berço central serão necessárias 15 barras de 8,0 mm de diâmetro para cada face da viga.

5.14.1.2 Armadura negativa

A armadura longitudinal negativa tem seus máximos ocorrendo nos apoios da viga-berço. De maneira análoga à armadura longitudinal positiva, o principal esforço de consideração é o momento fletor. No entanto, para o caso da consideração da armadura longitudinal negativa das vigas-berço da estrutura, ocorre uma série de outros esforços combinados, como a flexo-compressão, aliada a um balanço de pequenas dimensões se comparadas à altura do elemento estrutural, conhecido como consolo.

Consolos são elementos em balanço caracterizados pela distância da carga aplicada à face do apoio (a) ser menor ou igual a altura útil do consolo (d) (ABNT, 2023). A NBR 6118 ainda destaca que o consolo é considerado curto se $0,5d \leqslant a \leqslant d$ e muito curto se $a < 0,5d$. Para o caso das vigas-berço de extremidade, o consolo é classificado como curto, uma vez que a distância da carga aplicada à face do apoio é de 77,5 cm. No caso da viga-berço central, no entanto, o consolo é classificado como muito curto, pois a distância é de 50 cm, valor inferior a metade da altura do elemento.

Segundo a ABNT (2023), os consolos curtos apresentam comportamento típico biela-tirante, exigindo o equilíbrio global, inclusive no nó de ligação com o pilar. O tirante no topo do consolo se ancora na biela sob a carga extrema vertical (F_d) de um lado, e do outro no pilar ou apoio (ABNT, 2023). A biela inclinada estende-se da carga até a face do apoio, usando toda a altura do consolo disponível. Para os consolos muito curtos, a biela se encurva no plano do consolo e, desta forma, aumenta a armadura de costura, possuindo papel fundamental na resistência.

A normativa ainda destaca alguns aspectos fundamentais para o bom comportamento do consolo:

- Ancoragem adequada ao tirante;
- Taxa de armadura do tirante deve ser limitada superiormente, garantindo o escoamento antes da ruptura;
- Verificação da resistência à compressão da biela de maneira similar a da face do pilar, garantindo que a ruptura frágil pela biela esteja afastada;

- Consideração das forças horizontais no seu dimensionamento; e
- Para casos gerais em que se geram forças horizontais, transversais ou excentricidade da carga vertical na largura do consolo, há "torção" dele.

Com todas as considerações da normativa, o software Eberick estima armadura mínima para utilização no consolo.

Nas vigas-berço de extremidade, somente com a consideração do momento fletor, a área de aço necessária seria de 43,25 cm^2. No entanto, com a verificação axial de compressão e o tratamento do elemento como consolo curto, a área mínima de aço foi de 83,23 cm^2, valor atingido ao utilizar 26 barras de 20 mm de diâmetro. Na viga-berço central, com a consideração única do momento fletor, a área de aço estimada era de 92,10 cm^2. Com a adoção do modelo biela-tirante, o resultado foi semelhante às vigas-berço de extremidade, com 83,23 cm^2. Desta maneira, para o caso central a área mínima limitante foi a do momento fletor, com a utilização de 28 barras de 20 mm de diâmetro.

Em casos de consolos curtos ou muito curtos, ABNT (2023) diz que deve haver armadura de costura, a qual é fundamental para permitir uma ruptura mais dúctil do consolo e evitar redução da carga de ruptura. Elas devem ser igual a 40% da armadura do tirante, distribuídas na forma de estribos horizontais em uma altura igual a $\frac{2}{3}$ da altura da viga. Tanto para a viga-berço central, quanto para as de extremidade, é necessário armadura de costura de 5,0 mm de diâmetro a cada 20 cm.

5.14.2 Armadura transversal

Nas vigas, a armadura transversal é composta por estribos e grampos. Ela é necessária quando o elemento estrutural é submetido a um carregamento transversal, gerando tensões normais, ocasionadas pelo momento fletor, e tensões tangenciais devido ao esforço cortante (Pinto, [s.d.]). No estádio I, qualquer estado de tensão pode ser reduzido por tensões normais atuando em planos perpendiculares (tensões principais), em que a tensão cisalhante é nula (Pinto, [s.d.]). Já no estádio II, segundo Pinto [s.d.], quando as tensões principais de tração, inclinadas, na alma da viga ultrapassam a resistência à tração do concreto, surgem as fissuras ocasionadas pelo esforço de cisalhamento.

Para isso, surgem dois modelos de cálculo conforme ABNT (2023), em que a resistência do elemento estrutural em uma determinada seção transversal deve ser considerada satisfatória quando a força cortante solicitante é menor ou igual a força cortante resistente. O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas a 45° em relação ao eixo longitudinal, enquanto o modelo II admite uma inclinação entre 30° e 45°. No caso das vigas-berço do projeto estrutural, o modelo adotado foi o I, com inclinação das bielas em 45°. Para haver a necessidade de aplicação de estribos além do mínimo, a força solicitante ao cortante deve ser maior do que a força resistente sem a aplicação de estribos (V_{c0}).

Nas vigas de extremidade, a força V_{c0} foi de 2737,93 kN, enquanto a força solicitante máxima foi de 2656,03 kN. Desta forma, a viga suporta os esforços aplicados sem os estribos, aplicando-se somente a

quantidade mínima com 6 ramos com barras de 10,0 mm a cada 19 cm. Na viga central, a V_{c0} foi de mesmo valor (2737,93 kN), enquanto a força solicitante foi de 4450,66 kN. Assim, requer-se estribos adicionais. Para o elemento estrutural serão 6 ramos com barras de 10,0 mm a cada 19 cm, mais estribos adicionais de 10,0 mm a cada 16 cm.

O detalhamento completo do cálculo das vigas-berço do projeto estrutural encontram-se apresentados no Apêndice C.

5.14.3 Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS)

O Estado Limite de Serviço (ELS), conforme Pinto [s.d.], está relacionado à durabilidade, aparência, conforto e boa utilização. Nele, avaliam-se deformações excessivas, fissuração excessiva e vibrações excessivas.

Para o caso da verificação de fissuras, utiliza-se o método do ELS-W, em que são comparados os valores obtidos com os esforços e máximos dados em norma. Segundo Pinto [s.d.], a abertura máxima característica varia conforme a classe de agressividade ambiental. A Tabela 48 apresenta a abertura máxima.

Tabela 48: Abertura característica máxima.

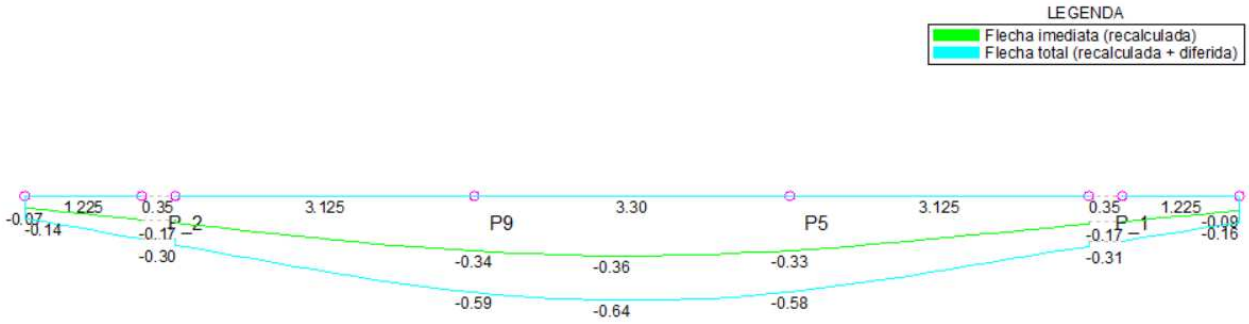
CAA	Wk
I	$\leq$ 0,4 mm
II, III	$\leq$ 0,3 mm
IV	$\leq$ 0,2 mm

Fonte: NBR 6118 (2023)

Segundo o que aponta o relatório do software Eberick, na armadura longitudinal positiva das vigas-berço de extremidade, a fissuração máxima ocorre no meio do vão, com taxa de 0,18 mm, enquanto na armadura longitudinal negativa a fissuração máxima é de 0,05 mm. Para a viga central, a fissuração máxima no meio do vão é de 0,16 mm, enquanto nos apoios é de 0,19 mm. Considerando que a classe de agressividade ambiental para o projeto do viaduto é a III, todas as fissuras são menores do que o estabelecido pela Tabela 48, estando assim, aceitas.

Em relação aos deslocamentos excessivos, eles são verificados conforme o exposto na Subsubseção 5.7.1. O software Eberick dá como resultado de deslocamentos o ilustrado na Figura 77 para as vigas-berço de extremidade.

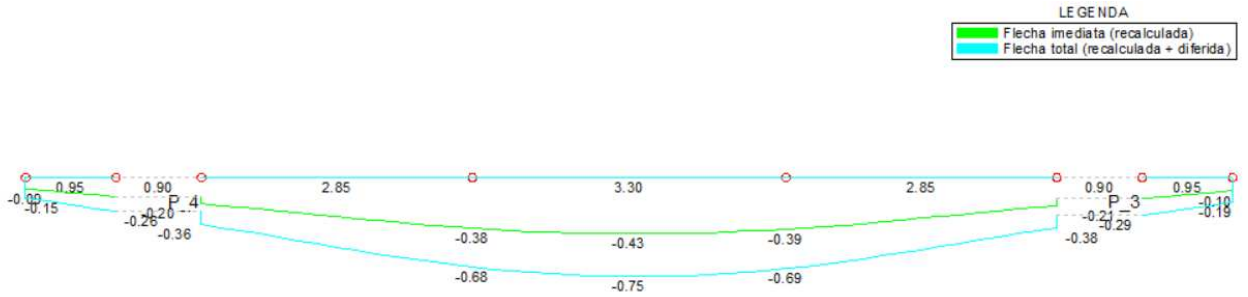
Figura 77: Deslocamentos em cm - Vigas-berço extremas (VB1 e VB3).



Fonte: Eberick (2025). Elaboração: Autores (2025)

Para a viga-berço central, o resultado dos deslocamentos obtidos é apresentado na Figura 78.

Figura 78: Deslocamentos em cm - Viga-berço central (VB4).



Fonte: Eberick (2025). Elaboração: Autores (2025)

Conforme apresentado na Subsubseção 5.7.1, sabe-se que o limite visual para o vão das vigas berço é de 3,4 cm. Conforme o observado na Figura 77 e Figura 78, todas as flechas calculadas estão dentro do limite aceitável, estando assim o ELS satisfeito.

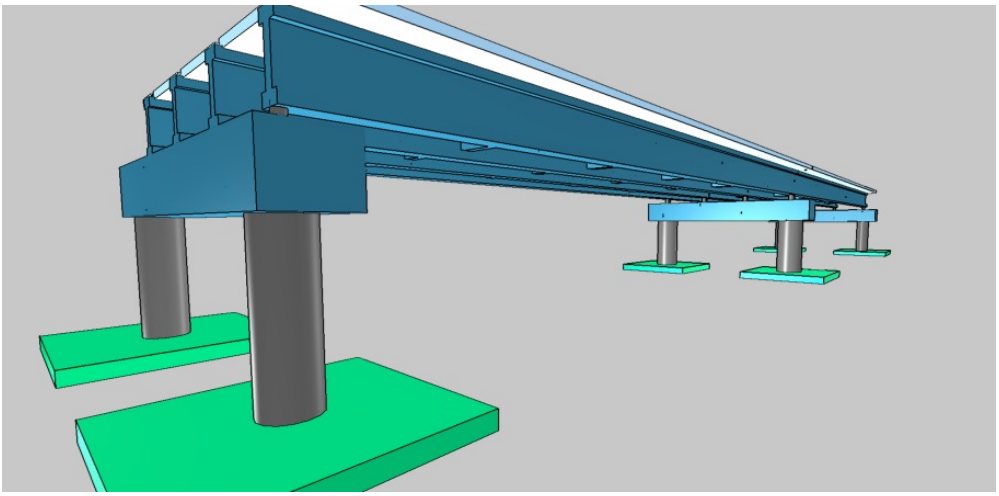
O detalhamento das armaduras encontra-se no Apêndice C.

5.15 Dimensionamento dos pilares

Os pilares de extremidade (P1, P2, P5 e P6) foram adotados com seção transversal circular de diâmetro igual a 125 cm, enquanto os pilares centrais (P3 e P4) foram dimensionados com seção circular de 180 cm de diâmetro. No Anteprojeto Estrutural, os pilares foram inicialmente estimados com seção de 100 cm; entretanto, no dimensionamento definitivo constatou-se que os esforços solicitantes superaram a capacidade resistente da seção original.

Esses pilares integram a mesoestrutura da obra, servindo de apoio às vigas-berço e promovendo a transferência dos esforços verticais e horizontais para o sistema de fundações. Cada pilar possui altura total de 5,3 m, compreendida entre os níveis estruturais 0,00 m e 5,30 m, conforme apresentado na Figura 79.

Figura 79: Representação dos pilares da mesoestrutura.



Fonte: Autores (2025)

A geometria e os carregamentos foram avaliados por meio do módulo de dimensionamento de pilares do software Eberick, seguindo os critérios da ABNT NBR 6118:2023, contemplando verificação da capacidade resistente aos esforços solicitantes e requisitos mínimos de armadura.

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento foram derivados das combinações últimas provenientes do modelo estrutural global. Para os pilares, foram consideradas as solicitações normais e tangenciais resultantes das ações permanentes, variáveis e dos carregamentos específicos da superestrutura.

5.16 Resultado dos pilares

5.16.1 Pilares das extremidades

No dimensionamento dos pilares de extremidade, verificou-se que a combinação de ações mais críticas para a armadura longitudinal não correspondeu aos maiores valores isolados de esforço normal (Nd) ou de momentos fletores (Md). Conforme apresentado na Tabela 49, a combinação de Estado Limite Último (ELU) que resultou na maior taxa de armadura foi aquela composta por peso próprio, carga acidental, retração, temperatura, vento, trem-tipo na posição 2 (parágrafo 5.4.2.2), frenagem e aceleração, carga de multidão e recapeamento, considerando simultaneamente os efeitos da esbeltez, as propriedades geométricas da seção transversal e a interação entre esforço normal e momentos fletores nos dois eixos principais.

Tabela 49: Dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares das extremidades.

Combinação	1.4G1+1.4G2+1.2R+0.72T1+1.4V3+1.75TB 02+1.4F&A+1.75Multidão+RECAP
Armadura longitudinal	16 ϕ 20,0
Área efetiva	50,27 cm^2
Área mínima	0,4%
Msd	3.017,28 kN.m
Mrd	3.070,99 kN.m
Mrd/Msd	1,02
Nd,máx =	4.753,44 kN

Fonte: Autores (2025)

Ao analisar o pórtico unifilar no software Eberick para a combinação crítica apresentada, obteve-se um esforço normal máximo atuante de Nd = 4753 kN. Também foram obtidos os momentos fletores solicitantes Msd = 3017 kN.m e resistente Mrd = 3.071 kN.m.

O dimensionamento resultou na adoção de 16 barras de Ø20mm, correspondente à armadura mínima prevista pela norma para a seção em questão. Para os esforços atuantes, essa mesma configuração mostrou-se suficiente para atender ao Estado Limite Último, evidenciado pela relação Mrd/Msd próxima de 1. Ressalta-se que a escolha entre soluções com maior ou menor área de concreto, associadas a taxas distintas de armadura, envolve variáveis econômicas que extrapolam o escopo estritamente estrutural. Dessa forma, limita-se a registrar que, para este pilar, a armadura mínima normativa coincidiu com a armadura necessária para resistir aos esforços solicitantes, caracterizando uma situação em que os requisitos de segurança foram atendidos sem necessidade de incremento adicional de aço.

A verificação estrutural indicou que a razão Mrd/Msd = 1,02, valor que atende plenamente ao critério estabelecido pela ABNT NBR 6118:2023 de que Mrd/Msd 1,00. Esse resultado representa que a capacidade resistente da seção é aproximadamente 2% superior à solicitação máxima atuante.

Os estribos dos pilares de extremidade, responsáveis pela resistência aos esforços cortantes, pelo confinamento do núcleo de concreto, pela prevenção da flambagem das barras longitudinais e pela estabilidade da armadura durante a execução, foram dimensionados com estribos Ø10 mm espaçados a cada 8 cm.

5.16.2 Pilares centrais

No dimensionamento dos pilares centrais, constatou-se que a combinação de ações determinante para a definição da armadura longitudinal, assim como observado nos pilares de extremidade, não correspondeu necessariamente aos maiores valores individuais de esforço normal (Nd) ou de momentos fletores (Md). A Tabela 50 apresenta a combinação de Estado Limite Último (ELU) que conduziu à condição de cálculo mais desfavorável, resultante da interação entre os esforços atuantes, da esbeltez significativa do elemento e das características geométricas da seção transversal circular. Conforme apresentado, a combinação crítica foi composta por peso

próprio, carga acidental, retração, temperatura, vento, trem-tipo na posição 5 (parágrafo 5.4.2.2), frenagem e aceleração, carga de multidão e recapeamento.

Tabela 50: Dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares centrais.

Combinação	1.4G1+1.4G2+1.2R+0.72T2+1,4V4+1.75TB 05+1.4F&A+1.75Multidão+RECAP
Armadura longitudinal	33 ϕ 20,0
Área efetiva	103,67 cm^2
Área mínima	0,4%
Msd	8.115,42 kN.m
Mrd	8.653,84 kN.m
Mrd/Msd	1,07
Nd,máx =	8.610,40 kN

Fonte: Autores (2025)

A partir da análise do pórtico unifilar no software Eberick para essa combinação crítica, verificou-se um esforço normal máximo Nd,max = 8.610 kN. Também foram obtidos os momentos fletores solicitantes Msd = 8.115 kN.m e resistente Mrd = 8.654 kN.m.

Com base nesses esforços, o procedimento de dimensionamento indicou a necessidade de 33 barras Ø20 mm, configuração que se mostrou tecnicamente adequada ao regime de flexo-compressão composta e compatível com os critérios de racionalização de material.

A verificação da segurança indicou que a razão Mrd/Msd = 1,07, demonstrando que a capacidade resistente da seção supera em aproximadamente 7% o esforço solicitante máximo. Esse valor confirma que o pilar atende de forma satisfatória às exigências da ABNT NBR 6118:2023 para o Estado Limite Último.

Os estribos dos pilares centrais, responsáveis pelo cisalhamento, confinamento do núcleo e estabilidade das barras, resultaram em barras de Ø12,5 a cada 9 cm.

O detalhamento completo das armaduras dos pilares, incluindo a disposição das barras longitudinais e dos estribos, encontra-se apresentado no Apêndice C, onde são disponibilizadas as respectivas pranchas do projeto estrutural.

Capítulo 6

Projeto de terraplenagem

6 Projeto de terraplenagem

O Projeto de Terraplenagem tem por objetivo a definição das seções transversais em corte e aterro (plataforma de terraplenagem), a determinação, localização e distribuição dos volumes de materiais destinados à conformação da plataforma da rodovia em projeto, considerando o Projeto Geométrico e especificações vigentes, tendo como referência os elementos básicos obtidos através dos estudos geológicos, geotécnicos e projeto geométrico. Foi elaborado de acordo com a publicação IPR 726 - Diretrizes Básicas Para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários (DNIT, 2006) e a publicação IPR 742 - Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010).

O conjunto de operações, que engloba escavações, cortes, aterros, compactação e movimentação de solos, tem como objetivo principal viabilizar a implantação do greide da rodovia de acordo com os requisitos de desempenho, segurança e durabilidade, além de assegurar condições favoráveis de drenagem e estabilidade geotécnica. Em interseções rodoviárias, o projeto de terraplenagem tem sua importância evidenciada ao permitir compatibilizar diferentes desníveis e geometrias, muitas vezes em áreas já antropizadas e com restrições de espaço, exigindo soluções técnicas precisas e integradas voltadas à movimentação de solo e outros materiais.

Nesse contexto, este projeto aborda a terraplenagem aplicada à interseção entre a Rodovia Aparício Ramos Cordeiro e a SC-405, em Florianópolis/SC, considerando a necessidade de adequação geométrica, melhoria da fluidez viária e integração com os dispositivos projetados, como o viaduto e a rotatória inferior. O estudo compreende a definição dos volumes de corte e aterro, limpeza e remoção de materiais existentes para a execução do atual projeto, análise de distâncias médias entre fornecedores e recebedores de materiais como solo, granulares e recicláveis (concreto, asfalto e outros), buscando garantir desempenho geotécnico, segurança operacional e viabilidade construtiva da intervenção proposta.

6.1 Especificações de serviço relevantes

Para o desenvolvimento do projeto de terraplenagem, utilizaram-se como embasamento, além das publicações supracitadas, as Especificações de Serviço do DNIT referentes a Projeto de Terraplenagem. Dentre os documentos consultados, ressaltam-se as Especificações de Serviço 104 a 108 (DNIT, 2009).

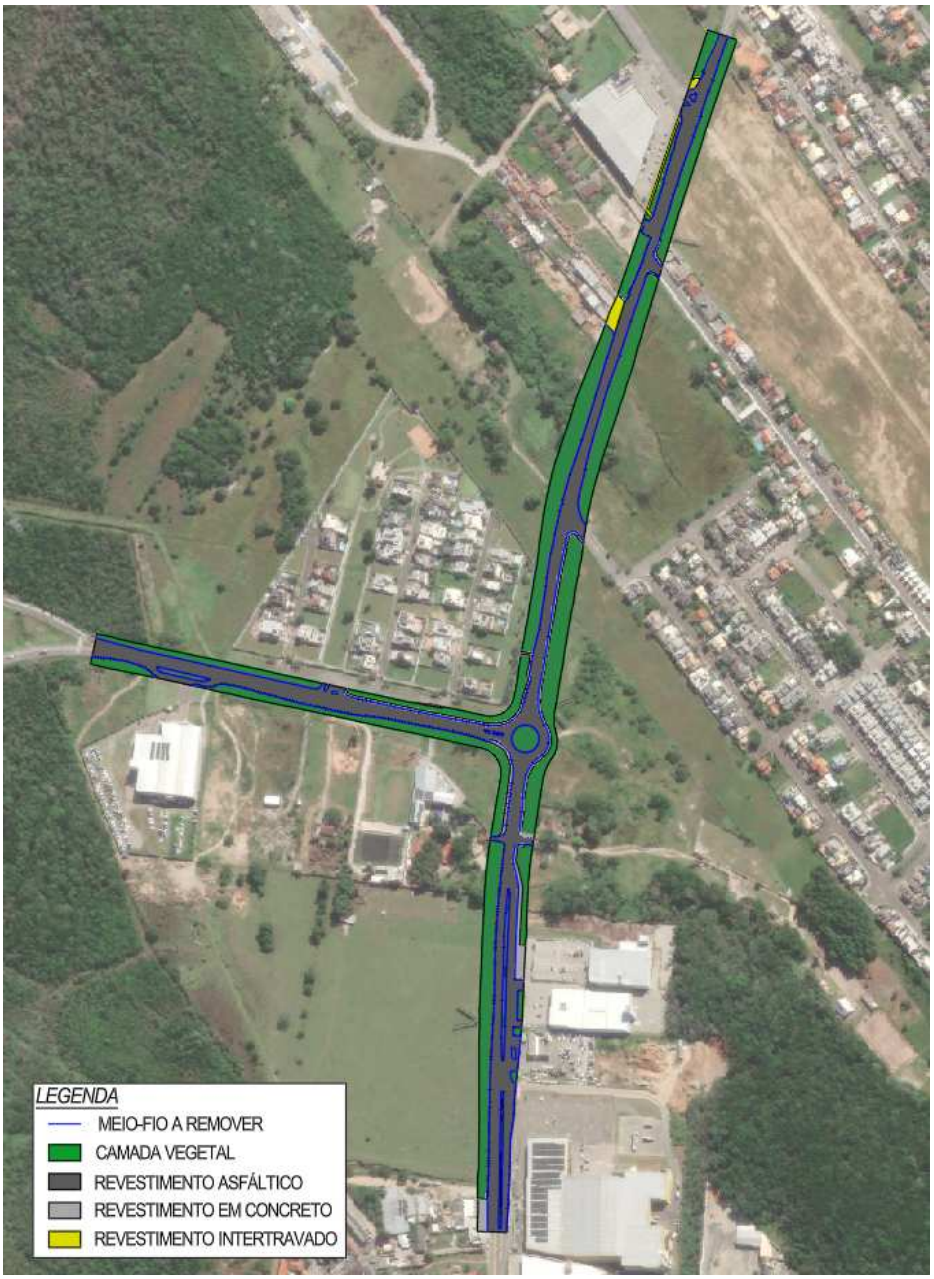
6.2 Volumes de Corte e Aterro

Com o apoio na geometria definida nas seções transversais, gabaritadas conforme a concepção de projeto, e das espessuras das camadas definidas no projeto de pavimentação, foram calculados os volumes de escavação em corte e os volumes de aterros. Os volumes de aterros são multiplicados pelo coeficiente de homogeneização, também conhecido por empolamento, que, no presente projeto, foi definido como 1,30, a partir de pesquisa em projetos reais já realizados.

6.3 Quantitativos de limpeza e preparo do terreno

De acordo com a ES-109 - Serviços Preliminares (DNIT, 2009), o terreno existente deve passar por processo de remoção e remanejamento de materiais, sendo possível acessar o leito natural para realizar o processo de escavação e, por fim, terraplenagem da via projetada. Nesse sentido, foi elaborada a planta de remoção de materiais, que considerou separadamente a área de materiais como concreto, pavimento asfáltico e intertravado, além de camada vegetal. Essas áreas foram definidas visual e manualmente com o auxílio do software Google Earth (2025). A Figura 80 mostra as áreas de limpeza consideradas no projeto.

Figura 80: Planta para definição das áreas de limpeza.



Fonte: Autores (2025)

6.4 Especificação de material para aterro

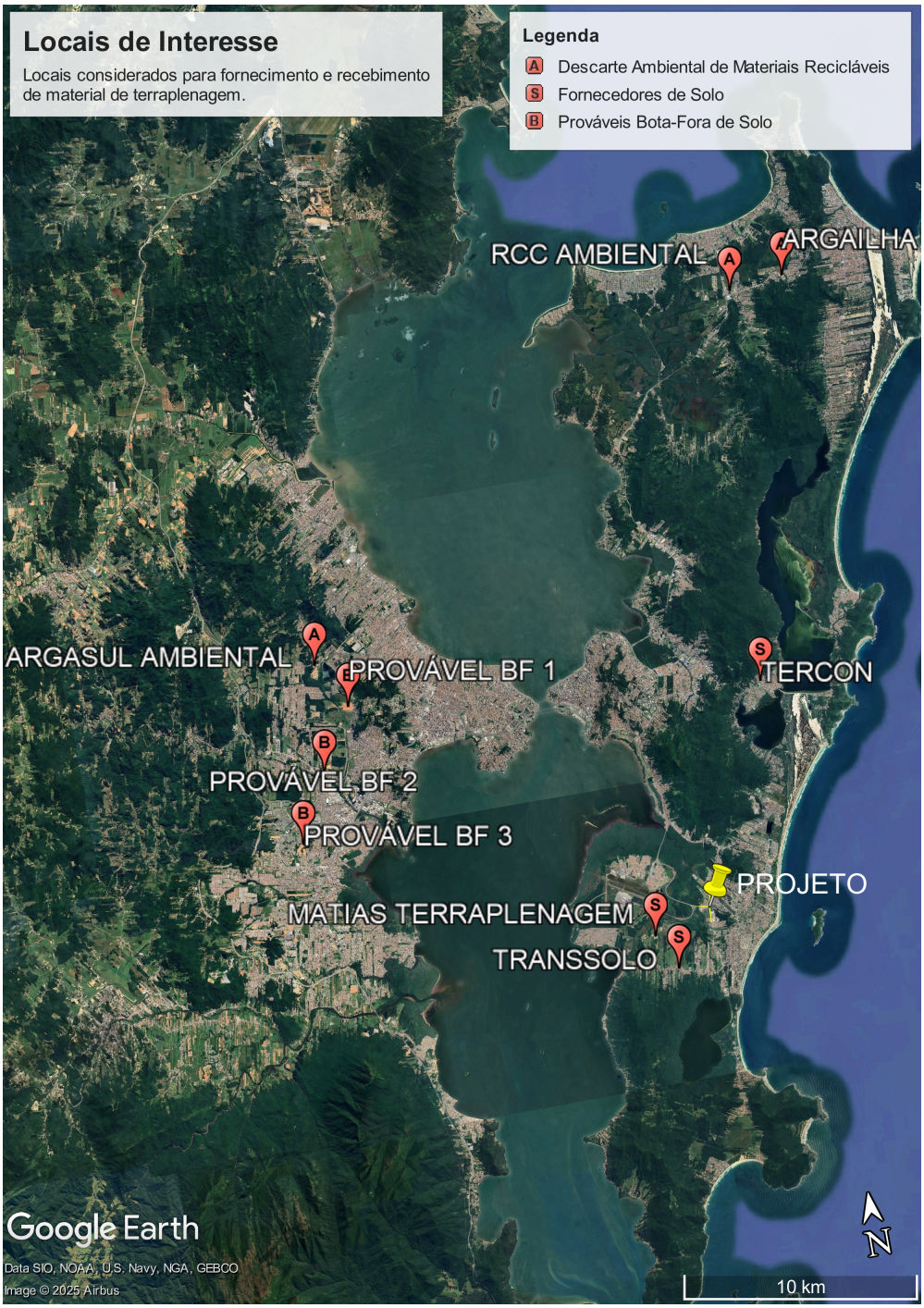
O material componente do corpo de aterro deve ser constituído, de acordo com a ES-107 - Empréstimos (DNIT, 2009), de materiais de 1ª e/ou 2ª categoria, o que compreende desde solos macios e facilmente escaváveis até solos mais resistentes, como rochas alteradas. Além disso, o material deve atender diversos requisitos em termos de características físico-mecânicas, como Índice de Suporte Califórnia (ISC) superior a 2,0% e expansão menor ou igual a 4,0%. Diante disso, é razoável a escolha de solo que tenha cumprido com as exigências previstas para materiais de aterro, uma vez que se trata de material de 1ª categoria e oferece resistência e capacidade drenante suficiente para tal finalidade. Ainda, se comparado ao macadame seco, trata-se de um material consideravelmente mais barato, sendo portanto econômicamente viável.

6.5 Prováveis locais de fornecimento de material e bota-Fora

É de suma importância que se avaliem, em termos de distância, as empresas/locais que farão o fornecimento de material ou o recebimento de resíduos como solo e recicláveis. Por meio de uma pesquisa de mercado, e após análise utilizando o software Google Earth (2025), foi possível avaliar a relação espacial entre o centro de gravidade da obra projetada e as empresas em questão, por meio da definição das menores Distâncias Médias de Transporte (DMT), referentes a cada um dos serviços necessários, como fornecimento ou recebimento de materiais necessários ao projeto de terraplenagem. Na ocasião deste trabalho acadêmico, foram avaliadas opções de empresas fornecedoras de material 1ª categoria, ou seja, solo macio facilmente escavável. Além disso, definiram-se as empresas mais próximas e prováveis que atuem no ramo de recebimento e posterior destinação de materiais recicláveis da construção civil, sendo estes, por exemplo, o concreto presente nos passeios e meios-fios, o material asfáltico existente atualmente na via na localidade do projeto, o pavimento intertravado em acessos e a camada vegetal.

A Figura 81 mostra os locais definidos para determinação das DMT. A Figura 82 mostra efetivamente o cálculo das DMT.

Figura 81: Locais considerados para fornecimento ou recebimento de material.



Fonte: Autores (2025)

Figura 82: Cálculo de DMT.

DMT - BOTA-FORA PARA SOLO		
NOME DO RECEBEDOR	**ENDEREÇO**	**DMT (KM)**
PROVÁVEL BOTA-FORA 1 (TERRÁ URBANICIDADE VIVA)	R. KILIANO HAMES, 988 POTECAS / SÃO JOSÉ	26,3
PROVÁVEL BOTA-FORA 2 (JNS EMPREENDIMENTOS)	SC-281, AO LADO DE 1.962 SERTÃO DO MARUIM / SÃO JOSÉ	26,9
PROVÁVEL BOTA-FORA 3 (SPAZZIO FIRENZE)	AV. OSCAR NIEMEYER, 11 BAIRRO PLANEJADO ALTOS DA PEDRA / PALHOÇA	30,7
	DMT (KM) = (26,3 + 26,9 + 30,7)/3 =	**28,0**

DMT - BOTA-FORA RECICLÁVEL		
NOME DO RECEBEDOR	**ENDEREÇO**	**DMT (KM)**
ARGASUL AMBIENTAL	R. JOÃO JOSÉ MARTINS, 3.055 POTECAS / SÃO JOSÉ	27,5
RCC AMBIENTAL	R. FRANCISCO FAUSTO MARTINS, 780 VARGEM GRANDE / FLORIANÓPOLIS	33,5
ARGAILHA	ROD. ARMANDO CALIL BULOS, 2.612 INGLESES / FLORIANÓPOLIS	35,4
	DMT (KM) = (27,5 + 33,5 + 35,4)/3 =	**32,1**

DMT - FORNECIMENTO DE SOLO PARA ATERRO		
NOME DO FORNECEDOR	**ENDEREÇO**	**DMT (KM)**
MATIAS TERRAPLENAGEM	ROD. APARÍCIO RAMOS CORDEIRO, 2.751 CAMPECHE / FLORIANÓPOLIS	2,8
TRANSSOLO	ROD. BALDICERO FILOMENO, 2.108 RIBEIRÃO DA ILHA / FLORIANÓPOLIS	4,9
TERCON	R. JOÃO PACHÊCO DA COSTA, 154 LAGOA DA CONCEIÇÃO / FLORIANÓPOLIS	12,5
	DMT (KM) = (2,8 + 4,9 + 12,5)/3 =	**6,7**

Fonte: Autores (2025)

Consideraram-se, para fornecimento de solo, as empresas Transsolo, Tercon e Matias Terraplenagem. Para recebimento de materiais recicláveis da construção civil, como por exemplo concreto e revestimento asfáltico, consideraram-se as empresas Argasul Ambiental, RCC Ambiental e Argailha. Por fim, diante do empecilho existente em encontrar empresas ou locais devidamente licenciados para recebimento de material de 1ª categoria oriundo de escavação na região da Grande Florianópolis, estimaram-se três locais prováveis para uso como bota-fora, sendo estes grandes lotes que, por ventura, podem acabar necessitando de material de aterro para nivelamento e terraplenagem de seus empreendimentos.

Ainda, com base nos locais de interesse devidamente definidos, calcularam-se as DMT relevantes ao projeto de terraplenagem. Estas se apresentam como a média simples entre os locais mais próximos ou mais prováveis para cada um dos serviços considerados.

Devido ao projeto geométrico ter sido concebido em greide colante, ou seja, um estilo de projeto de rodovias que busca a redução dos volumes de corte e aterro, ajustando o perfil da estrada para que ele "cole"ou se aproxime mais do terreno natural, a profundidade média definida para os cortes foi consideravelmente baixa (menor ou igual a 1,0 metro). Ademais, devido à carência de dados geotécnicos referentes à situação existente e à falta de sondagens e ensaios devidamente realizados, não foi possível aferir a qualidade do material existente no local atualmente, tanto relativo à pavimentação quanto ao solo natural. Desse modo, baseou-se na hipótese de a profundidade média dos cortes estar abrangida no horizonte A do solo (composto majoritariamente por matéria orgânica como húmus, raízes e turfas), sendo este de baíxissima qualidade e contra-indicado para uso em aterro devido à sua alta porosidade e baixa capacidade resistiva, e podendo chegar inclusive a profundidades superiores a 1,0 metro (Lima e Melo, 2007).

Desse modo, a decisão de projeto adotada foi a de destinar todo o material oriundo do corte para os locais de bota-fora, sendo estes tanto os locais licenciados para recebimento de material reciclável quanto os possíveis locais cogitados para recebimento de material 1ª categoria.

Ressalta-se que foram adotadas composições SINAPI, neste caso, devido às DMT serem superiores aos limites apresentados pelo SICRO. Foram consideradas as composições com DMT até 30 km.

As planilhas de cálculo, bem como as representações gráficas do projeto de terraplenagem, são apresentadas no Apêndice D.

Capítulo 7

Projeto de drenagem

7 Projeto de drenagem

A drenagem de uma rodovia busca manejar corretamente as águas ali precipitadas, garantindo a segurança dos usuários ao trafegarem por ela e evitando inundações. Para este caso, os trechos foram considerados como travessias/ruas urbanas, tendo em vista que é previsto um crescimento populacional e urbanização do entorno. Logo, os dispositivos e manuais utilizados consideraram essa premissa. As referências utilizadas foram:

- IP-DE-H00/001 - Estudos Hidrológicos (DER/SP, 2005);
- Manual de drenagem e manejo de águas pluviais - Volume III (Prefeitura de São Paulo, 2012);
- Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006);
- Manual de Obras de Arte Especiais, (DNER, 1996);
- Álbum de dispositivos-tipo de drenagem (DNIT, 2018);
- Álbum de projetos-tipo (DER/PR, 2024).

Tendo como dados de entrada a intensidade pluviométrica e as declividades do projeto geométrico, foi elaborado o projeto de drenagem. Sua elaboração seguiu a ordem de etapas conforme a seguir.

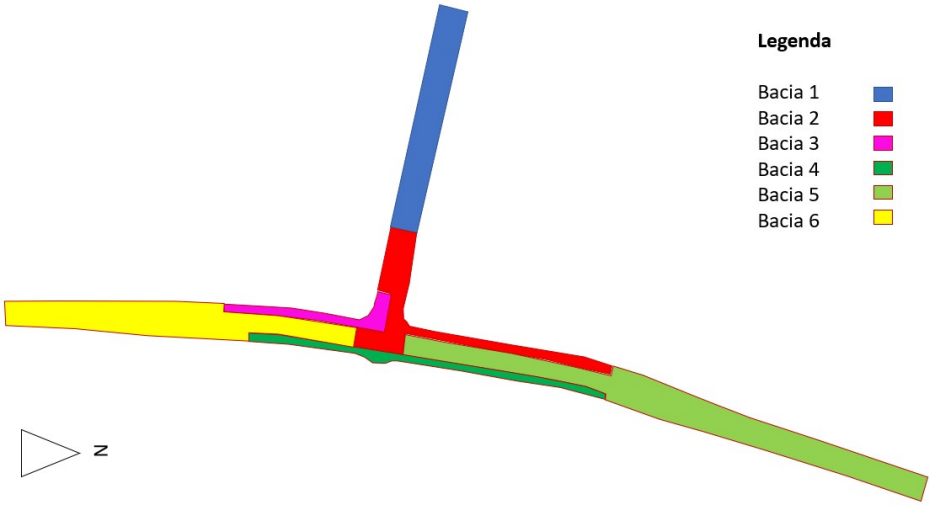
1. Definição das bacias de contribuição;
2. Dimensionamento das sarjetas, canaletas e bocas de lobo;
3. Drenagem do viaduto;
4. Dimensionamento de galerias e dispositivos complementares - Poços de Visita e Caixas de Ligação e Passagem;

O resultado do projeto de drenagem é apresentado no Apêndice E, composto pelas representações gráficas dos dispositivos empregados, bem como suas localizações. As subseções seguintes versam sobre cada uma das etapas.

7.1 Definição das bacias de contribuição

A definição das bacias de contribuição levou em conta as declividades transversais e longitudinais advindas do projeto geométrico e os pontos mais altos dos trechos de rodovia, que foram os divisores das bacias. Foram adotadas, no total, 6 bacias de contribuição, representadas na Figura 83.

Figura 83: Bacias de contribuição.



Elaboração: Autores (2025)

Cada cor representa uma bacia que funciona como um sistema independente de drenagem, com exutório próprio - nesse caso, galerias - que deverão se conectar à rede de drenagem existente. O projeto não levou em conta a rede existente, pois não foram encontradas informações de localização ou dimensão dos dispositivos.

As vazões nas bacias foram calculadas, conforme detalhado no Capítulo 3.1 - Estudos hidrológicos, adotando a equação:

$$Q = 2,78 \times 10^{-7} \times C \times i \times A \tag{159}$$

onde:

Q é a vazão escoada, em m^3/s;

C é o coeficiente de Runoff (adotado 0,85, usual para áreas pavimentadas);

i é a intensidade pluviométrica, em mm/h;

A é a área de superfície, em m^2;

O próximo passo foi o dimensionamento das sarjetas, canaletas e bocas de lobo.

7.2 Dimensionamento das sarjetas, canaletas e e bocas de lobo

Sarjetas

Devido à falta de espaço disponível, conforme explicitado no Capítulo 2 - Área de Estudo, e visando manter a largura dos acostamentos, não foram adotadas sarjetas. Como alternativa, a calha da rua foi considerada como sendo uma sarjeta virtual, com declividade transversal de 3%, conforme diretriz do Manual de Drenagem

e Manejo de Águas Pluviais (Prefeitura de São Paulo, 2012). Para o cálculo de vazão máxima escoada pela sarjeta, utilizou-se a fórmula de Manning (equação 79):

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}} \tag{160}$$

onde:

Q é a vazão escoada, em m^3/s;

A é a área de seção da sarjeta, em m^2;

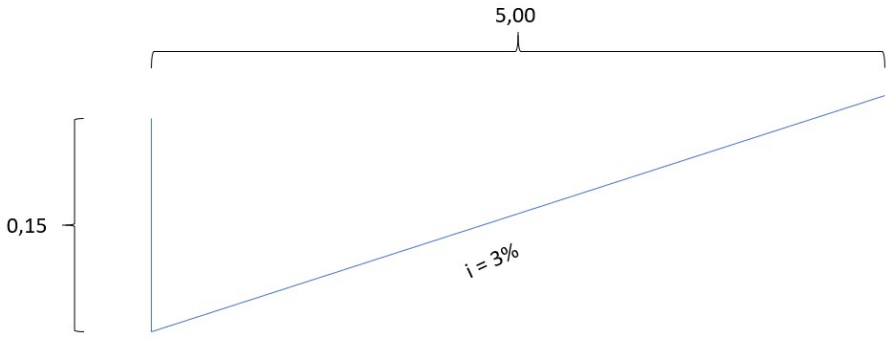
Rh é o raio hidráulico (Área molhada/Perímetro molhado), em m;

i é a declividade longitudinal da via, em m/m;

n é o coeficiente de Manning, considerado como 0,016, valor usual para concreto.

Quanto à altura da sarjeta, considerou-se a altura do meio-fio, de 15 cm. A partir dessa altura, foram obtidas as outras propriedades geométricas, como a área molhada e o raio hidráulico, considerando a declividade de 3%. A Figura 84 apresenta o modelo de sarjeta considerado.

Figura 84: Modelo de sarjeta adotado.



Elaboração: Autores (2025)

Na maioria dos trechos, a capacidade de vazão das sarjetas resulta subestimada, dado que os acostamentos geralmente possuem inclinação transversal de 5%. Portanto, na prática, as vias apresentam maiores capacidades de escoamento que as calculadas.

No entanto, as sarjetas apresentam acúmulo de sedimentos e outros detritos, que dificultam o escoamento. Para corrigir esse problema nos cálculos, foram adotados os coeficientes de redução sugeridos pela Prefeitura de São Paulo (2012), de acordo com a declividade longitudinal dos trechos. As declividades ficaram entre 0,35 e 3%. A Tabela 51 apresenta os coeficientes de redução.

Tabela 51: Fator de redução de escoamento das sarjetas em função da declividade.

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

Fonte: São Paulo (2012)

Bocas de lobo

A partir da capacidade de vazão reduzida da sarjeta foram definidas as distâncias entre as bocas de lobo (BL). Como as áreas são majoritariamente planas e as sarjetas com baixa altura, as distâncias calculadas variaram entre 1 e 2 estacas de distância. Visando facilitar a execução da obra, e favorecendo a segurança, adotou-se uma BL por estaca nas vias principais, ou seja, na SC-405 e na Aparício Ramos Cordeiro, enquanto que os ramos de aceleração e desaceleração apresentaram uma distância de 2 estacas entre as BL. As exceções foram os pontos críticos, ou seja, a rotatória, os inícios de rampas de acesso ao viaduto (terra armada), as estacas localizadas em pontos altos, divisores das bacias de contribuição, e os melhores pontos de conexão entre os ramos de aceleração e os eixos principais, que podem estar a 1 estaca de distância da BL a montante. A Tabela 52 apresenta os trechos/pontos onde deveria mas não há BL, e o motivo. A disposição das BL pode ser conferida nas representações gráficas apresentadas no Apêndice E.

Tabela 52: Trechos ou pontos sem Boca de Lobo.

Trecho ou ponto	Motivo
Estaca 10	Não há espaço suficiente no canteiro
Estaca 12 a 44	Trecho da terra armada e do viaduto
Estaca 46	Não há espaço suficiente no canteiro
Estaca 108	Ponto alto
Estaca 214	Ponto alto
Estacas 314 e 313	Ponto alto e pouca vazão
Estaca 412	Ponto alto
Estaca 419 a 423	Declividade longitudinal nula (rotatória)
Estaca 1020 a 1024	Declividade longitudinal nula (rotatória)

Elaboração: Autores (2025)

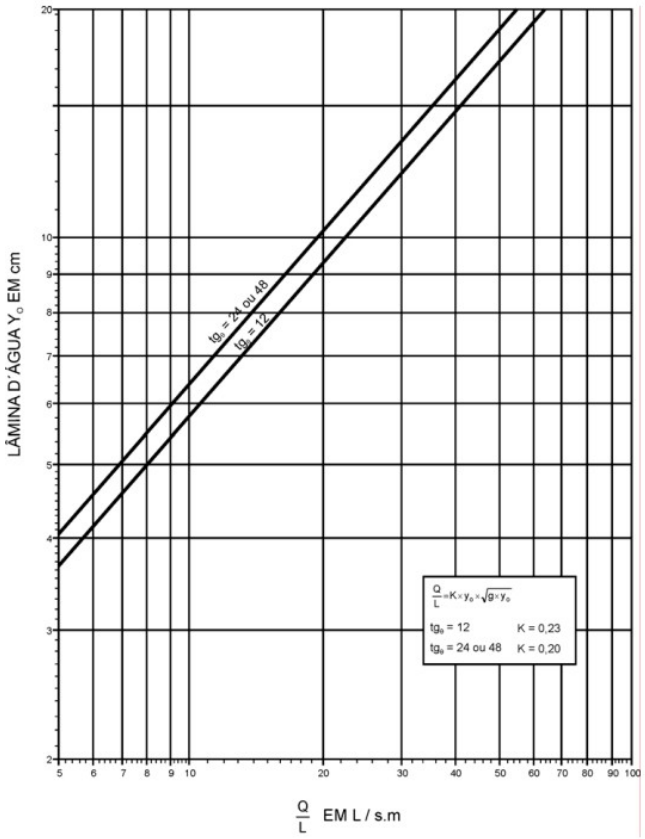
Nas estacas 10 e 46, deveriam haver BL, dado que a água na sarjeta extravazaria. Todavia, devido à falta de espaço e às medidas tomadas nos cálculos em prol da segurança, assume-se que não haverão problemas

de inundação no local. Além disso, a boca de lobo a jusante possui capacidade para drenar a vazão de contribuição do trecho.

Após posicionadas as BL, procedeu-se com seu dimensionamento, e definição do tipo. Todas as BL foram consideradas como Bocas de Lobo Simples (BLS), de guia-chapéu. Os dois tipos de BLS foram adotados, BLS01 e BLS02, dependendo do trecho em que se encontram, para garantir a compatibilidade entre declividades e profundidades das CLP. Nos ramos de aceleração e na SC-405 foram adotadas as BLS02, enquanto que na Rod. Aparício Ramos Cordeiro foram adotadas BLS01.

Para o dimensionamento da abertura, dado que todas as BL estavam localizadas em pontos intermediários nas sarjetas, considerou-se o gráfico da Figura 85, disponível no Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006). Para tanto, verificaram-se os pontos semicríticos, ou seja, os pontos com maior vazão prevista, com exceção dos pontos críticos, supracitados.

Figura 85: Ábaco de capacidade de esgotamento de bocas de lobo simples.



Fonte: DNIT (2006)

A tangente da sarjeta é de 33,33. Portanto, para o cálculo da capacidade de esgotamento, foi considerada a linha de "tg = 24 ou 48". Como a capacidade de esgotamento das bocas de lobo é menor que a calculada devido à obstrução causada por detritos e às irregularidades no pavimento, a capacidade de engolimento das BLs foi reduzida, multiplicando-se o valor do ábaco pelo coeficiente de 0,8, recomendado para BLS de guia, em pontos intermediários (Prefeitura de São Paulo, 2012).

Além disso, para que nos pontos críticos e semicríticos o engolimento fosse suficiente, foram previstas depressões de 10 cm, aumentando a altura da abertura da boca (lâmina d'água) de 10 para 20 cm. Portanto, a capacidade adotada por BL foi de 44 L/s.m. Como resultado, a abertura de 1,0 m foi suficiente para os pontos semi-críticos. Para facilitar a execução, todas as BLS adotadas foram as com abertura de 1,0 m de comprimento e depressão de 10 cm, resultando em 20 cm de altura, sendo esta favorável à segurança, dado que as vazões calculadas são consideravelmente inferiores a 44L/s.

Para o acesso em terra armada, não foram previstos dispositivos de drenagem. A solução adotada foi posicionar uma quantidade de BL nos finais de rampa, de maneira que conseguissem drenar a vazão calculada para cada rampa de terra armada. Nesse sentido, a Tabela 53 indica a localização, a quantidade de BL, a vazão drenada e a capacidade de engolimento total de cada estaca.

Tabela 53: Relação entre vazão e capacidade de engolimento por bacia.

Bacia	Estaca	Qtd. de BL	Vazão (L/s)	Capacidade de engolimento (L/s)
SC-405 Norte	44	5	195,5	220,0
SC-405 Norte	46	1	33,5	44,0
SC-405 Norte	44	5	195,5	220,0
SC-405 Norte	47	1	30,8	44,0
SC-405 Sul	9	1	33,5	44,0
SC-405 Sul	12	4	146,8	176,0
SC-405 Sul	9	1	30,8	44,0
SC-405 Sul	12	4	146,8	176,0

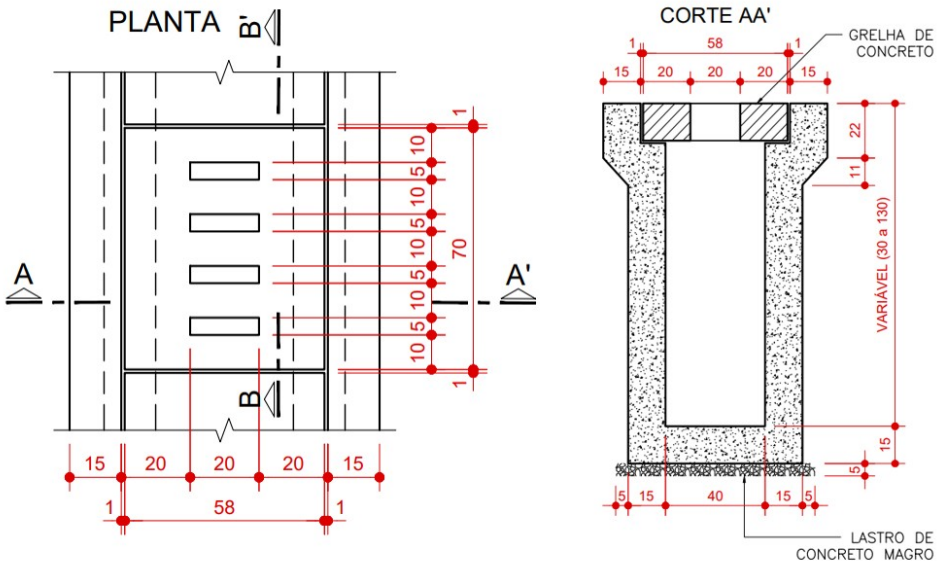
Elaboração: Autores (2025)

Optou-se por mais BL iguais em vez de BL com aberturas diferentes, visando homogeneizar os procedimentos necessários para a execução. O detalhamento da conexão das BL nas tabelas da Tabela 53 deverá ser feito no projeto executivo.

Canaletas

Para a região da rotatória, ou seja, os trechos entre as estacas 1020 e 1024, e 419 e 423, como haviam trechos sem inclinação longitudinal, foram previstas canaletas com grelha, moldadas in loco para se adaptarem às curvas. O dispositivo permite que a água escoe longitudinalmente, através de caimento realizado na execução da obra. A Figura 86 identifica as representações gráficas do dispositivo.

Figura 86: Seção transversal da canaleta com grelha adotada.



Fonte: DER/PR (2024)

Quanto às inclinações e profundidades, considerou-se profundidade mínima, de 30 cm, no início de todos os trechos de canaleta, e inclinação de 1,25%, em direção às caixas de ligação e de passagem (CLP), localizadas no final dos trechos de canaleta (Estacas 1022 e 421) (Ver item 9.5).

Para a verificação da capacidade de escoamento, utilizou-se a fórmula de Manning (Equação 160) em cada estaca do trecho de canaleta, e comparou-se com a vazão de contribuição, calculada pelo método racional, conforme detalhado no Capítulo 3.1 - Estudos Hidrológicos. Tal verificação foi feita pois a seção transversal e suas propriedades (Raio hidráulico e perímetro molhado) mudam de acordo com a estaca, devido à declividade longitudinal do dispositivo.

7.3 Viadutos

Para os viadutos, o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais (DNER, 1996) estipula que a drenagem de tabuleiros deverá ser composta por:

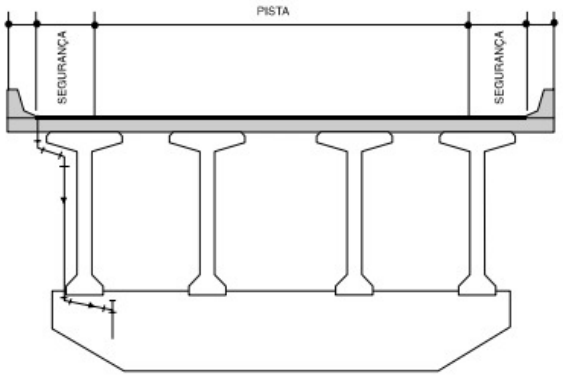
- canaletas laterias com declividade não-nula, para os casos onde a declividade do viaduto é nula;
- elementos de captação, isto é, caixas com grelhas; e
- prumadas semiverticais.

É recomendado ainda que os elementos de captação (caixas com grelhas) deverão ser dispostos próximos aos pilares, para facilidade de fixação da prumada semivertical.

Portanto, a solução adotada para os viadutos inclui a execução de canaleta lateral nos tabuleiros, nos eixos externos. A partir dali, a água será engolida por uma caixa com grelha, e escoará para caixas de ligação

e passagem (CLP) através de prumadas semiverticais de 200 mm, amarradas junto aos pilares. A Figura 87 ilustra o detalhamento das prumadas na estrutura.

Figura 87: Detalhamento das prumadas na estrutura.



Fonte: DNER (1996)

O diâmetro das prumadas pode ser definido com base na Tabela 54.

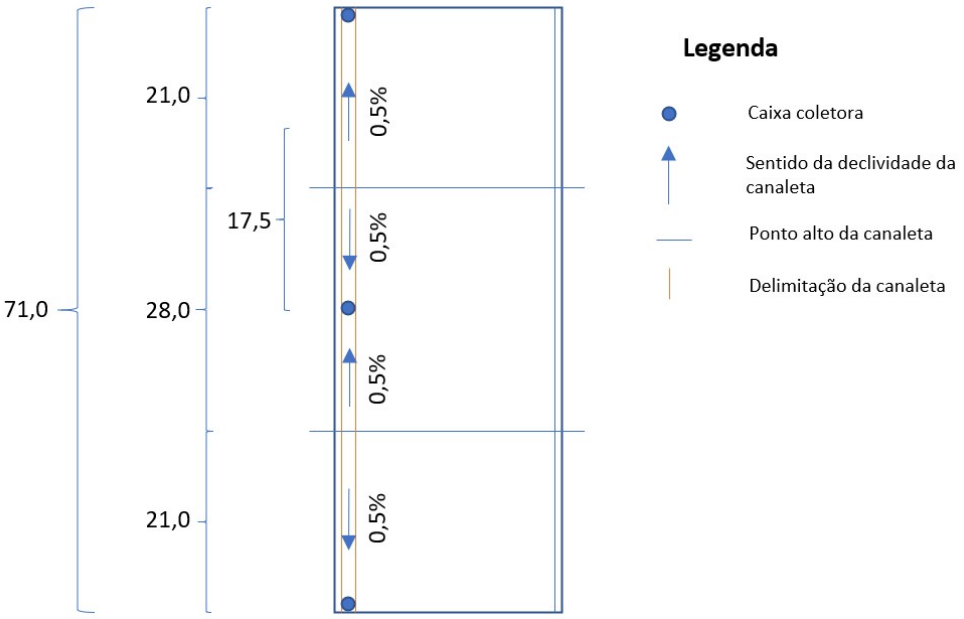
Tabela 54: Diâmetro das prumadas em função da área de tabuleiro drenada.

Área máxima de tabuleiro (m²)	**Diâmetro dos condutores (mm)**
80	100
180	150
320	200

Fonte: DNER (1996)

A área de cada tabuleiro é de 795,2 m^2. Como a área máxima estipulada na tabela é de 360 m^2, foram adotadas 3 prumadas para cada viaduto. A Figura 88 apresenta o esquema de declividade das canaletas no viaduto a oeste. O esquema do outro viaduto será espelhado.

Figura 88: Esquema das canaletas dos viadutos.



Elaboração: Autores (2025)

Com essa configuração, a prumada do meio receberá a contribuição de 28 m lineares do viaduto, ou seja, uma área de 313,6 m^2, inferior ao limite de 320 m^2 definido no Manual para prumadas de 200 mm de diâmetro. As outras prumadas receberão, cada, uma contribuição de 235,2 m^2 de área de tabuleiro, devendo possuir também 200 mm de diâmetro.

O elemento seguinte é a Caixa de Ligação e Passagem (CLP), que conectará as águas drenadas pelas prumadas ao restante da rede. As CLP foram conectadas entre si com galerias de 0,5 m de diâmetro, e declividade de 0,35%, suficientes para drenar as vazões calculadas.

A partir das CLP que recebem as prumadas, foram conectadas galerias até as CLP finais, todas com 0,5 m de diâmetro. A Figura 89 apresenta o esquema de drenagem.

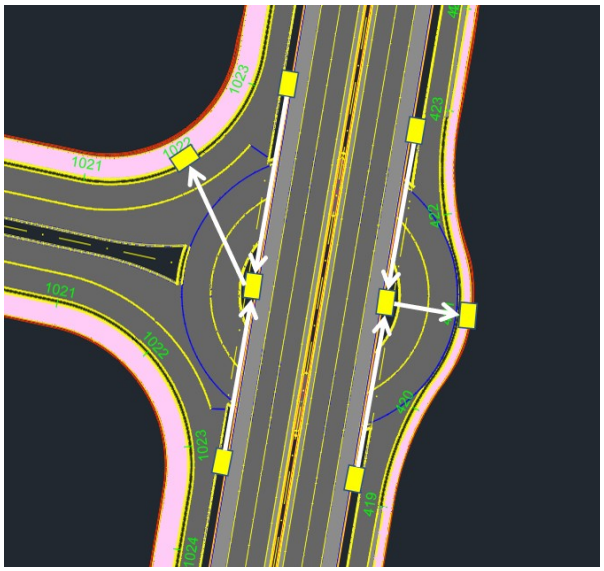
O projeto executivo deverá explicitar detalhar com mais detalhes as conexões entre as caixas coletoras e as CLPs.

7.4 Dimensionamento das galerias

As galerias conectam as BL, as CLP e os PV entre si, e à rede de drenagem existente. A partir das profundidades das BLs, foram definidas as declividades de cada galeria. Os diâmetros foram definidos de maneira que as velocidades não superassem 4,0 m/s, nem as vazões excedessem as capacidades, conforme recomendação do DNIT (2006).

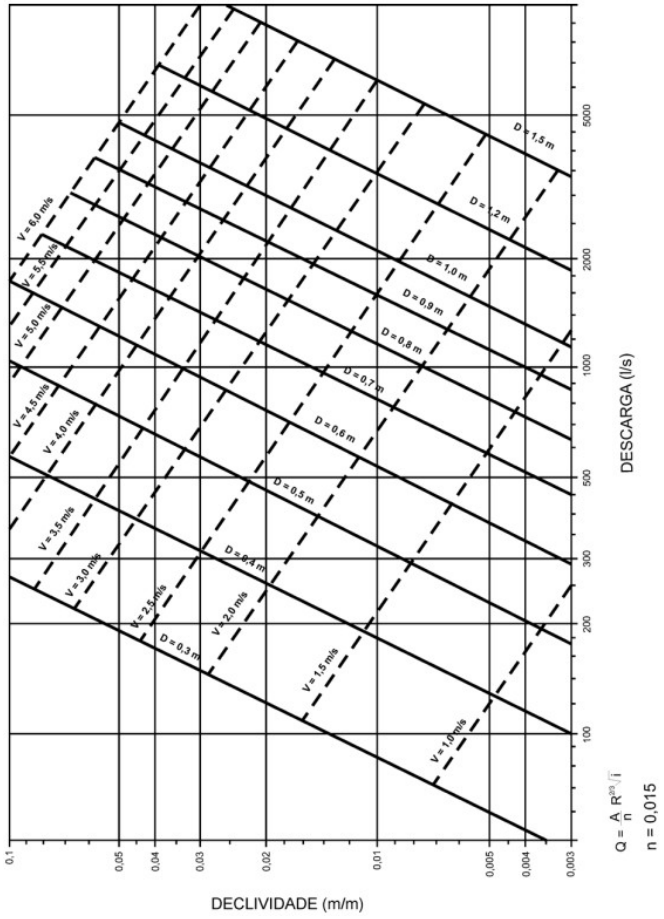
Para tal dimensionamento, considerou-se o ábaco do manual do DNIT (2006), representado na Figura 90.

Figura 89: Esquema de drenagem dos viadutos.



Elaboração: Autores (2025)

Figura 90: Ábaco de capacidade de escoamento de condutos circulares.



Fonte: DNIT (2006)

Como resultado, o Apêndice E apresenta o resumo dos trechos que possuem igual declividade e diâmetro de galerias, e as vazões por eles escoadas.

Para as galerias ramais entre as bocas de lobo e as galerias, as declividades seguem a relação conforme o Apêndice E, para ambos os lados das vias, quando assim configurado.

7.5 Dispositivos complementares - Poços de Visita e Caixas de Ligação e Passagem

Caixas de ligação e passagem - CLP

As CLP foram empregadas com o intuito de conectar os ramais de BL aos corredores principais de drenagem, bem como as canaletas e prumadas ao sistema. Os dispositivos adotados para as CLP foram adaptados do álbum do DNIT (2018), com tubulações e dimensões estipuladas no Apêndice E.

Como as CLP ficam enterradas, buscou-se padronizar a profundidade de topo das CLP em relação ao nível do solo. O Apêndice E relaciona a localização, o tipo de CLP e as profundidades de topo.

Para as CLP das canaletas (estacas 1022 e 421) foram consideradas as mesmas dimensões da CLP04, exceto da altura, que deverá ter 2,50 m para receber as tubulações dos ramos e das CLP dos viadutos. O dispositivo foi nomeado como "CLP04E".

Poços de Visita - PV

Os poços de visita (PV) têm como principal função permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possa mantê-las em bom estado de funcionamento (Prefeitura de São Paulo, 2012). Para o projeto, foram locados poços de visita respeitando os espaçamentos máximos apresentados pela Tabela 55.

Tabela 55: Espaçamento máximo recomendado entre poços de visita.

Diâmetro (ou altura do conduto) (m))	Espaçamento (m)
0,30	50
0,50 - 0,90	80
1,00 ou mais	100

Fonte: Prefeitura de São Paulo (2012) apud DAEE/CETESB (1980)

Os PV adotados foram os PVI01, PVI02, PVI03, e PVI04, de acordo com as tubulações de chegada (D). Quanto às chaminés dos PV (CPV), foram adotadas a CPVI01 e CPVI02, com 1,00 m e 1,50 m de altura, respectivamente. As combinações de PV e CPV buscaram garantir a compatibilidade entre as declividades longitudinal e transversal. O Apêndice E apresenta as combinações e suas localizações.

7.6 Considerações finais

Menciona-se que, a decisão de projeto de utilizar um corredor de galeria na Rod. SC-405 e na Rod. Aparício Ramos Cordeiro foi tomada para evitar a adaptação de dispositivos de drenagem, mantendo a padronização do álbum do DNIT (2018). Na solução adotada, as CLP e os PV tiveram suas tubulações de entrada e saída alteradas, para que pudessem receber galerias de 50 cm de diâmetro. Ainda, as prumadas verticais do viaduto foram orçadas como sendo de 150 mm, pois não foram encontrados tubos com dâmetro igual aos projetados nas bases consultadas (SICRO e SINAPI). Ademais, para uma solução mais precisa, seria necessário mapear a rede existente, visando a compatibilização entre o trecho do escopo com o restante das rodovias.

Quanto às representações gráficas constantes no Apêndice E, as seções transversais foram representadas com o intuito de conferir as declividades necessárias para as conexões entre os dispositivos transversalmente. Para tanto, foram selecionadas seções representativas, que justificam as declividades das tubulações transversais adotadas nos trechos e das profundidades dos dispositivos. A Tabela 56 exibe a relação entre as seções típicas desenhadas e os trechos a que se referem.

Tabela 56: Seções transversais típicas

Estaca	**Trecho**
9	11 a 0
10	Específica
16	ramos de aceleração/desaceleração
1019	1000 a 1020
45	Específica
46	Específica
47	47 a 55
56	56 a 64 + 15,00

A diferença entre as seções dentro de um trecho se dá a) pela distância entre as BL e o corredor central de tubulação, e b) se o dispositivo do corredor central é uma BL ou uma CLP. Considerando a diferença a), optou-se por escolher a seção típica com a maior distância entre a BL e o dispositivo do corredor, por se tratar da situação crítica. Quanto à diferença b), dado que, para um diâmetro de tubulação a profundidade da CLP e do PV são iguais, isto é, a distância vertical entre o greide e o fundo, optou-se por representar apenas um dos dispositivos.

Para os perfis longitudinais dos ramos de aceleração, os topos dos PV se encontram abaixo da linha do greide em conformidade com a distância entre o alinhamento do ramo e o alinhamento do corredor de galerias.

Capítulo 8

Projeto de pavimentação

8 Projeto de pavimentação

O projeto de pavimentação tem como objetivo o dimensionamento e a execução de uma estrutura em camadas sobre o solo de fundação, composta por materiais selecionados com espessuras compatíveis às exigências técnicas e econômicas. Essa estrutura deve assegurar resistência e durabilidade frente às solicitações do tráfego, garantindo desempenho adequado ao longo de sua vida útil, mesmo sob diferentes condições ambientais.

Dentre as soluções disponíveis, o pavimento com revestimento asfáltico foi adotado como solução para o projeto, uma vez que se adapta de forma eficiente às características de tráfego, às condições geotécnicas do subleito e ao regime pluviométrico da região.

8.1 Estudo de tráfego

A análise de tráfego no contexto do Projeto de Pavimentação é fundamental para avaliar as solicitações exercidas sobre o pavimento projetado. A determinação precisa das cargas atuantes na estrutura do pavimento é complexa, pois envolve uma variedade de fatores, como cargas aleatórias, configurações distintas de eixos, variações nas posições dos eixos, além de depender diretamente da consistência e qualidade dos dados empregados na análise.

De acordo com o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006a), para o dimensionamento de pavimentos ou intervenções em revestimentos existentes, é fundamental prever o volume de tráfego futuro e as solicitações que esse tráfego exercerá sobre o pavimento. Nesse contexto, torna-se necessário definir os seguintes elementos da rodovia em análise:

I. Volume médio diário anual (VMDa);

II. Classificação e carregamento da frota de veículos;

III. Fator de equivalência de carga;

IV. Cálculo do Número "N".

8.1.1 Projeção do Volume Médio Diário Anual (VMDa)

De acordo com o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006a), o Volume Médio Diário Anual (VMDa) corresponde ao número médio de veículos que trafegam diariamente em determinado trecho rodoviário ao longo de um ano. Esse parâmetro é obtido a partir de contagens volumétricas realizadas em pontos específicos da via, considerando variações sazonais, semanais e diárias do tráfego. O VMDa é parâmetro de demanda viária utilizado para o dimensionamento de pavimentos, para a avaliação da capacidade da via e para o planejamento de intervenções de manutenção e ampliação da infraestrutura rodoviária.

A projeção desse parâmetro é realizada empregando a Equação 161 considerando crescimento geométrico.

$$VMDa_n = VMDa_0 \times (1 + i)^n \tag{161}$$

Onde:

VMDao = Tráfego médio diário anual inicial;

VMDan = Tráfego médio diário anual final;

i - Taxa de crescimento geométrico médio anual; e,

n - Período de Projeto em anos.

A partir dessa projeção, é possível estimar a demanda futura da rodovia em estudo, que constitui a principal variável de entrada para o dimensionamento estrutural do pavimento.

No caso em análise, o empreendimento corresponde à duplicação da rodovia SC-405, atualmente configurada como pista simples. O cronograma prevê a fase de projeto e execução entre os anos de 2025 e 2030, período destinado à realização das intervenções construtivas necessárias para a ampliação da capacidade viária. Com a conclusão das obras, e a consequente liberação integral do tráfego em 2030, inicia-se a contagem da vida útil de projeto do pavimento flexível, fixada em 10 anos e estendendo-se, portanto, até 2040.

A vida útil de projeto corresponde ao período em que o pavimento deve garantir condições adequadas de segurança e conforto, atendendo a critérios funcionais e estruturais. O horizonte de projeto para pavimentos flexíveis foi de 10 anos, durante os quais a estrutura deve suportar o tráfego previsto sem comprometer sua funcionalidade. Nesse intervalo, deve ser prevista a execução de atividades de manutenção e conservação, não envolvendo reforços estruturais.

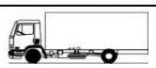
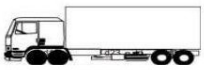
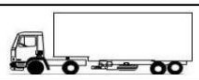
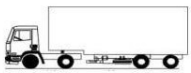
8.1.2 Classificação e carregamento da frota de veículos

A caracterização da frota é etapa essencial para a análise estrutural do pavimento, pois permite identificar a proporção de veículos leves e pesados que utilizam a rodovia, diferenciando-os segundo número de eixos, peso bruto total e configuração de carga. Os veículos pesados são os principais responsáveis pela degradação do pavimento em função das solicitações transmitidas por seus eixos.

O estudo do carregamento complementa essa classificação ao quantificar os esforços impostos ao revestimento, por meio da determinação das cargas por eixo. Essa avaliação é realizada preferencialmente com pesagens em campo, utilizando balanças fixas, móveis ou sistemas de pesagem em movimento. Na ausência de dados locais, empregam-se informações de segmentos rodoviários de características similares.

Nesse contexto, conforme o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006a), a Figura 91 apresenta a distribuição da frota por classes de veículos, segundo a nomenclatura adotada pelo DNIT, bem como a quantificação dos eixos e suas respectivas cargas máximas.

Figura 91: Composição, em eixos, dos veículos adotados.

Nomenclatura DNIT	Qtd eixos	Caracterização	Silhueta	Eixos (CM)
2CB	2	Ônibus		E1=ESRS (6t) E2=EDRD (10t)
2C	2	Caminhão		E1=ESRS (6t) E2=EDRD (10t)
3C	3	Caminhão Trucado		E1=ESRS (6t) E2E3=ESTD (17t)
4CD	4	Caminhão Duplo Direcional Trucado		E1E2=CED (12t) E3E4=TD (17t)
2S2	4	Caminhão Trator + Semi Reboque		E1=ESRS (6t) E2=EDRD (10t) E3E4=TD (17t)
2I2	4	Caminhão Trator + Semi Reboque		E1=ESRS (6t) E2=EDRD (10t) E3=EDRD (10t) E4=EDRD (10t)
X	3	Caminhão Trator		E1=ESRS (6t) E2E3=TD-6 pneus (13,5t)
2S3	5	Caminhão Trator + Semi Reboque		E1=ESRS (6t) E2=EDRD (10t) E3E4E5=TT (25,5t)
3S2	5	Caminhão Trator Trucado + Semi Reboque		E1=ESRS (6t) E2E3=TD (17t) E4E5=TD (17t)
3S3	6	Caminhão Trator Trucado + Semi Reboque		E1=ESRS (6t) E2E3=TD (17t) E4E5E6=TT (25,5t)
3T6	9	Tri Trem		E1 = ESRS (6t) E2E3=TD (17t) E4E5=TD (17t) E6E7=TD (17t) E8E9=TD (17t)

Fonte: DNIT, 2006a. Elaboração: Autores (2025)

Os resultados obtidos possibilitam a conversão do tráfego real em Eixos Padrão Equivalentes (8,2 tf), conforme metodologia do DNIT, parâmetro indispensável para o dimensionamento estrutural e para a estimativa da vida útil do pavimento.

8.1.3 Fator de equivalência de carga

Conforme orienta o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006a), a conversão de um tráfego misto, composto por diversos tipos de veículos (como veículos leves, caminhões leves, médios, pesados, e combinações com reboques), para um número equivalente de aplicações de um eixo padrão é realizada por meio dos Fatores de Equivalência de Carga (FC). Esses fatores permitem converter a carga de um eixo específico em um valor equivalente de aplicações do eixo-padrão, de forma que o efeito produzido seja semelhante. O eixo-padrão utilizado como referência tem uma carga de 8,2 toneladas, com fatores de equivalência definidos a partir de

trechos experimentais realizados pela USACE (Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos). A Tabela 57 apresenta os fatores de equivalência de carga da USACE.

Tabela 57: Fatores de equivalência de carga do USACE

Tipos de eixo	**Faixas de cargas (t)**	**Equações (P em tf)**
Dianteiro simples e traseiro simples	$0 - 8$	$FC = 2{,}0782 \times 10^{-4} \times P^{4{,}0175}$
	≥ 8	$FC = 1{,}8320 \times 10^{-6} \times P^{6{,}2542}$
Tandem duplo	$0 - 11$	$FC = 1{,}5920 \times 10^{-4} \times P^{3{,}1742}$
	≥ 11	$FC = 1{,}5280 \times 10^{-5} \times P^{5{,}484}$
Tandem triplo	$0 - 18$	$FC = 8{,}0359 \times 10^{-5} \times P^{3{,}3849}$
	≥ 18	$FC = 1{,}3229 \times 10^{-7} \times P^{5{,}5759}$

P = peso bruto total sobre o eixo.

Fonte: DNIT, 2006a.

Ressalta-se que, embora o Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), conforme disposto na Lei nº 14.229/2021, que alterou o art. 99 do Código de Trânsito Brasileiro (Lei nº 9.503/1997), e regulamentado pela Resolução CONTRAN nº 882/2021, admita uma tolerância de até 12,5% sobre o limite máximo de carga por eixo, tal acréscimo não foi considerado nos cálculos estruturais. Essa tolerância tem por finalidade compensar variações operacionais inerentes ao processo de pesagem dos veículos durante a fiscalização, não devendo ser utilizada como parâmetro de dimensionamento estrutural.

Com base na definição dos tipos de eixos e nas respectivas cargas máximas aplicadas, procederam-se ao cálculo dos Fatores de Carga (FC), conforme as equações apresentadas na Tabela 57. Na sequência, foram determinados os Fatores de Veículo (FV), obtidos pela soma dos FC correspondentes aos diferentes eixos que compõem cada categoria de veículo analisada.

Os resultados consolidados são apresentados na Tabela 58.

Tabela 58: FV dos veículos adotados no projeto.

Veículos	Configuração	Eixo	USACE	
			FC	FVi
Coletivo	2CB	E1	0,28	3,57
		E2	3,29	
Caminhões Leves	2C	E1	0,28	3,57
		E2	3,29	
	3C	E1	0,28	8,83
		E2E3	8,55	
	4CD	E1E2	10,29	18,84
		E3E4	8,55	
	2S2	E1	0,28	12,22
		E2	3,29	
		E3E4	8,55	
	2I2	E1	0,28	10,15
		E2	3,29	
		E3	3,29	
		E4	3,29	
Caminhões Pesados	X	E1	0,28	2,69
		E2E3	2,41	
	2S3	E1	0,28	12,87
		E2	3,29	
		E3E4E5	9,30	
	3S2	E1	0,28	17,38
		E2E3	8,55	
		E4E5	8,55	
	3S3	E1	0,28	18,13
		E2E3	8,55	
		E4E5E6	9,30	
Especial	3T6	E1	0,28	34,47
		E2E3	8,55	
		E4E5	8,55	
		E6E7	8,55	
		E8E9	8,55	

Fonte: Autores (2025)

8.1.4 Determinação do número “N”

Os valores do número de operações do eixo-padrão de 8,2 t (N) foram obtidos a partir da aplicação da Equação 162 conforme indicado pelo Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER (1996), desenvolvida pelo Engenheiro Civil Murillo Lopes de Souza.

$$Ni = 365 \times \sum(VMDA_{ci} \times FV) \times FP \times FR \tag{162}$$

Onde:

Ni - Número equivalente de operações do eixo-padrão de 8,2 t para o ano "i";

$VMDA_{ci}$ - Somatório do volume de tráfego comercial ocorrente no trecho até o ano "i";

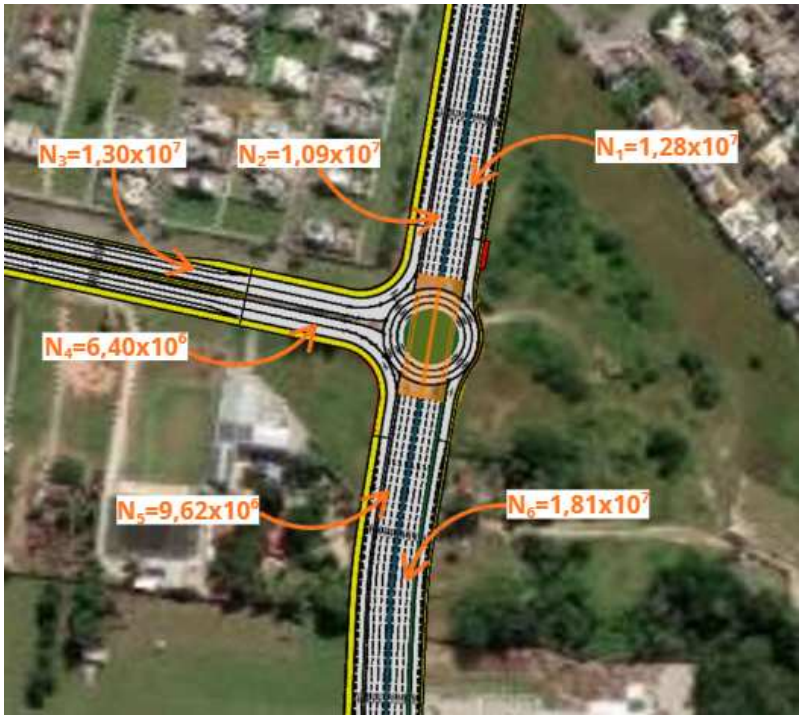
FP - Fator de Pista (0,70);

FR - Fator climático Regional (FR = 1,00); e,

FV - Fator de Veículos.

A projeção do número “N” foi obtida a partir da estimativa do VMDA, considerando os fatores de ajuste correspondentes. O cálculo foi realizado de forma segmentada em seis situações distintas, correspondentes aos diferentes movimentos veiculares na interseção, uma vez que cada movimento apresenta características próprias de volume de tráfego. A Figura 92 apresenta a divisão desses segmentos.

Figura 92: Resultados do Número N por movimento de tráfego na interseção.



Fonte: Autores (2025)

A legenda N_1 da Figura 92 representa o Número N dos veículos que saem da rotatória em direção ao Rio Tavares, considerando os volumes de tráfego oriundos dos movimentos Carianos–Rio Tavares e Morro das Pedras–Rio Tavares. Dessa forma, a projeção de tráfego, bem como o valor do Número N, igual a $1{,}28\times10^7$ para o fim da vida útil do pavimento, estão apresentados na Figura 93.

Figura 93: Trecho 1: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	123	434	95	12	5	3	0	10	2	12	2	9,18E+05	
2026	128	448	99	14	6	4	0	12	3	13	3	9,84E+05	
2027	132	461	102	14	6	4	0	12	3	13	3	1,01E+06	
2028	135	475	105	14	6	4	0	12	3	14	3	1,03E+06	
2029	139	490	108	14	6	4	0	12	3	14	3	1,06E+06	
2030	143	504	111	15	6	4	0	13	3	14	3	1,09E+06	
2031	148	520	114	15	6	4	0	13	3	15	3	1,12E+06	1,12E+06
2032	152	535	118	16	7	4	0	13	3	15	3	1,15E+06	2,27E+06
2033	157	551	121	16	7	4	0	13	3	16	3	1,18E+06	3,46E+06
2034	161	568	125	17	7	4	0	14	3	16	3	1,22E+06	4,68E+06
2035	167	584	129	17	7	5	0	15	3	17	3	1,26E+06	5,94E+06
2036	171	602	132	17	7	5	0	15	3	17	3	1,29E+06	7,22E+06
2037	176	619	136	18	8	5	0	15	3	18	3	1,33E+06	8,55E+06
2038	181	638	140	19	8	5	0	16	3	18	3	1,37E+06	9,92E+06
2039	187	658	144	19	8	5	0	16	4	19	4	1,42E+06	1,13E+07
2040	193	677	149	19	8	5	0	16	4	19	4	1,45E+06	1,28E+07

Fonte: Autores (2025)

A indicação N_2 na Figura 92 corresponde ao Número N associado aos veículos provenientes do Rio Tavares com destino à rotatória. Assim, a estimativa de tráfego, juntamente com o valor de N, de $1{,}09\times10^7$ para o horizonte de vida útil do pavimento, encontra-se registrada na Figura 94.

Figura 94: Trecho 2: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	161	417	65	8	2	4	3	8	0	5	0	7,80E+05	
2026	166	430	68	10	3	6	4	10	0	6	0	8,33E+05	
2027	172	443	70	10	3	6	4	10	0	6	0	8,55E+05	
2028	177	456	72	10	3	6	4	10	0	6	0	8,76E+05	
2029	182	471	74	10	3	6	4	10	0	6	0	8,98E+05	
2030	188	484	76	10	3	6	4	10	0	6	0	9,20E+05	
2031	193	499	78	10	3	6	4	10	0	6	0	9,43E+05	9,43E+05
2032	199	514	81	11	3	6	4	11	0	7	0	9,82E+05	1,92E+06
2033	205	530	83	11	3	6	4	11	0	7	0	1,01E+06	2,93E+06
2034	211	545	85	11	3	6	4	11	0	7	0	1,03E+06	3,96E+06
2035	217	562	88	12	3	6	5	12	0	7	0	1,07E+06	5,03E+06
2036	224	578	91	12	3	6	5	12	0	7	0	1,09E+06	6,12E+06
2037	230	595	94	13	3	6	5	13	0	8	0	1,13E+06	7,26E+06
2038	238	613	96	13	3	6	5	13	0	8	0	1,16E+06	8,42E+06
2039	245	632	99	13	4	8	5	13	0	8	0	1,20E+06	9,62E+06
2040	252	651	103	13	4	8	5	13	0	8	0	1,23E+06	1,09E+07

Fonte: Autores (2025)

A indicação N_3 na Figura 92 corresponde ao Número N dos veículos que seguem da rotatória em direção ao Carianos, abrangendo os volumes de tráfego provenientes dos movimentos Rio Tavares–Carianos e Morro das Pedras–Carianos. Assim, a projeção de tráfego e o valor de N, igual a $1{,}30\times10^{7}$ para o horizonte de vida útil do pavimento, estão apresentados na Figura 95.

Figura 95: Trecho 3: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	131	426	96	12	5	5	0	12	2	12	2	9,32E+05	
2026	136	440	100	14	6	7	0	14	3	13	3	1,00E+06	
2027	140	453	103	14	6	7	0	14	3	13	3	1,02E+06	
2028	144	466	106	14	6	7	0	14	3	14	3	1,05E+06	
2029	148	481	109	14	6	7	0	14	3	14	3	1,07E+06	
2030	153	495	112	15	6	7	0	15	3	14	3	1,11E+06	
2031	157	510	116	15	6	7	0	15	3	15	3	1,14E+06	1,14E+06
2032	162	525	119	16	7	7	0	16	3	15	3	1,17E+06	2,31E+06
2033	167	541	122	16	7	7	0	16	3	16	3	1,20E+06	3,51E+06
2034	172	557	126	17	7	7	0	17	3	16	3	1,24E+06	4,75E+06
2035	177	574	130	17	7	8	0	17	3	17	3	1,28E+06	6,03E+06
2036	182	590	134	17	7	8	0	17	3	17	3	1,30E+06	7,33E+06
2037	187	608	138	18	8	8	0	18	3	18	3	1,35E+06	8,68E+06
2038	194	626	142	19	8	8	0	19	3	18	3	1,39E+06	1,01E+07
2039	199	645	146	19	8	9	0	19	4	19	4	1,44E+06	1,15E+07
2040	205	665	151	19	8	9	0	19	4	19	4	1,48E+06	1,30E+07

Fonte: Autores (2025)

A legenda N_4 na Figura 92 refere-se ao Número N dos veículos oriundos do Carianos em direção à rotatória. Dessa forma, a projeção de tráfego, bem como o valor correspondente de N, igual a $6{,}40 \times 10^6$ para o período de vida útil do pavimento, estão apresentados na Figura 96.

Figura 96: Trecho 4: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	12	310	50	7	0	0	0	6	0	0	0	4,60E+05	
2026	14	320	52	9	0	0	0	8	0	0	0	4,91E+05	
2027	14	330	54	9	0	0	0	8	0	0	0	5,05E+05	
2028	14	340	56	9	0	0	0	8	0	0	0	5,19E+05	
2029	14	350	58	9	0	0	0	8	0	0	0	5,32E+05	
2030	14	360	58	9	0	0	0	8	0	0	0	5,41E+05	
2031	16	372	60	9	0	0	0	8	0	0	0	5,59E+05	5,59E+05
2032	16	382	62	10	0	0	0	8	0	0	0	5,77E+05	1,14E+06
2033	16	394	64	10	0	0	0	8	0	0	0	5,92E+05	1,73E+06
2034	16	406	66	10	0	0	0	8	0	0	0	6,08E+05	2,34E+06
2035	18	418	68	10	0	0	0	10	0	0	0	6,32E+05	2,97E+06
2036	18	430	70	10	0	0	0	10	0	0	0	6,47E+05	3,61E+06
2037	18	442	72	11	0	0	0	10	0	0	0	6,67E+05	4,28E+06
2038	18	456	74	11	0	0	0	10	0	0	0	6,85E+05	4,97E+06
2039	20	470	76	12	0	0	0	10	0	0	0	7,09E+05	5,68E+06
2040	20	484	78	12	0	0	0	10	0	0	0	7,26E+05	6,40E+06

Fonte: Autores (2025)

A indicação N_5 na Figura 92 corresponde ao Número N dos veículos que seguem da rotatória em direção ao Morro das Pedras, abrangendo os volumes de tráfego provenientes dos movimentos Rio Tavares–Morro das Pedras e Carianos-Morro das Pedras. Assim, a projeção de tráfego e o valor de N, igual a $9{,}62 \times 10^6$ para o horizonte de vida útil do pavimento, estão apresentados na Figura 97.

Figura 97: Trecho 5: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	139	380	61	5	2	2	3	6	0	5	0	6,91E+05	
2026	144	392	64	7	3	3	4	8	0	6	0	7,40E+05	
2027	149	404	66	7	3	3	4	8	0	6	0	7,60E+05	
2028	153	416	68	7	3	3	4	8	0	6	0	7,80E+05	
2029	157	429	70	7	3	3	4	8	0	6	0	8,00E+05	
2030	162	441	71	7	3	3	4	8	0	6	0	8,17E+05	
2031	167	455	73	7	3	3	4	8	0	6	0	8,39E+05	8,39E+05
2032	172	468	76	7	3	3	4	8	0	7	0	8,67E+05	1,71E+06
2033	177	483	78	7	3	3	4	8	0	7	0	8,90E+05	2,60E+06
2034	182	497	80	7	3	3	4	8	0	7	0	9,12E+05	3,51E+06
2035	188	512	83	8	3	3	5	10	0	7	0	9,50E+05	4,46E+06
2036	194	527	85	8	3	3	5	10	0	7	0	9,73E+05	5,43E+06
2037	199	542	88	8	3	3	5	10	0	8	0	1,00E+06	6,43E+06
2038	205	559	90	8	3	3	5	10	0	8	0	1,03E+06	7,46E+06
2039	212	576	93	9	4	4	5	10	0	8	0	1,07E+06	8,53E+06
2040	218	593	96	9	4	4	5	10	0	8	0	1,10E+06	9,62E+06

Fonte: Autores (2025)

A legenda N_6 na Figura 92 indica o Número N dos veículos provenientes do Morro das Pedras com destino à rotatória. Assim, a projeção de tráfego e o respectivo valor de N, de $1{,}81\times10^7$ para o horizonte de vida útil do pavimento, estão apresentados na Figura 98.

Figura 98: Trecho 6: Projeção do VMDA e do Número "N".

Ano	Coletivo	Caminhões Leves					Caminhões Pesados				Especial	N (ano)	N acumulado
	2CB	2C	3C	4CD	2S2	2I2	X	2S3	3S2	3S3	3T6		
2025	220	513	137	14	10	6	0	14	4	24	4	1,30E+06	
2026	228	530	143	16	12	8	0	16	6	26	6	1,40E+06	
2027	235	545	147	16	12	8	0	16	6	26	6	1,43E+06	
2028	241	561	151	16	12	8	0	16	6	28	6	1,47E+06	
2029	248	579	155	16	12	8	0	16	6	28	6	1,50E+06	
2030	256	596	160	18	12	8	0	18	6	28	6	1,55E+06	
2031	263	614	165	18	12	8	0	18	6	30	6	1,59E+06	1,59E+06
2032	271	632	170	18	14	8	0	18	6	30	6	1,63E+06	3,23E+06
2033	280	651	174	18	14	8	0	18	6	32	6	1,68E+06	4,91E+06
2034	288	671	180	20	14	8	0	20	6	32	6	1,73E+06	6,64E+06
2035	297	690	186	20	14	10	0	20	6	34	6	1,79E+06	8,43E+06
2036	305	711	190	20	14	10	0	20	6	34	6	1,82E+06	1,03E+07
2037	314	732	196	20	16	10	0	20	6	36	6	1,88E+06	1,21E+07
2038	324	754	202	22	16	10	0	22	6	36	6	1,94E+06	1,41E+07
2039	333	777	208	22	16	10	0	22	8	38	8	2,02E+06	1,61E+07
2040	344	800	215	22	16	10	0	22	8	38	8	2,06E+06	1,81E+07

Fonte: Autores (2025)

Considerando os diferentes valores obtidos para o Número N, observou-se que a maioria dos movimentos convergiu para a ordem de 10^7. Para efeito de dimensionamento, adotou-se como Número N de projeto o maior valor encontrado, correspondente ao Trecho 6 (movimento Morro das Pedras–Rotatória), igual a $1{,}81\times10^7$.

Essa escolha foi definida como medida de segurança no dimensionamento estrutural do pavimento, além de visar à uniformidade construtiva, evitando a execução de segmentos com espessuras distintas de revestimento.

8.2 Dimensionamento da estrutura do pavimento

Com o objetivo de assegurar o desempenho estrutural e operacional do trecho em implantação, adotou-se o Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER (1996). Esse procedimento exige, obrigatoriamente, o conhecimento de duas variáveis fundamentais:

I. O Número "N", que representa a solicitação do tráfego ao longo da vida útil do pavimento;

II. O Índice de Suporte Califórnia (ISC) do subleito, que caracteriza a capacidade de suporte da fundação da estrutura.

Além desse método tradicional, também foi considerado o dimensionamento pelo MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos), desenvolvido pelo DNIT, que incorpora critérios mecanístico-empíricos mais avançados. Diferentemente do DNER-1996, o MeDiNa avalia o comportamento estrutural do pavimento a partir de modelos numéricos que levam em conta tensões, deformações e fadiga dos materiais constituintes. Dessa forma, será possível realizar uma análise comparativa entre os dois métodos, aliando a tradição normativa do DNER-1996 à inovação e precisão do MeDiNa.

De acordo com o exposto no item 8.1.4 - Determinação do Número "N", definiu-se para o trecho estudado o Número N de Projeto de $1{,}81 \times 10^7$, valor que será utilizado nos cálculos de dimensionamento do pavimento.

O ISC de Projeto constitui parâmetro fundamental para o dimensionamento de pavimentos, uma vez que traduz a capacidade de suporte do subleito e influencia diretamente na definição das camadas estruturais. No presente estudo, os valores de ISC não foram obtidos por meio de ensaios laboratoriais realizados especificamente para este trabalho, mas fornecidos pela Secretaria de Infraestrutura e Mobilidade de Santa Catarina (SIE), com base em levantamentos geotécnicos previamente executados. Considerando a inexistência de outros dados disponíveis, adotou-se o valor fornecido pela SIE como ISC de Projeto, que será empregado nos cálculos de dimensionamento do pavimento.

A Figura 99 apresenta a localização em planta do ponto de coleta. Já os valores de ISC de Projeto efetivamente adotados para fins de dimensionamento encontram-se consolidados na Tabela 59, juntamente com as características geotécnicas do solo de subleito.

Figura 99: Localização do ponto de coleta de ISC.



Fonte: Autores (2025)

Tabela 59: Características do solo de subleito.

Nº furo	km	Posição	Classificação tactil/visual	Granulometria								IG	Classificação TBR	hot (%)	Dmax (g/cm³)	Exp (%)	ISC (%)
				2"	1"	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#200						
PI 06	5+600	LE	Areia siltosa, variegada	100,0	100,0	100,0	99,9	99,7	98,9	86,1	11,1	0	A-3	12,9	1,79	0	11,2

Fonte: SIE-SC, 2025.

8.2.1 Método de dimensionamento para pavimentos flexíveis (DNER, 3ª Ed. Rev. 1981)

Com todos os dados de entrada disponíveis, é possível calcular as espessuras das camadas do pavimento. O dimensionamento será aplicado tanto na SC-405 quanto na Rodovia Aparício Ramos Cordeiro (Acesso ao Aeroporto), vias que apresentam tráfego misto de veículos leves e pesados e desempenham papel relevante na mobilidade urbana, bem como no acesso a áreas residenciais e turísticas.

O dimensionamento do pavimento nesses trechos é fundamental para assegurar durabilidade e conforto aos usuários, considerando-se as características geotécnicas do subleito, a projeção de tráfego futuro e as condições climáticas locais.

Para a determinação das camadas estruturais, adotou-se o Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER, assegurando uma avaliação técnica confiável e economicamente viável. O memorial de cálculo detalhado está apresentado na Figura 100.

Além disso, definiu-se a utilização de camadas granulares para a base e a sub-base do pavimento, cuja execução deverá seguir a especificação de serviço DEINFRA-SC ES-P 02/16, que estabelece os critérios de composição granulométrica, controle tecnológico, compactação e desempenho mecânico mínimo.

Os materiais empregados deverão atender aos requisitos de resistência definidos pelo Método DNER-ME 49/94. Para a sub-base, é exigido índice de suporte superior a 20%, com energia de compactação intermediária ou modificada. Já a camada de base, considerando o tráfego acumulado projetado de N=1,81×107, deverá apresentar resistência mínima de 80%, adotando-se preferencialmente compactação com energia modificada.

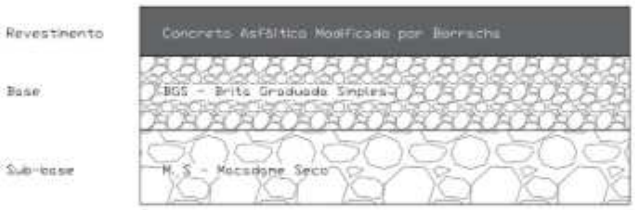
Figura 100: Dimensionamento da estrutura do pavimento.

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NOVOS - FLEXÍVEL

Rodovia: SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro

Dados de Tráfego	Número "N" de Projeto (USACE)	N =	10 anos	1,81E+07

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO



MÉTODO DE PROJETO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS DO DNER - Eng. Murillo Lopes de Souza

Cálculo das Espessuras:

$IS_{SL} = 11,2\% \longrightarrow HM = 41,7$ cm
$IS_{SL} = 20,0\% \longrightarrow Hn = 29,5$ cm

$R \times K_r + B \times K_b \geq H_{80}$

$R \times K_r + B \times K_b + h_{20} \times K_s \geq Hn$

$R \times K_r + B \times K_b + h_{20} \times K_s + Kn \times K_{ref}$

$K_{rev} = 2,0$
$K_{sb} = 1,0$
$K_b = 1,0$

Estrutura Adotada

Espessura Mínima de Revestimento:

R = 10,0 cm de CAUQ
B = 9,5 cm de BGS
SB = 8,7 cm de MS

R = 10,0 cm de CAUQ
B = 15,0 cm de BGS
SB = 15,0 cm de MS

ISC(%) SL	ISC (%) SB	Espessura (cm)			
		Concreto Asfáltico Modificado por Borracha	Base	Sub-base h20	Total
		R	B	SB	
11,20%	20%	10,0	15,0	15,0	40,0

Fonte: Autores (2025)

Portanto, as camadas do pavimento nas faixas de rolamento da SC-405 e da Rodovia Aparício Ramos Cordeiro apresentam as seguintes espessuras:

- **Revestimento de Concreto Asfáltico com CAP Borracha (CAB):** 10,0 cm;
- **Base de Brita Graduada Simples (BGS):** 15,0 cm;
- **Sub-base de Macadame Seco (MS):** 15,0 cm.

Consideração:

I. Em Santa Catarina, a utilização de borracha na pavimentação asfáltica é respaldada pela Lei nº 18.145, de 29 de junho de 2021, sancionada pela Assembleia Legislativa do Estado de Santa Catarina (ALESC). A legislação estabelece que, na pavimentação ou conservação das estradas estaduais e vias municipais, deve-se dar preferência à massa asfáltica incorporada com borracha proveniente da reciclagem de pneus inservíveis. Essas iniciativas visam não apenas melhorar a qualidade das vias, mas também promover a sustentabilidade, contribuindo para a redução de resíduos e a preservação ambiental.

II. Os viadutos receberam 3,0 cm de revestimento asfáltico sobre a laje.

8.2.2 Acostamentos

Não existe uma metodologia específica para o dimensionamento estrutural dos acostamentos, de modo que suas espessuras são, em princípio, condicionadas às da pista de rolamento, sendo proposta redução apenas na camada de revestimento. Entretanto, a solicitação de cargas nos acostamentos é distinta, podendo demandar uma solução estrutural diferente daquela aplicada à pista.

Considerando o dimensionamento da pista de rolamento, no qual a camada de revestimento será executada com 10,0 cm de espessura, recomenda-se, para manter o mesmo nível entre pista e acostamento, aumentar a espessura da base em 10 cm e aplicar um tratamento superficial duplo. Dessa forma, as camadas do acostamento serão:

- **Tratamento superficial duplo:** sem espessura;
- **Base de Brita Graduada Simples (BGS):** 27,0 cm;
- **Sub-base de Macadame Seco (MS):** 15,0 cm.

8.3 Detalhamento executivo

A seguir é apresentado o detalhamento executivo da estrutura de implantação do pavimento novo.
Pista de Rolamento, Faixa Adicional, Acessos Tipos e Refúgios:

- **Regularização do subleito:** Preparação e nivelamento do terreno - DEINFRA-SC ES-P 01/16;
- **Sub-base:** Camada de Macadame Seco (MS) com 15,0 cm de espessura - DEINFRA-SC ES-P 03/15;
- **Base:** Camada de Brita Graduada Simples (BGS) com 15,0 cm de espessura - DEINFRA-SC ES-P 11/16;
- **Imprimação:** Emulsão Asfáltica do tipo EAI compreendida no intervalo de 0,9 a 1,7 l/m^2 - DEINFRA-SC ES-P 04/15;
- **Pintura de ligação:** Emulsão asfáltica do tipo RR-2C, taxa entre 0,31 e 0,40 l/m2 - DEINFRA-SC ES-P 04/15;

- **Revestimento:** Executado em duas camadas de CAUQ AB-8 (Asfalto-Borracha) "Faixa C", com 5,0 cm cada, totalizando 10,0 cm - DEINFRA-SC ES-P 05/16.

Acostamento:

- **Regularização do subleito:** Preparação e nivelamento do terreno - DEINFRA-SC ES-P 01/16;
- **Sub-base:** Camada de Macadame Seco (MS) com 15,0 cm de espessura - DEINFRA-SC ES-P 03/15;
- **Base:** Camada de Brita Graduada Simples (BGS) com 27,0 cm de espessura - DEINFRA-SC ES-P 11/16;
- **Imprimação:** Emulsão Asfáltica do tipo EAI compreendida no intervalo de 0,9 a 1,7 l/m^2 - DEINFRA-SC ES-P 04/15;
- **Pintura de ligação:** Emulsão asfáltica do tipo RR-2C, taxa entre 0,31 e 0,40 l/m2 - DEINFRA-SC ES-P 04/15;
- **Revestimento:** Execução de camada única com Tratamento Superficial Duplo (TSD) - DEINFRA-SC ES - P 12/16.

8.4 Método MeDiNa

O Método do Dimensionamento Nacional (MeDiNa) adota um programa computacional que realiza a verificação de dimensionamentos de pavimentos mecanístico-empírico, operando com base na rotina AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), permitindo avaliar o comportamento estrutural do pavimento sob diferentes condições de carregamento (DNIT, 2020). Como resultado, o MeDiNa fornece indicadores de desempenho que possibilitam verificar a viabilidade e a adequação do projeto para a vida útil prevista, destacando-se o nível de confiabilidade da análise, o percentual estimado de área trincada ao final do período proposto e o afundamento da trilha de roda. O software gera um relatório detalhado com a evolução mensal dos danos, resumo da deformação permanente e bacias de deflexão (DNIT, 2020).

Em outubro de 2025, o DNIT apresentou um novo modelo do software, denominado "MeDiNa 2.0", incorporando alterações na função sigmoide utilizada no código, fundamentada na metodologia proposta por Almeida et al. (2024), modificação da rotina de cálculo dos fatores de deslocamento, além da ampliação da base de dados com resultados de ensaios de novos materiais e supressão temporária do modo reforço do software (DNIT, 2025).

Segundo DNIT (2025), o tipo de via estabelece o critério de parada para o dimensionamento, além de apresentar grau de confiabilidade das análises. A Figura 101 apresenta os critérios do dimensionamento.

Figura 101: Critérios de dimensionamento MeDiNa.

Tipo de via	Confiabilidade	Área trincada	Def. permanente
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10 mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Local	65%	30%	20 mm

Fonte: Autores (2025)

Conforme descrito na Seção 4, o projeto adota o sistema arterial secundário. Para esse tipo de via, a área trincada do pavimento ao final da vida útil deve ser inferior a 30% e a deformação permanente menor que 20,0 mm. A confiabilidade do modelo é de 75%.

O lançamento dos dados no software ocorreu de maneira iterativa, com o VMDa ajustado até o alcance do valor de número "N" máximo calculado, utilizando as configurações principais de FV = 1,0, percentual de veículos na faixa de projeto = 100% e taxa de crescimento = 3%. A configuração do segmento V, que apresenta o maior número "N", é apresentada na Figura 102.

Figura 102: Dados de entrada.

DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Secundário
VMD (1º ano):	**4325**
FV:	1,000
N anual (1º ano):	1,58e+06
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	1,58e+06
Taxa de crescimento (%):	3,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	1,81e+07

Fonte: *Software* MeDiNa 2.0, 2025.

Após a conclusão das configurações, foram inseridos no software os resultados do dimensionamento obtidos pelo método DNER, conforme apresentado na Seção 8.2.1.

Em atendimento à Lei Estadual nº 18.145/2021, que estabelece a preferência pelo uso de mistura asfáltica modificada com borracha de pneus inservíveis na pavimentação e conservação de rodovias estaduais e vias municipais, sempre que tecnicamente viável, definiu-se como revestimento o Concreto Asfáltico com adição

de Borracha. As demais camadas foram incorporadas conforme a tipologia dos materiais, com análise da resistência mecânica nos casos em que havia mais de uma alternativa disponível.

De acordo com o método de dimensionamento do DNER, as camadas de base e sub-base resultaram em espessuras de 15,0 cm. Já a camada de revestimento, conforme o mesmo método, apresentou espessura mínima de 10,0 cm. A Figura 103 apresenta a configuração típica do segmento, evidenciando a composição e a espessura das camadas estruturais do pavimento.

Figura 103: Configuração do *software* considerando o método DNER.

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO BORRACHA	CAPFLEX B PG 64-22	10,0	4980	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15	381	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	189	0,45

Fonte: *Software* MeDiNa 2.0, 2025.

As camadas 2 e 3 correspondem, respectivamente, à base de brita graduada simples e à sub-base em macadame seco, conforme indicado na figura 4 (figura que apresenta o resultado do dimensionamento pelo DNER). Embora sejam compostas por materiais distintos, foram consideradas do mesmo tipo no software MeDiNa em decorrência de não haver dados referentes a macadame seco disponíveis na biblioteca do software.

Com base na configuração apresentada, a análise realizada no software indicou que a área trincada estimada do pavimento ao final da vida útil será de 66,6%, enquanto o afundamento de trilha de roda atingirá 4,6 mm. De acordo com os limites estabelecidos na Figura 101, a área trincada máxima admissível é de 30%, o que evidencia que a estrutura projetada não apresenta desempenho satisfatório para suportar o tráfego previsto. O afundamento da trilha de roda está dentro dos limites aceitos.

Para buscar adequar os resultados às exigências de desempenho, foi solicitado ao software o dimensionamento da camada de revestimento, objetivando determinar a espessura adicional necessária para garantir o desempenho adequado e durabilidade do pavimento. O resultado indicou a necessidade de 2,2 cm de revestimento além dos 10,0 cm indicados pelo método DNER. Com tal configuração, o software estimou área trincada de 28,8%, estando em conformidade com o exposto na Figura 101. Considerando que houve pouca variação no revestimento, e visando reduzir a área trincada, optou-se por considerar 12,0 cm de revestimento. Essa configuração proporciona maior resistência estrutural em comparação ao dimensionamento obtido pelo método DNER e, ao analisar a estrutura, a área trincada estimada ao final do período de projeto é de 31,6%, valor pouco superior ao estabelecido como limite (de 30%).

8.5 Estrutura do pavimento adotada nas vias de acesso ao viaduto

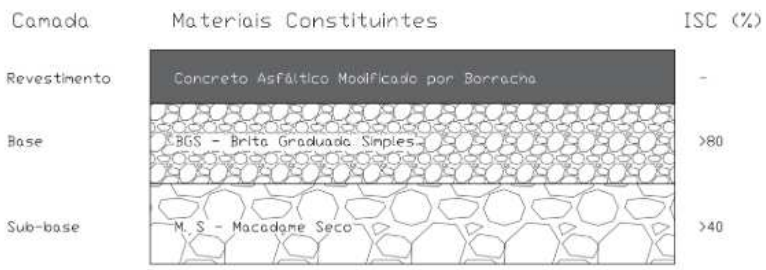
Com base nos dois métodos dimensionados, observou-se que para o método do DNER, a área trincada ao final da vida útil do pavimento é superior aos limites estabelecidos. No entanto, conforme abordado no Subcapítulo 8.4, ao adotar o revestimento com espessura de 12,0 cm, estima-se que a área trincada do pavimento atinja 31,6%, e afundamento de trilha de roda de 4,0 mm. Considerando que o valor da área

trincada é pouco superior ao limite de 30% e que os parâmetros de entrada são estimativos, com probabilidade de ocorrência e não certeza, optou-se por adotar a estrutura alternativa proposta pelo método MeDiNa, visando garantir maior segurança e confiabilidade ao usuário. O perfil das camadas do pavimento é apresentado na Figura 104.

Figura 104: Dimensionamento final do pavimento com solução alternativa.

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NOVOS - FLEXÍVEL				
Rodovia: SC-405 e Aparício Ramos Cordeiro				
Dados de Tráfego	Número "N" de Projeto (USACE)	N =	10 anos	1,81E+07

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO



ISC(%) SL	ISC (%) SB	Espessura (cm)			
		Concreto Asfáltico Modificado por Borracha	Base	Sub-base h20	Total
		R	B	SB	
11,20%	20%	12,0	15,0	15,0	42,0

Fonte: Autores, 2025.

Visando entender o comportamento da estrutura, foi realizada uma análise utilizando o software MeDiNa. Verificou-se que, conforme Apêndice F, ao considerar o tráfego projetado e a configuração obtida pelo método DNER, a estrutura mantém desempenho satisfatório até aproximadamente o nono ano de operação, apresentando área trincada estimada de 18,3%, valor dentro dos limites apresentados na Figura 101. A partir do décimo ano, recomenda-se a execução de serviços de manutenção preventiva e, quando necessário, a intervenção por meio de fresagem e substituição do revestimento. Nos anos subsequentes, deve ser realizada avaliação visual e estrutural do pavimento, de modo a programar novas intervenções sempre que identificados indícios de degradação significativa que comprometam a segurança e conforto do usuário.

Capítulo 9

Projeto de sinalização

9 Projeto de sinalização

O Projeto de Sinalização detalha a implantação dos elementos de sinalização horizontal, vertical e dispositivos auxiliares. Juntos, esses componentes formam um sistema de controle de tráfego fixo, essencial para ordenar, advertir e orientar os usuários, garantindo que circulem de maneira correta e segura (DNIT, 2010b). O objetivo principal é assegurar tanto a fluidez adequada quanto a segurança viária (CONTRAN, 2022a).

O projeto foi desenvolvido com base nas recomendações do Manual de Sinalização Rodoviária do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2010b) e do Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito, do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN). Também foram consultados o Código de Trânsito Brasileiro (Lei nº 9.503/1997) e a Resolução CONTRAN nº 738/2018, que dispõe sobre padrões e critérios de aplicação da sinalização viária. Complementarmente, foram consideradas as diretrizes dos manuais "Calçada Certa" e "Espaço Cicloviário", ambos da Prefeitura Municipal de Florianópolis, que estabelecem parâmetros técnicos para o projeto e execução de calçadas e estruturas cicloviárias no município.

Para a definição dos elementos que compõem o projeto de sinalização, foi necessário conhecer as velocidades de projeto e de regulamentação das vias analisadas. A velocidade de projeto adotada para a SC-405 e para a Rodovia Aparício Ramos Cordeiro é de 80 km/h, valor utilizado em todos os trechos do projeto de sinalização, com o objetivo de garantir padronização e uniformidade nos critérios técnicos.

É importante destacar que a velocidade de regulamentação considerada para ambas as vias é de 60 km/h. A velocidade de projeto (80 km/h) representa a velocidade máxima teórica para a qual a via foi concebida, levando em conta aspectos geométricos e de segurança. Já a velocidade de regulamentação (60 km/h) reflete a condição real de uso da rodovia, definida em nível inferior justamente para aumentar a segurança dos usuários, especialmente nas áreas de interseção e nos trechos com circulação de pedestres e ciclistas.

As representações gráficas do projeto de sinalização são apresentadas no Apêndice G.

9.1 Sinalização horizontal

A sinalização horizontal desempenha papel essencial na organização e segurança do tráfego, permitindo o melhor aproveitamento do espaço viário disponível e contribuindo para o uso eficiente da via. Esse tipo de sinalização aumenta a segurança em condições adversas, como neblina, chuva e período noturno, além de transmitir mensagens aos condutores e pedestres, promovendo a redução de acidentes (DNIT, 2010b).

Sua principal finalidade é orientar e informar os usuários sobre as condições de utilização adequada da via, compreendendo as proibições, restrições e informações necessárias para que adotem comportamentos seguros e adequados ao ambiente viário (CONTRAN, 2022e). A ausência dessa sinalização dificulta a visualização dos limites da pista, comprometendo a segurança viária. Por esse motivo, novos segmentos de pavimento ou trechos recapeados não devem ser liberados ao tráfego antes da implantação completa da sinalização horizontal (DNIT, 2010b).

O material recomendado para as inscrições no pavimento é definido em função do volume de tráfego, conforme indicado na Tabela 60. Considerando o elevado fluxo de veículos na SC-405 e na Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, recomenda-se a utilização de material termoplástico do tipo extrudado, o qual proporciona maior durabilidade e resistência aos elementos de sinalização horizontal, garantindo melhor desempenho e visibilidade ao longo do tempo.

Tabela 60: Materiais indicados para a sinalização horizontal.

Volume de tráfego	Provável vida útil da sinalização	Material
≤ 2000	1 ano	Estireno/Acrilato ou Estireno Butadieno
2000-3000	2 anos	Acrílica
3000-5000	3 anos	Termoplástico Tipo "spray"
>5000	5 anos	Termoplástico Tipo Extrudado

Fonte: DNIT, 2018.

A sinalização horizontal é composta por diferentes elementos, que podem incluir marcas longitudinais, marcas transversais, marcas de canalização, marcas de delimitação e controle de estacionamento e parada, além de inscrições no pavimento. Os elementos empregados neste projeto serão apresentados e detalhados na sequência, conforme sua respectiva função e aplicação.

9.1.1 Marcas longitudinais

As marcas longitudinais têm a função de organizar o fluxo veicular, delimitando as áreas destinadas à circulação e orientando os condutores quanto à correta utilização da pista. Por meio delas, é possível distinguir as faixas de rolamento de mesmo sentido, separar os fluxos opostos, indicar faixas de uso exclusivo ou preferencial para determinados tipos de veículos e definir trechos com permissão ou restrição de ultrapassagem (CONTRAN, 2022d).

Para o presente projeto foram adotados três tipos distintos de sinalização horizontal: linhas de bordo (LBO) e linhas de divisão de fluxos de mesmo sentido (LMS), sendo estas últimas classificadas como linha simples contínua (LMS-1) e linha simples tracejada (LMS-2). A largura definida para todas as faixas é de 15,0 cm, em conformidade com as recomendações do CONTRAN (2022d) e do DNIT (2010b), considerando a velocidade diretriz do trecho em estudo. As linhas de bordo e as linhas de divisão de fluxos de mesmo sentido devem ser executadas na cor branca, conforme especificações normativas.

As linhas de bordo foram aplicadas junto às extremidades das pistas, delimitando a faixa de rolamento em relação ao acostamento, nos trechos onde este se encontra presente. Nos segmentos em que não há acostamento, essas linhas têm a função de separar a faixa de rolamento do meio-fio ou dos dispositivos de

drenagem. Foi adotada distância de 20,0 cm entre a linha de bordo e o acostamento, e de 10,0 cm para as regiões com meio-fio ou sistema de drenagem.

Como o projeto em questão apresenta canteiro central para a separação dos fluxos de tráfego, não houve necessidade de implantação de faixas de divisão de fluxos opostos. Assim, optou-se apenas pela utilização de faixas de divisão de fluxo simples. Ressalta-se que esse tipo de sinalização foi aplicado exclusivamente na rodovia SC-405 e na rodovia Aparício Ramos Cordeiro, ambas compostas por duas faixas de rolamento por sentido.

As linhas simples contínuas foram implantadas nas aproximações das faixas de pedestres, em uma extensão de 15,0 metros antes da travessia, conforme recomendação do DNIT (2010b). Essa adoção tem por objetivo restringir as mudanças de faixa nas proximidades das travessias, garantindo maior segurança aos pedestres e aos condutores.

As linhas simples tracejadas (LMS-2) foram utilizadas para a divisão de fluxos de mesmo sentido ao longo do restante dos trechos da SC-405 e da Rodovia Aparício Ramos Cordeiro. Foi adotada cadência de 1:3, com traço de 3,0 metros e espaçamento de 9,0 metros, conforme o Manual de Sinalização Rodoviária do DNIT (2010b), recomendado para vias com velocidade de projeto de 80 km/h. Esse tipo de linha permite a troca de faixa de forma segura, sendo mantido inclusive em trechos curvos, uma vez que o raio predominante da via não impõe restrições à manobra (CONTRAN, 2022d).

Nas regiões de aceleração, desaceleração e na rótula, adotou-se uma cadência diferenciada para as linhas tracejadas, com o intuito de aprimorar a percepção e a visibilidade pelos condutores, considerando também a redução de velocidade nesses pontos. Nesses segmentos, foi utilizada a proporção de 1:2, composta por traço de 2,0 metros e espaçamento de 4,0 metros, o que favorece a leitura rápida e a adequada interpretação da sinalização horizontal pelos usuários da via.

9.1.2 Marcas transversais

As marcas transversais têm como função organizar os deslocamentos frontais de veículos e pedestres, contribuindo para o ordenamento do tráfego e para a segurança viária. Além de orientar o posicionamento dos veículos nas interseções e travessias de pedestres, essas marcações também têm a finalidade de induzir a redução de velocidade, conforme as recomendações do DNIT (2010b).

Para o projeto em questão foram utilizadas três categorias de marcas transversais: linhas de dar a preferência (LPD), linhas de retenção (LR) e faixas de travessia de pedestres (FTP).

As linhas de dar a preferência (LPD) foram implantadas em conjunto com a sinalização vertical de regulamentação correspondente, posicionadas nas entradas das rotatórias. Essa combinação tem como objetivo indicar aos condutores que a preferência de passagem é dos veículos que já se encontram circulando na rotatória, conforme previsto na legislação de trânsito vigente.

As faixas de travessia de pedestres (FTP) foram aplicadas em conjunto com as linhas de retenção (LR), de forma a indicar o local de parada obrigatória dos veículos e garantir maior segurança aos pedestres durante

a travessia. Essas sinalizações foram implantadas em todos os acessos de entrada e saída das rotatórias, bem como em pontos estratégicos da rodovia SC-405, conforme a necessidade de travessia segura.

Ressalta-se que as faixas de travessia localizadas na rodovia SC-405 e na Aparício Ramos Cordeiro são do tipo elevada. Essa solução foi adotada devido à elevada velocidade diretriz das rodovias, ainda que situadas em área urbana, tornando-se necessário o controle de velocidade e o aumento da segurança dos pedestres. As travessias elevadas contam com sinalização horizontal de advertência, alertando os condutores quanto à presença da elevação, além de sinalização vertical complementar, indicando a aproximação da faixa e a necessidade de redução de velocidade.

A altura adotada para a travessia elevada é de 15,0 cm, com rampas de 1,5 m de comprimento e inclinação de 10%. A plataforma possui largura total de 5,0 m, enquanto a faixa de travessia de pedestres apresenta largura de 4,0 m, em conformidade com as especificações estabelecidas pela Resolução nº 738, de 06 de setembro de 2018, do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN).

9.1.3 Marcas de canalização

As marcas de canalização orientam e regulamentam os fluxos de veículos, promovendo maior segurança e melhor desempenho do tráfego em trechos que exigem reorganização do caminhamento, como em acessos, entroncamentos e interseções (CONTRAN, 2022d).

Neste projeto foram utilizados dois tipos distintos de marcas de canalização: o zebrado de preenchimento de área de pavimento não utilizável (ZPA), empregado nas regiões de entrada e saída da rotatória na rodovia Aparício Ramos Cordeiro. Marcas de confluência e bifurcação (MCB) foram adotadas nas entradas dos ramos de desaceleração e nas saídas dos ramos de aceleração. Todas as marcações devem ser executadas na cor branca, em conformidade com as normas aplicáveis.

As dimensões adotadas, bem como as demais características técnicas das marcas de canalização, estão apresentadas nas representações gráficas do projeto de sinalização horizontal. Todas as marcas de canalização devem ser pintadas na cor branca.

9.1.4 Marcas no pavimento

As inscrições no pavimento têm a finalidade de ampliar a percepção do condutor quanto às condições de operação da via, permitindo que adote, de forma antecipada, o comportamento adequado às situações de tráfego. Possuem caráter complementar em relação aos demais elementos de sinalização, atuando na orientação e, em alguns casos, na advertência sobre determinadas manobras ou condições específicas de circulação (CONTRAN, 2022d; DNIT, 2010b).

Apresentam-se sob a forma de setas, símbolos ou legendas aplicadas diretamente sobre as faixas ou sobre a pista de rolamento, com o objetivo de orientar e regulamentar o tráfego, assegurando maior previsibilidade e segurança aos usuários.

Neste projeto foram empregadas setas direcionais, setas indicativas de movimento em curva, o símbolo indicativo de aproximação com via preferencial (SIP) e a marcação indicativa do início da faixa elevada de pedestres. Todos os elementos devem ser executados na cor branca, conforme estabelecido pelas normas vigentes. A localização e as dimensões das inscrições podem ser consultadas nas representações gráficas constantes do Apêndice G.

9.2 Sinalização vertical

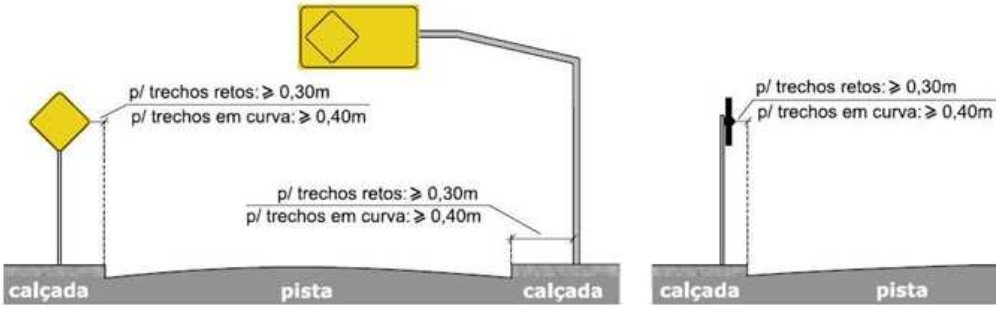
A sinalização viária vertical, composta por placas, painéis e dispositivos auxiliares, tem como objetivo regulamentar o uso da via, advertir sobre situações potencialmente perigosas e fornecer informações e orientações aos usuários. Para garantir sua eficácia, os sinais devem estar corretamente posicionados no campo visual, apresentar formas e cores padronizadas, mensagens claras e legíveis, além de manter boa visibilidade diurna e noturna por meio de iluminação ou refletorização (DNIT, 2010b).

O projeto prevê a instalação de placas de solo confeccionadas conforme suas dimensões. As placas com área igual ou inferior a 1,0 m^2 devem ser produzidas em chapas planas de aço zincado nº 16, de acordo com a ABNT NBR 11.904:2015, com o verso pintado em cor preta por meio de pintura eletrostática a pó ou tinta esmalte sintético sem brilho. Já as placas com área superior a 1,0 m^2 devem ser fabricadas em chapas de alumínio composto, formadas por duas lâminas e um núcleo de polietileno, conforme a ABNT NBR 16.179:2021, recebendo o mesmo tratamento no verso. Toda a sinalização vertical deverá ser confeccionada em material retrorrefletivo, conforme as normas ABNT NBR 14.644:2021 e ABNT NBR 14.891:2021, considerando os trechos classificados como rodovias das classes 0, IA ou IB. Não é permitido o uso de placas pintadas ou semirrefletivas em nenhuma circunstância.

As placas serão implantadas lateralmente à pista de rolamento, após a banqueta pavimentada (acostamento) e dentro do campo visual dos motoristas, observando critérios de segurança e visibilidade. Para vias urbanas, o afastamento lateral mínimo estabelecido pelo CONTRAN (2022b) é de 0,3 m em trechos retos e 0,4 m em trechos em curva Figura 105. Assim, adotou-se como padrão o afastamento de 0,4 m a partir do bordo do acostamento, ou, quando inexistente, do bordo do dispositivo de drenagem, conforme a situação local. Essa distância foi aplicada para todas as placas com suporte de coluna simples e braço projetado.

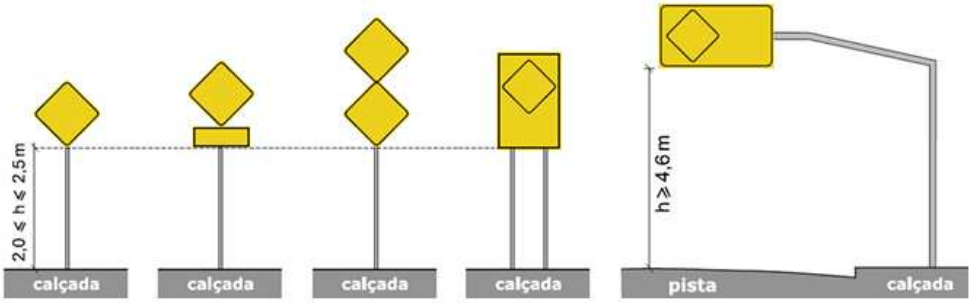
A altura de instalação das placas segue as recomendações do CONTRAN (2022b), que indicam altura livre mínima de 2,0 m em áreas urbanas Figura 106. Além disso, considerou-se o documento "Manual Calçada Certa", elaborado pela Prefeitura Municipal de Florianópolis, que estabelece diretrizes para o projeto e execução de passeios públicos acessíveis e seguros. O manual determina um vão livre mínimo de 2,1 m entre o solo e a parte inferior da placa de modo a garantir a livre circulação de pedestres, inclusive pessoas com deficiência. Dessa forma, adotou-se 2,1 m como altura padrão de posicionamento das placas no presente projeto.

Figura 105: Posicionamento da sinalização vertical



Fonte: CONTRAN, 2022b.

Figura 106: Altura da sinalização vertical.

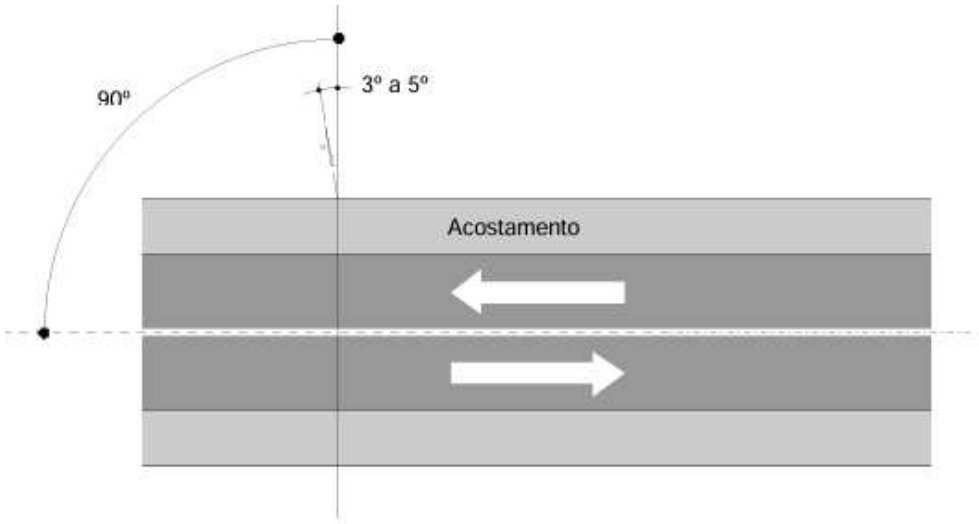


Fonte: CONTRAN, 2022b.

De acordo com o DNIT (2010b), o posicionamento das placas de sinalização vertical deve seguir alguns critérios para garantir adequada visibilidade e refletividade. Como regra geral, os sinais instalados lateralmente à via devem apresentar deflexão horizontal entre 3° e 5° em relação à direção ortogonal ao trajeto dos veículos, a fim de evitar reflexos causados pelos faróis ou pela incidência direta da luz solar.

Além disso, em trechos com rampas, recomenda-se que os sinais sejam inclinados em relação à vertical, para frente ou para trás, conforme a rampa seja ascendente ou descendente, de modo a otimizar a refletividade. No caso de sinais suspensos, os painéis também devem ser posicionados formando um ângulo de 3° a 5° com a vertical, conforme ilustrado na Figura 107 e na Figura 108.

Figura 107: Deflexão do sinal em planta.



Fonte: DNIT, 2010b.

Figura 108: Deflexão do sinal em perfil.



Fonte: DNIT, 2010b.

Neste projeto foram utilizados sinais de regulamentação, advertência, indicação e sinais auxiliares. A localização e as características técnicas de todos os elementos de sinalização vertical podem ser consultados nas representações gráficas do projeto de sinalização, no Apêndice G.

9.2.1 Sinalização de regulamentação

Os sinais de regulamentação têm por objetivo notificar os usuários da via quanto às restrições, proibições e obrigações que regem o seu uso, sendo que o descumprimento dessas determinações constitui infração prevista no Código de Trânsito Brasileiro (DNIT, 2010b).

De modo geral, esses sinais possuem formato circular, com fundo branco e borda vermelha, conforme apresentado na Figura 109.

Figura 109: Características dos sinais de regulamentação.

Forma	Cor	
	Fundo	Branca
	Símbolo	Preta
	Tarja	Vermelha
	Orla	Vermelha
	Letras	Preta

Fonte: CONTRAN, 2022a.

Quanto às dimensões, embora as rodovias em estudo estejam inseridas em área urbana, optou-se por adotar as dimensões recomendadas para rodovias rurais, considerando o elevado volume de tráfego e as maiores velocidades praticadas. Dessa forma, foi adotado o diâmetro de 1,00 m para as placas de regulamentação, conforme indicado na Tabela 61.

Tabela 61: Dimensões dos sinais de regulamentação de forma circular.

Via	Diâmetro (m)	Tarja (m)	Orla (m)
Urbana (de trânsito rápido)	0,750	0,075	0,075
Urbana (demais vias)	0,500	0,050	0,050
Rural (estrada)	0,750	0,075	0,075
Rural (rodovia)	1,000	0,100	0,100

Fonte: CONTRAN, 2022a.

As exceções são o sinal de Parada Obrigatória, que apresenta formato octogonal, fundo vermelho e legenda em letras brancas, e o sinal de Dê a Preferência, que se diferencia por possuir formato triangular com borda vermelha e fundo branco, conforme as normas vigentes Figura 110.

Neste projeto foi adotado apenas o sinal de Dê a Preferência, cujas dimensões foram definidas com base na Tabela 62, considerando-se as rodovias envolvidas como rodovias rurais, em função das velocidades praticadas e do volume de tráfego elevado.

Figura 110: Características dos sinais R-1 e R-2.

Sinal		Cor	
Forma	Código		
	R-1	Fundo	Vermelha
		Orla interna	Branca
		Orla externa	Vermelha
		Letras	Branca
	R-2	Fundo	Branca
		Orla	Vermelha

Fonte: CONTRAN (2022a)

Tabela 62: Dimensões recomendadas sinal R-2

Via	Lado (m)	Tarja (m)
Urbana	0,90	0,15
Rural (estrada)	0,90	0,15
Rural (rodovia)	1,00	0,20

Fonte: CONTRAN (2022a).

Quanto ao posicionamento transversal, os sinais de regulamentação foram implantados predominantemente à margem direita da rodovia, de forma a garantir visibilidade adequada dentro do cone visual do condutor e manter uma distância segura em relação à pista. Como exceção, os sinais localizados nas regiões de transição dos ramos de aceleração foram posicionados na margem esquerda, de modo a assegurar sua correta visualização pelos motoristas nessas condições específicas.

No que se refere ao posicionamento longitudinal, este foi definido em função da distância de visibilidade necessária à adequada leitura e compreensão da sinalização, variando conforme o tipo de situação regulamentada. Essa distância corresponde ao somatório do percurso realizado durante o tempo de percepção e reação do condutor e da distância entre o ponto limite do campo visual e o sinal.

De acordo com a Tabela 63, que estabelece as distâncias mínimas de visibilidade, considerando a velocidade de regulamentação de 60 km/h nas rodovias principais, a distância mínima adotada foi de 85,0 metros. Já

para os ramos de desaceleração, onde a velocidade de regulamentação é reduzida para 40 km/h, adotou-se uma distância mínima de visibilidade de 70,0 metros.

Tabela 63: Distância mínima de visibilidade.

Velocidade de regulamentação (km/h)	Distância mínima de visibilidade (m)
40	70
60	85
80	105
100	120
110	130

Fonte: CONTRAN (2022a)

9.2.2 Sinalização de advertência

Os sinais de advertência têm a finalidade de alertar os usuários sobre situações que demandam maior atenção, sejam elas permanentes ou eventuais, indicando possíveis condições de perigo, obstáculos ou restrições na via. As ações exigidas podem variar desde um simples estado de alerta até reduções de velocidade ou parada do veículo, conforme a gravidade da situação (DNIT, 2010b).

Esses sinais possuem formato quadrado, dispostos com uma diagonal na posição vertical, e apresentam fundo amarelo com símbolos ou legendas na cor preta, conforme ilustrado na Figura 111.

Figura 111: Características dos sinais de advertência

Forma	Cor	
	Fundo	Amarela
	Símbolo	Preta
	Orla interna	Preta
	Orla externa	Amarela
	Legenda	Preta

Fonte: CONTRAN (2022b)

As dimensões dos sinais de advertência variam conforme as características da via, especialmente a velocidade de regulamentação, garantindo ao condutor adequada percepção, legibilidade e compreensão das mensagens. Considerando a classificação das rodovias adotada no projeto, foi definida a dimensão de 0,60 m de lado para os dispositivos de sinalização de advertência, como mostrado na Tabela 64.

Tabela 64: Dimensão mínima para os sinais de advertência

Via	Lado mínimo (m)	Orla externa mínima (m)	Orla interna mínima (m)
Urbana	0,450	0,009	0,018
Rural (estrada)	0,500	0,010	0,020
Rural (rodovia)	0,600	0,012	0,024
Áreas protegidas por legislação especial	0,300	0,006	0,012

Fonte: CONTRAN (2022b)

Além dos sinais convencionais, foram implantados sinais de formato retangular, destinados a indicar a aproximação de faixas de travessia de pedestres (elevadas ou não), posicionados a 200 m e a 100 m de distância dessas travessias. Esses sinais apresentam características semelhantes aos sinais quadrados de advertência, porém com dimensões de 0,80 m de largura e 1,30 m de altura. As demais características técnicas e especificações complementares referentes aos sinais de advertência podem ser consultadas nas representações gráficas constantes do Apêndice G.

Quanto ao posicionamento lateral e longitudinal, os sinais de advertência seguem critérios semelhantes aos aplicados aos sinais de regulamentação. Uma consideração adicional importante refere-se à distância mínima entre o sinal e o ponto da situação advertida, a fim de garantir tempo hábil para que o condutor perceba e reaja adequadamente. Essa distância varia de acordo com as condições da via e a velocidade de regulamentação. Os valores mínimos recomendados para cada condição encontram-se apresentados na Tabela 65.

Tabela 65: Distância mínima de desaceleração e/ou manobra

Tipos de vias	Velocidade (km/h)	Distância mínima de desaceleração e/ou manobra (m)
Urbanas	$V < 60$	50
	$60 \leq V < 80$	100
	$V \geq 80$	150
Rurais	$V < 60$	100
	$60 \leq V \leq 80$	150
	$V > 80$	200

Fonte: CONTRAN, 2022b.

9.2.3 Sinalização de indicação

A sinalização vertical de indicação consiste em um conjunto de placas destinadas a identificar vias e locais de interesse, além de orientar condutores e pedestres quanto a percursos, destinos, acessos, distâncias, serviços auxiliares e atrativos turísticos, podendo também desempenhar uma função educativa (CONTRAN, 2022c).

De acordo com o DNIT (2010b), quando há importantes polos geradores de tráfego ou empreendimentos caracterizados como serviços auxiliares, como rodoviárias, hospitais, centros comerciais ou indústrias com acesso direto à rodovia, é facultada a instalação de sinais de indicação com fundo azul, a fim de facilitar a circulação e a orientação dos usuários. Neste projeto, destaca-se a presença do Aeroporto Internacional de Florianópolis, elemento de grande relevância na dinâmica de tráfego local e regional, o que justifica a utilização deste tipo de sinalização.

As placas indicativas adotadas neste projeto possuem formato retangular, com o lado maior disposto na horizontal, apresentando fundo verde ou azul e legendas, setas e diagramas na cor branca. A exceção são os sinais de serviços auxiliares, que possuem fundo azul e o lado maior na vertical, como é o caso da sinalização indicativa do ponto de parada de ônibus.

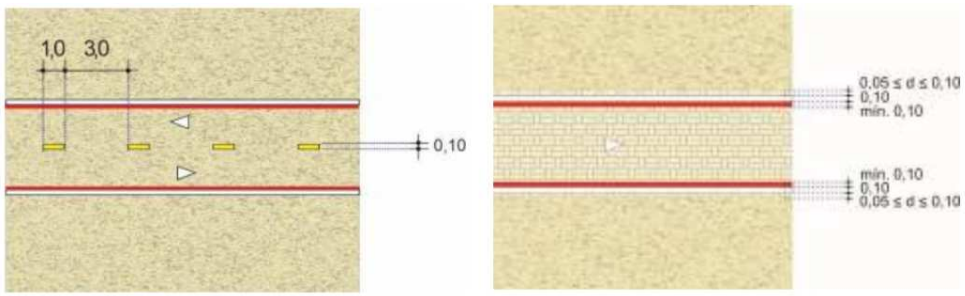
Para este tipo de sinalização, foram utilizados suportes com braço projetado simples, com altura livre mínima de 5,50 m, conforme recomendações normativas. Os sinais foram posicionados estrategicamente de modo a garantir clareza na orientação dos usuários, especialmente nas regiões de interseção e acesso ao aeroporto.

9.3 Sinalização cicloviária

A sinalização da ciclofaixa representa um elemento essencial para a segurança e a organização do tráfego não motorizado, beneficiando não apenas os ciclistas, mas também os pedestres. Sua correta implantação permite que ambos os grupos se posicionem de forma adequada, evitando conflitos de circulação e reduzindo o risco de acidentes, contribuindo para um ambiente urbano mais seguro e acessível.

Este projeto prevê uma ciclofaixa compartilhada com pedestres, de sentido bidirecional, implantada conforme as recomendações do CONTRAN (2022e). As linhas de bordo externas são brancas, com largura de 10,0 cm, enquanto as linhas internas possuem 10,0 cm de espessura na cor vermelha, definindo claramente o limite entre a ciclofaixa e as demais áreas de circulação. A divisão dos fluxos opostos é feita por linhas amarelas tracejadas, com cadência 1:3 (traço de 1,0 metro e espaçamento de 3,0 metros) e largura de 10,0 cm, conforme o padrão indicado em norma. Esses elementos podem ser visualizados na Figura 112 e nas pranchas do projeto.

Figura 112: Sinalização cicloviária horizontal.



Fonte: CONTRAN (2022e)

Foram também adotadas faixas de retenção para ciclistas, com 20,0 cm de largura, posicionadas a 80,0 cm das faixas de pedestres, garantindo o ordenamento do fluxo e a segurança nas travessias. Além disso, o conjunto composto pela seta "Siga em frente" e o símbolo "Bicicleta" foi implantado nas entradas e saídas da ciclofaixa, orientando o ciclista quanto ao sentido correto de circulação.

Nas proximidades da rodovia Aparício Ramos Cordeiro, foi projetada uma travessia de ciclistas com 2,0 m de largura, integrada à faixa de pedestres elevada, com o objetivo de garantir a continuidade e a conexão segura entre os dois lados da ciclofaixa.

Os detalhes construtivos, dimensões e posicionamentos dos elementos de sinalização da ciclofaixa podem ser consultados nas representações gráficas constantes do Apêndice G.

Adicionalmente, foi implantada sinalização horizontal de regulamentação ao longo da ciclofaixa compartilhada, com o objetivo de indicar o sentido correto de circulação de pedestres e ciclistas. Essa medida tem como finalidade reforçar a orientação dos usuários, assegurando que ambos mantenham o fluxo ordenado e seguro, minimizando o risco de conflitos e contribuindo para a harmonização do uso do espaço compartilhado.

As placas de regulamentação voltadas a pedestres e ciclistas possuem dimensões reduzidas, com diâmetro de 0,60 m, inferiores às demais placas de regulamentação, em razão das características específicas desses usuários em comparação aos veículos motorizados. A diagramação dos sinais segue o mesmo padrão estabelecido para os sinais verticais de regulamentação.

A sinalização de proibição de circulação de pedestres sobre os viadutos segue os mesmos parâmetros técnicos e dimensionais, garantindo uniformidade e coerência visual com os demais dispositivos implantados no projeto.

Capítulo 10

Projeto de obras complementares

10 Projeto de obras complementares

O projeto de obras complementares contempla um conjunto de intervenções voltadas à integração urbana, à mobilidade segura e à funcionalidade do espaço público. Foram desenvolvidos o passeio, a ciclofaixa, as soluções de acessibilidade, o tratamento da barreira do viaduto e os elementos de infraestrutura pública necessários ao adequado desempenho da área.

O projeto foi desenvolvido com base nas recomendações do Departamento de Infraestrutura e Transportes (DNIT) e Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), bem como nas diretrizes dos manuais "Calçada Certa" e "Espaço Cicloviário", ambos da Prefeitura Municipal de Florianópolis, que estabelecem os parâmetros técnicos para o projeto e a execução de calçadas e estruturas cicloviárias no município. Além disso, foram consideradas as normas publicadas pela ABNT aplicáveis, que detalham os requisitos e procedimentos para a correta execução dos serviços.

As representações gráficas, bem como a localização dos elementos detalhados, podem ser consultadas no Apêndice H.

10.1 Implantação de passeio e ciclofaixa

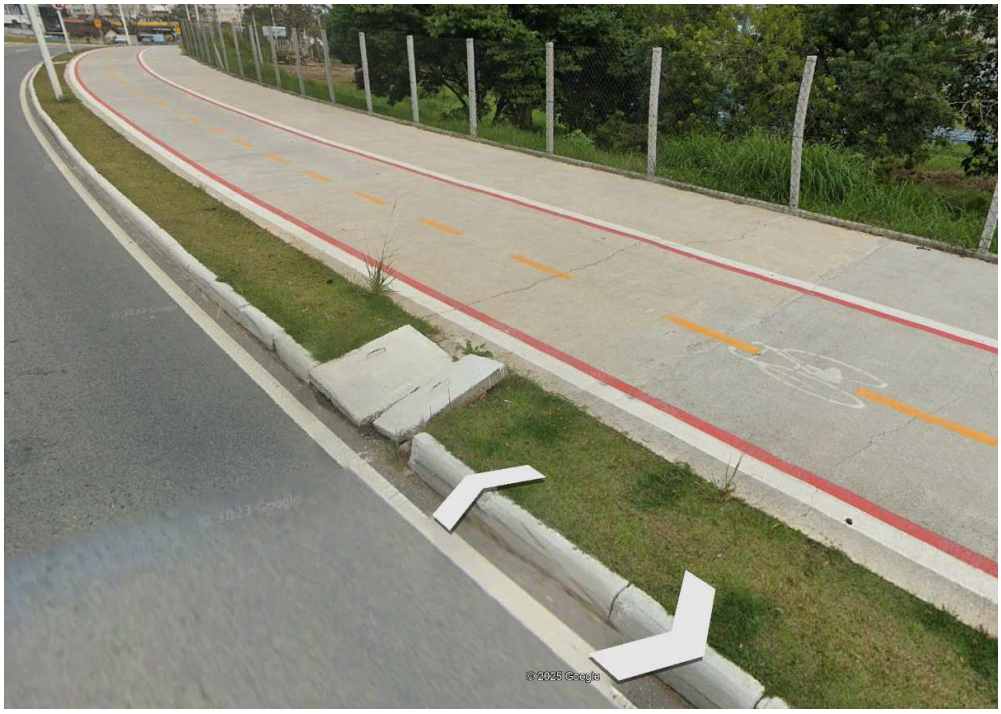
Considerando a ocupação atual do entorno e o potencial crescimento futuro da região, o projeto contempla a implantação de calçadas destinadas à circulação de pedestres. As calçadas são parte integrante do sistema viário e têm como finalidade garantir a mobilidade segura das pessoas, além de permitir a instalação de mobiliário urbano e sinalização. Devem assegurar o deslocamento de qualquer usuário, independentemente de idade, limitação de mobilidade ou capacidade de percepção. Para isso, os passeios devem ser contínuos, sem mudanças abruptas de nível ou inclinação, e todas as tampas de caixas de inspeção e visita devem permanecer niveladas com o piso acabado.

A largura mínima das calçadas no município de Florianópolis é definida pelo Plano Diretor (Lei Complementar nº 482/2014), sendo: 3 metros para vias locais, 4 metros para vias coletoras e subcoletoras e 5 metros para vias arteriais. Embora o trecho em estudo se enquadre como via arterial, apresenta baixo fluxo de pedestres e limitações físicas de espaço. Dessa forma, foram adotadas larguras inferiores às estabelecidas em norma, visando reduzir ao máximo o impacto da duplicação sobre a urbanização adjacente, além de evitar desapropriações e diminuir os custos da obra.

O passeio localizado no lado oeste da rodovia SC-405 possui 4,0 m de largura, com inclinação transversal de 2% para garantir a adequada drenagem superficial e desnível de 15 cm em relação ao bordo da via. Trata-se de um passeio integrado à ciclofaixa, implantada sobre a própria calçada, conforme exemplificado na Figura 113. Embora o CONTRAN (2022e) recomende evitar esse tipo de sobreposição entre circulação cicloviária e passeio, a configuração é admitida quando a largura destinada exclusivamente aos pedestres é compatível com o fluxo verificado no trecho, assegurando uma largura útil mínima de 1,20 m, e quando o volume de pedestres permanece inferior a 160 pedestres por hora por metro, conforme a legislação aplicável. Também é necessário

manter o afastamento mínimo de 0,50 m entre o espaço cicloviário e o meio-fio, garantindo ponto de apoio seguro ao pedestre durante as travessias.

Figura 113: Passeio compartilhado entre pedestres e ciclistas.

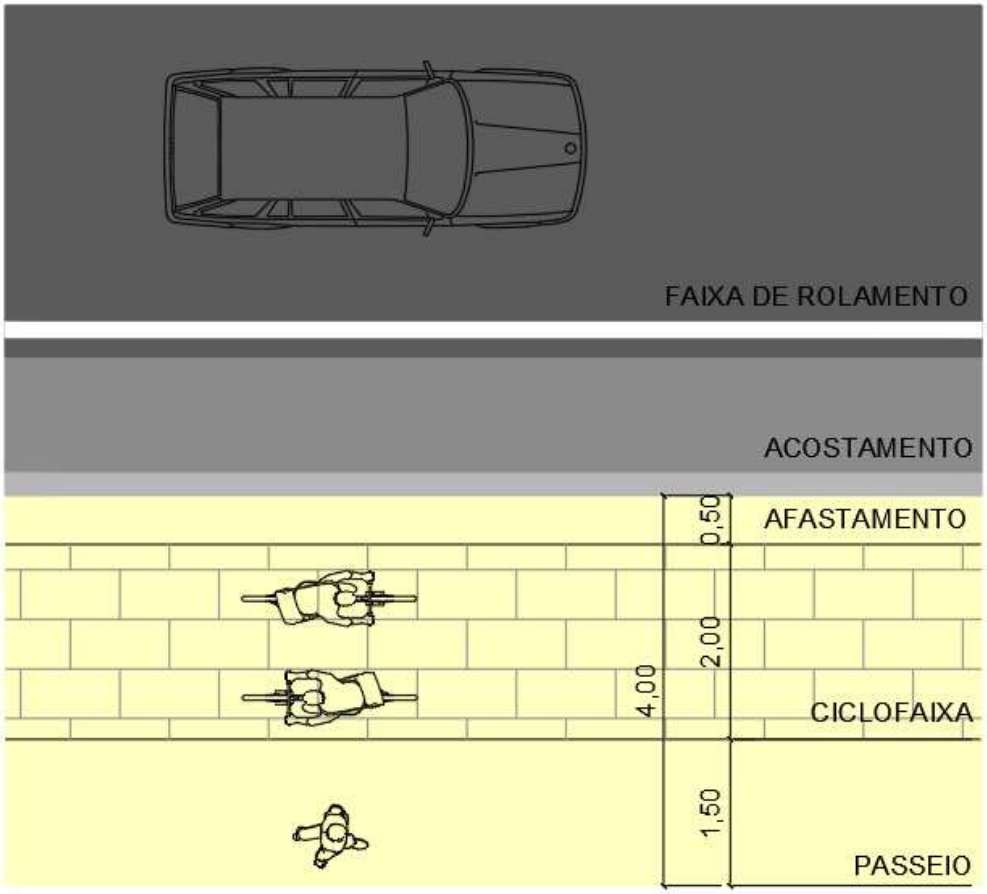


Fonte: Google Earth (2025)

Atendendo a esses critérios, definiu-se para o lado oeste da rodovia um recuo de 0,50 m em relação ao meio-fio, incluindo o espaço destinado à implantação de sinalização vertical, seguido de 2,0 m de ciclofaixa bidirecional e 1,50 m destinados exclusivamente ao passeio de pedestres. A ciclofaixa integrada ao passeio receberá sinalização vertical e horizontal adequada, assegurando a convivência segura entre ciclistas e pedestres e garantindo a clara delimitação dos fluxos. A disposição final desses elementos pode ser visualizada na Figura 114. A solução se aplica também à Rodovia Aparício Ramos Cordeiro, tanto no lado sul quanto em parte do lado norte, com o objetivo de permitir a circulação cicloviária de forma contínua e segura.

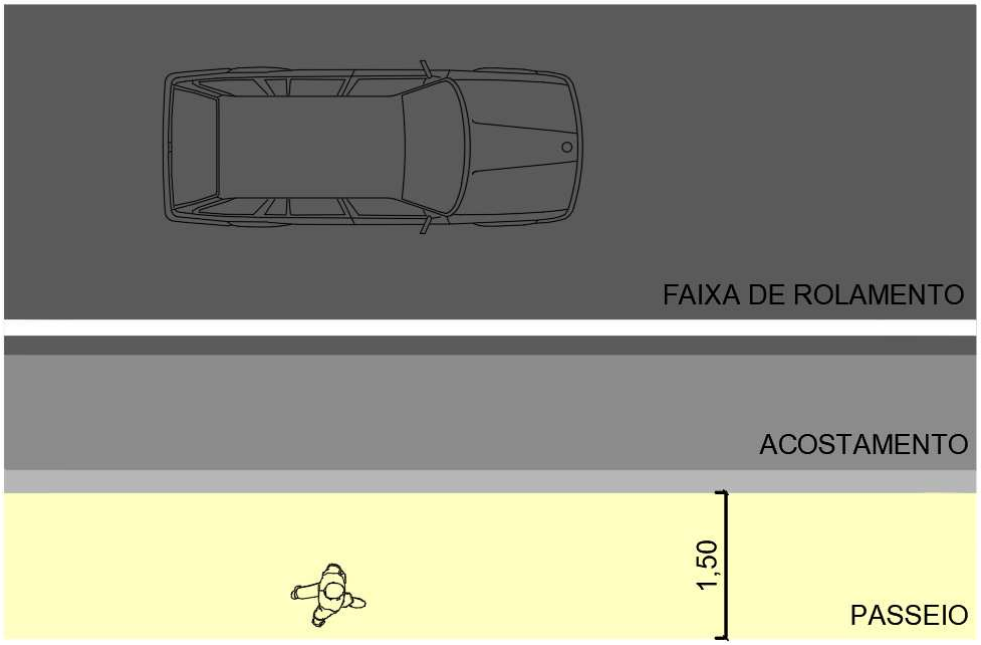
O passeio localizado no lado leste da rodovia SC-405 possui largura de 1,50 m, destinado exclusivamente à circulação de pedestres. A inclinação transversal adotada é de 2%, em conformidade com as recomendações e normas vigentes, e o passeio apresenta desnível de 0,15 m em relação ao nível da pista. Essa mesma configuração também é aplicada em parte do lado norte da Rodovia Aparício Ramos Cordeiro. A concepção final dessa seção pode ser visualizada na Figura 115.

Figura 114: Disposição dos elementos do passeio integrado à ciclofaixa.



Fonte: Autores (2025)

Figura 115: Disposição dos elementos do passeio.



Fonte: Autores (2025)

Além dos passeios laterais, a rodovia conta com um canteiro central que também exerce função de circulação de pedestres. O canteiro possui largura de 3,00 m, com inclinação transversal de 2% para cada lado, favorecendo o escoamento das águas superficiais, e apresenta desnível de 0,15 m em relação ao nível da pista. O entorno da rótula também é dotado de passeios, permitindo a travessia segura dos pedestres.

Ressalta-se que o canteiro central contempla apenas a parte plana da via; as áreas correspondentes ao início das rampas de acesso e ao trecho do viaduto não possuem espaço destinado à passagem de pedestres. Nesses segmentos, há sinalização horizontal específica indicando a interdição da circulação e orientando adequadamente os usuários.

Todos os passeios da rodovia foram projetados com vão livre mínimo de 2,10 m, em conformidade com as recomendações do Programa Calçada Certa da Prefeitura de Florianópolis. A disposição dos elementos de sinalização horizontal foi planejada de forma a preservar integralmente essa faixa livre, garantindo circulação confortável, segura e contínua aos pedestres.

Para o revestimento, adotou-se bloco intertravado com quina viva ("paver"), que reduz a trepidação sentida por cadeiras de rodas e oferece maior conforto aos ciclistas, atendendo também às exigências de acessibilidade. Esse material, amplamente indicado pelo Calçada Certa para condições locais, apresenta desempenho adequado à região e propriedades compatíveis com as normas vigentes, que requerem superfícies regulares, firmes, estáveis, não trepidantes e antiderrapantes em condições secas ou molhadas.

A implantação do revestimento segue o procedimento usual para pavimentos intertravados: inicialmente, aplica-se uma camada de areia de assentamento com cerca de 5,0 cm, nivelada sobre a base previamente regularizada. Sobre essa camada, são posicionados os blocos de 8,0 cm de espessura, que, após o assentamento, recebem compactação mecânica. Esse processo reduz a espessura da areia e garante um conjunto final próximo de 10,0 cm, incluindo o rejuntamento com areia fina que promove o travamento das peças.

O meio-fio deve permanecer nivelado com a calçada nas áreas acessíveis, assegurando continuidade no trajeto e evitando desníveis que prejudiquem o deslocamento de pessoas com mobilidade reduzida. Caso seja necessário implantar acessos de veículos sobre o passeio, esses deverão ser executados conforme as normativas vigentes e devidamente sinalizados, de modo a garantir a segurança dos pedestres e preservar as condições de acessibilidade.

Adicionalmente, destaca-se que a instalação de abrigos de ônibus pode ser prevista em projetos futuros, visando aprimorar o conforto e a experiência dos usuários do transporte público. Tais estruturas, entretanto, não fazem parte do escopo deste projeto.

Complementarmente, o projeto contempla a instalação de dispositivos voltados a pessoas com deficiência visual e física, reforçando o compromisso com a acessibilidade universal ao longo de todo o sistema de passeios.

10.1.1 Rebaixo para cadeirantes

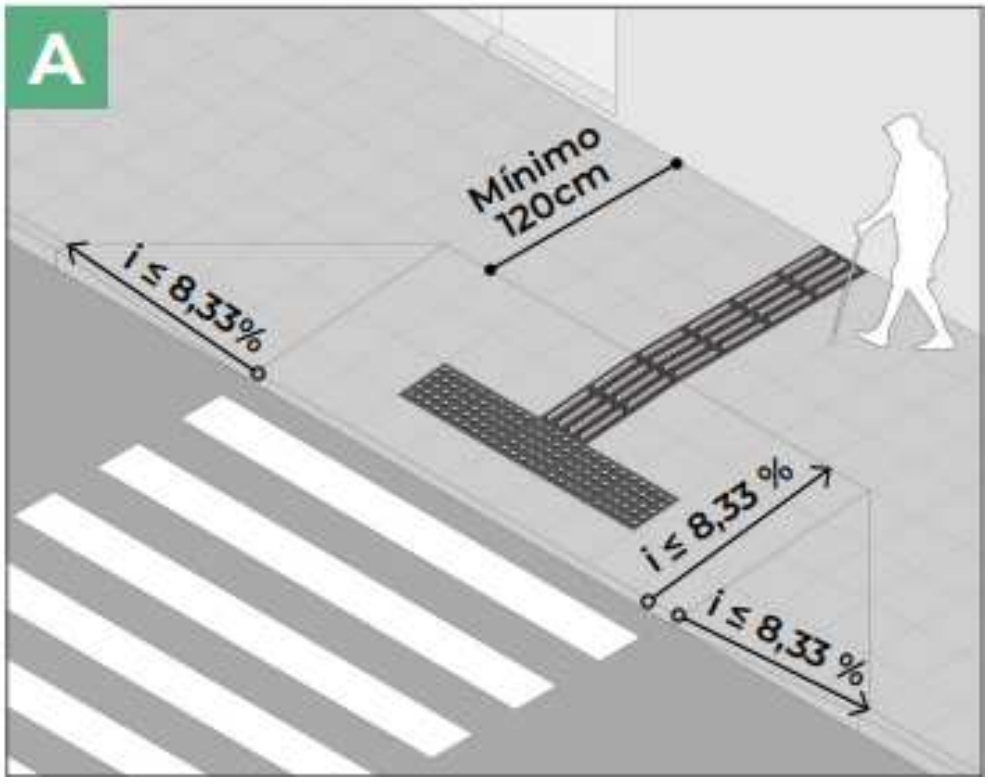
Os rebaixos para cadeirantes têm a função de assegurar a transposição segura e contínua entre o passeio e a faixa de travessia, eliminando desníveis que impedem ou dificultam a mobilidade de pessoas em cadeira

de rodas, com carrinhos de bebê, pessoas idosas ou com mobilidade reduzida. Esses dispositivos promovem acessibilidade universal, garantindo que o trajeto possa ser percorrido sem barreiras físicas e de forma confortável. Além disso, o rebaixo também favorece a travessia de ciclistas, que encontram uma transição mais suave entre o passeio, a ciclofaixa e a travessia sinalizada, reduzindo riscos de perda de equilíbrio ou necessidade de manobras bruscas. Todos os rebaixos previstos estão em conformidade com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 9050:2021, que define as dimensões, inclinações e condições de acessibilidade adequadas para garantir segurança e usabilidade às pessoas com mobilidade reduzida.

Nas calçadas com largura igual ou superior a 4 m, o rebaixo para cadeirantes foi projetado com inclinação de 8,33% (1:12), conforme as recomendações do programa Calçada Certa da Prefeitura de Florianópolis. Considerando que o meio-fio possui altura de 15 cm, o comprimento mínimo da rampa é de 1,80 m, atendendo ao requisito geométrico que garante o conforto e a segurança no deslocamento. A largura da rampa central acompanha a largura da faixa de travessia, resultando, nesse caso, em 4 m, o que assegura alinhamento visual, fluidez e acessibilidade plena no atravessamento.

As rampas não obstruem os dispositivos de drenagem, uma vez que o projeto prevê sarjeta equipada com grelha, especificamente dimensionada para permitir a implantação adequada do rebaixo sem obstruir o sistema de drenagem. A Figura 116 apresenta a rampa adotada, ilustrando sua conformidade com as diretrizes municipais para acessibilidade.

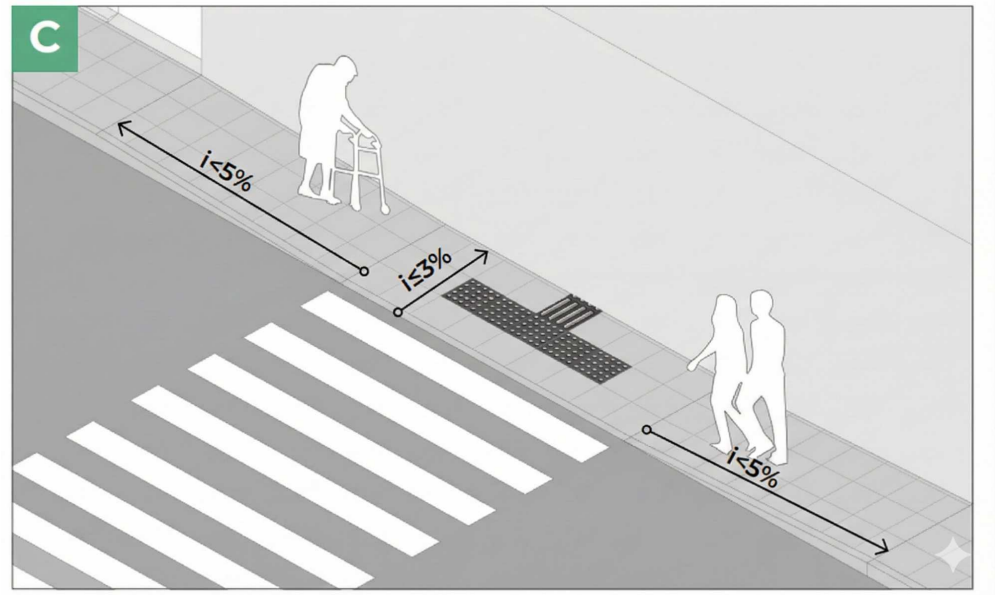
Figura 116: Rebaixo para cadeirantes em calçadas maiores que 3 metros.



Fonte: PMF (2019)

Para as calçadas de 1,5 m de largura, o modelo de acessibilidade adotado é distinto daquele aplicado nas áreas mais amplas. Nesses trechos, utiliza-se o rebaixamento total do piso e do meio-fio, com inclinação inferior a 5% (proporção 1:20), conforme as recomendações técnicas aplicáveis. O segmento da calçada que permanece nivelado com a pista deve apresentar inclinação transversal máxima de 3% e possuir largura equivalente à faixa de pedestres ou, no mínimo, 150 cm. Para este projeto, adotou-se meio-fio com 15 cm de altura e rampa com 3,10 m de comprimento, resultando em uma inclinação de aproximadamente 3,87%. A área central destinada à travessia possui 4 m de largura, acompanhando a faixa de pedestres, e inclinação transversal de 2%. A conformação final da rampa pode ser visualizada na Figura 117.

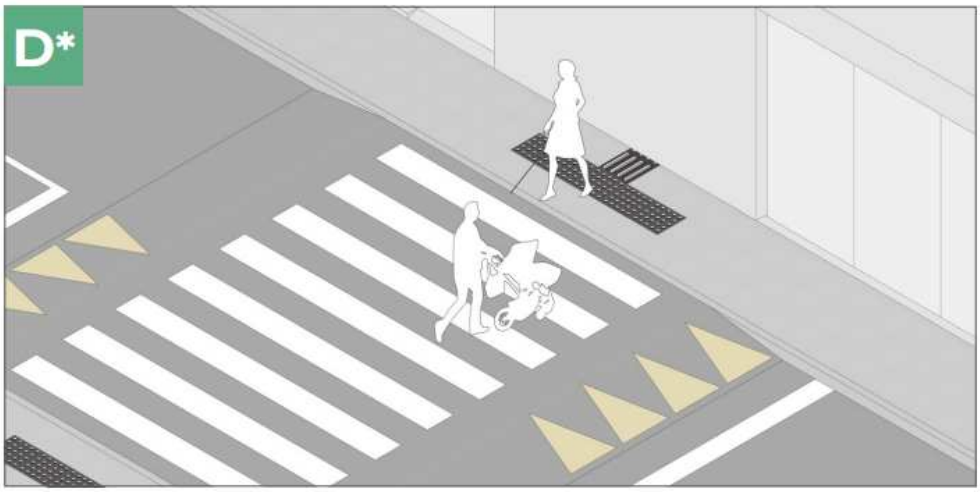
Figura 117: Rebaixo para cadeirantes em calçadas menores que 3 metros.



Fonte: PMF (2019)

Nas faixas de pedestres elevadas previstas tanto na SC-405 quanto na rodovia Aparício Ramos Cordeiro, não se faz necessária a implantação de rampas de acessibilidade. Isso ocorre porque a faixa elevada foi projetada para atingir exatamente a mesma altura do passeio, eliminando o desnível entre calçada e pista. Dessa forma, dispensa-se o rebaixo do meio-fio e qualquer tipo de rampa de transição, garantindo uma travessia acessível, segura e contínua para pedestres, ciclistas e pessoas com mobilidade reduzida. A Figura 118 ilustra esse tipo de solução.

Figura 118: Travessia em faixa elevada.



Fonte: PMF (2019)

10.1.2 Piso tátil

Deverá ser prevista a implantação de piso tátil, cuja função é orientar pessoas com deficiência visual em seu deslocamento nas vias e logradouros públicos, permitindo a identificação de rotas e obstáculos por meio da bengala de rastreamento. Esses dispositivos devem atender integralmente aos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 16537:2024, garantindo padronização, segurança e legibilidade tátil.

Os pisos podotáteis se dividem em dois tipos: direcional, responsável por indicar o caminho seguro e contínuo a ser seguido, e de alerta, empregado para sinalizar situações que demandam maior atenção, como início de rampas, aproximação de travessias, mudanças de direção, interferências no percurso, obstáculos ou qualquer ponto que exija tomada de decisão. Ambos os tipos devem possuir relevo adequado e contrastes visual e tátil suficientes para permitir sua percepção por diferentes perfis de usuários.

A correta implantação desses elementos deve garantir a leitura contínua do percurso, orientando a circulação ao longo das calçadas e identificando com precisão as áreas de travessia e os pontos de transposição. No projeto, adotou-se como padrão a placa de piso tátil de 45 cm por 45 cm, instalada com afastamento de 0,80 metros do meio-fio nos passeios de 1,5 metros de largura, ou posicionada a 0,80 metros da ciclofaixa nos passeios de 4 metros. Esses critérios asseguram a manutenção do vão livre, evitam interferências com o mobiliário urbano e garantem o direcionamento intuitivo do usuário.

Os detalhes construtivos, o posicionamento preciso dos elementos e sua articulação nos trechos contínuos e nas travessias podem ser visualizados nas representações gráficas de detalhamento do projeto de obras complementares, apresentadas no Apêndice H.

10.2 Barreira de concreto

A implantação de barreiras de concreto nas rampas de acesso e ao longo do viaduto é necessária para garantir a segurança dos usuários, evitando a saída acidental de veículos da plataforma viária, especialmente em trechos com desnível acentuado. Esses dispositivos têm função de contenção e redirecionamento, reduzindo a severidade de eventuais colisões laterais. Considerando que o projeto contempla dois viadutos, cada estrutura recebe uma barreira em cada extremidade, assegurando proteção completa nos pontos onde há maior risco de queda ou invasão da passagem inferior.

A barreira especificada para este projeto está em conformidade com a ABNT NBR 14885:2016, que estabelece os requisitos para dispositivos de contenção viária. Foi adotado o modelo de domínio público do tipo New Jersey, barreira simples, conforme exemplificado no Anexo A da norma. Esse tipo de barreira apresenta desempenho comprovado para níveis de contenção equivalentes aos padrões ensaiados pela Federal Highway Administration (FHWA), garantindo comportamento previsível em situações de impacto.

A barreira é executada em concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa, associado a armaduras longitudinais e transversais em aço CA-50, incluindo barras de Ø12,5 mm conforme apresentado no exemplo normativo. Essa combinação confere à barreira rigidez e capacidade de absorver e redistribuir esforços decorrentes de colisões, mantendo sua estabilidade estrutural.

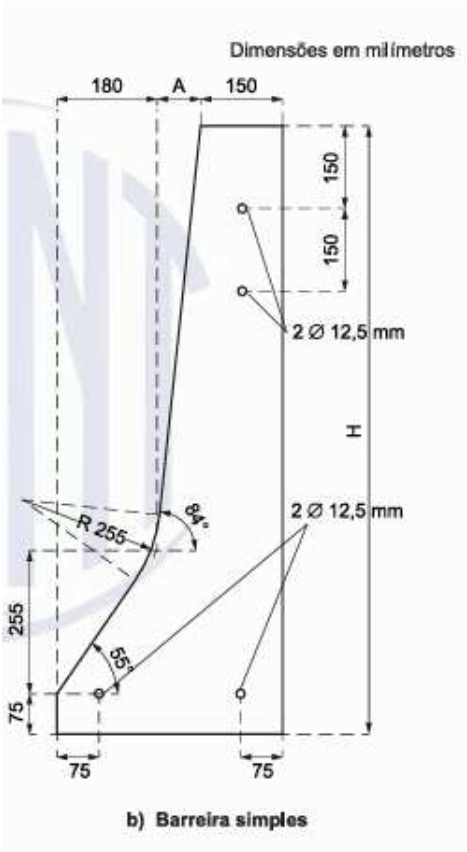
As dimensões adotadas seguem o modelo indicado pela norma, incluindo a altura H, o afastamento A e os demais parâmetros geométricos padronizados para o nível de contenção correspondente. A Figura 119 apresenta o perfil New Jersey selecionado para o projeto, enquanto a Tabela 66 reúne as dimensões características e os parâmetros de desempenho relativos ao modelo adotado, SGM 11a, conforme estabelecido na ABNT NBR 14885:2016.

Tabela 66: Dimensões normativas da barreira de concreto tipo “New Jersey”.

Sistema	**A**	**H**	**Nível**
SGM 11a	50 mm	810 mm	TL4
SGM 11b	80 mm	1.070 mm	TL5

Fonte: ABNT (2016)

Figura 119: Perfil de barreira de concreto tipo "New Jersey".



Fonte: ABNT (2016)

10.3 Infraestrutura pública

A infraestrutura pública existente na área de intervenção será remanejada. A instituição responsável deverá ser contatada para definir os protocolos de execução e a nova localização dos elementos afetados. Os componentes a serem deslocados serão detalhados em fase de projeto executivo.

Capítulo 11

Orçamento

11 Orçamento

O orçamento foi elaborado com base no escopo definido para o projeto e nos demais documentos técnicos que compõem seu conteúdo principal. Dessa forma, os projetos que não integram o presente trabalho também não foram considerados no orçamento, tais como: projeto de fundações, projetos de contenção, projeto de terra armada, projeto de desapropriação, cadastro de interferências, entre outros.

A metodologia utilizada fundamenta-se na identificação dos serviços a serem executados e das respectivas quantidades, seguida da elaboração das composições de custos unitários. Para isso, adotaram-se como referência, preferencialmente, as composições dos sistemas SICRO (DNIT) e SINAPI (CAIXA).

Com a lista de serviços estabelecida, determinaram-se as unidades de medição e os quantitativos correspondentes. Posteriormente, foram apurados os custos unitários de cada item. A partir dos coeficientes de consumo de materiais, mão de obra e equipamentos necessários para a execução dos serviços, estruturaram-se as composições de custo, incorporando os valores de mercado dos insumos. A utilização de bases referenciais como SICRO (DNIT) e SINAPI (CAIXA) agilizou o processo, pois esses sistemas oferecem composições já consolidadas e realizam pesquisas de preços diretamente com fornecedores.

11.1 Normativas adotadas

Entre os normativos e instruções vigentes do DNIT que serviram de referência para a elaboração do orçamento, destacam-se:

- Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO, referente ao mês de julho de 2025, para o Estado de Santa Catarina;
- Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI, referente ao mês de julho de 2025, para o Estado de Santa Catarina;
- Instrução Normativa SIE nº 2, de 30/06/2020, que dispõe sobre diretrizes e procedimentos administrativos aplicáveis aos processos de engenharia e orçamentação;
- Diretrizes Básicas para a Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários (Escopos Básicos/Instruções de Serviço) – Publicação IPR 726;
- Diretrizes Básicas para Acompanhamento e Análise de Estudos e Projetos Rodoviários – Publicação IPR 739.

Esses documentos foram utilizados como base para definição dos serviços, quantificação das atividades e composição dos custos unitários, assegurando conformidade técnica e aderência aos referenciais oficiais de preços e procedimentos.

11.2 BDI

A alíquota de Bonificação e Despesas Indiretas (BDI) adotada para as composições que formam os preços unitários do SICRO, ajustada às condições específicas da obra, correspondeu a 27,63%, aplicada sobre o Custo Direto (CD) dos serviços. Esse percentual foi definido após a análise comparativa entre os cenários onerado e desonerado de encargos trabalhistas, conforme exigido pelos procedimentos de avaliação destinados à identificação da alternativa economicamente mais vantajosa para a Administração Pública. Assim, todos os valores apresentados neste documento referem-se à condição desonerada.

O cálculo do BDI seguiu a metodologia estabelecida pela Instrução Normativa SIE nº 2, de 30/06/2020, utilizando-se a Equação 163, que contempla os componentes de Administração Central, Seguro e Garantia, Riscos, Lucro, Despesas Financeiras e tributos incidentes sobre a receita bruta.

$$BDI = \frac{(1 + AC + S + R) \times (1 + DF) \times (1 + L)}{(1 - (PIS + COFINS + ISS + CPRB))} - 1 \tag{163}$$

Onde:

- AC sendo Administração Central;
- S sendo Seguro + Garantia;
- R sendo Risco;
- DF sendo Despesa Financeira;
- L sendo Lucro;
- PIS sendo Programas de Integração Social e de Formação do Patrimônio do Servidor Público;
- COFINS sendo Contribuição para Financiamento da Seguridade Social;
- ISS sendo Imposto Sobre Serviços de Qualquer Natureza;
- CPRB sendo Contribuição Previdenciária Sobre Receita Bruta.

O custo de Despesas Financeiras foi calculado conforme a Equação 164, adotando-se a taxa SELIC de 15% ao ano e considerando a quantidade de dias úteis igual a 22, conforme previsto nos procedimentos de atualização financeira aplicáveis ao cálculo do BDI.

$$DF = (1 + (\frac{TAXA\,SELIC}{100}))^{\frac{DU}{252}} \tag{164}$$

- DF sendo a taxa representativa das Despesas Financeiras;
- DU sendo Dias Úteis.

Os parâmetros considerados no cálculo podem ser consultados na Tabela 67, a qual reúne todos os valores adotados para cada componente do BDI, bem como o resultado final obtido.

Tabela 67: BDI.

Grupo	Componentes	Incidência
Despesas indiretas		
A	Administração Central (AC)	4,00%
	Seguros + Garantias (S)	0,80%
	Riscos (R)	1,27%
	Despesas Financeiras (DF)	1,23%
Subtotal A		7,30%
Tributos		
B	Contribuição Para o Financiamento Seguridade Social (COFINS)	3,00%
	PIS - Programa de Integração Social (PIS)	0,65%
	Imposto Sobre Serviços de Qualquer Natureza (ISS)	1,50%
	Contribuição Previdências Sobre Receita Bruta (CPRB)	4,50%
Subtotal B		9,65%
Bonificação		
C	Lucro (L)	7,40%
Subtotal C		7,40%
BDI		27,63%

Fonte: Autores (2025)

11.3 Aquisição de ligante betuminoso

Ressalta-se que o orçamento apresentado não contempla a aquisição do ligante asfáltico, uma vez que este insumo é usualmente obtido a valor de mercado, não tendo sido, portanto, objeto de composição orçamentária específica.

Adicionalmente, destaca-se que não foi estabelecido o teor de projeto, o qual depende diretamente da dosagem do concreto asfáltico. Dessa forma, a definição precisa do conteúdo de ligante somente seria possível após a realização do projeto de mistura e da correspondente caracterização laboratorial.

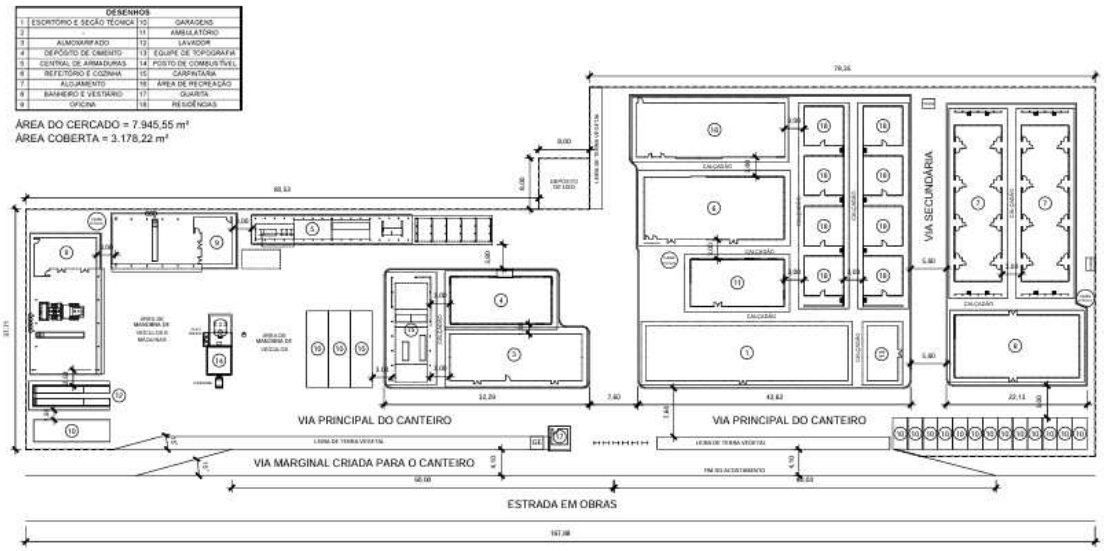
11.4 Canteiro de obras

O cálculo dos custos do canteiro de obras foi realizado conforme a metodologia estabelecida pelo SICRO, considerando as particularidades do empreendimento. Embora a extensão total da via e o prazo de execução inicialmente o classificassem como uma obra de pequeno porte, optou-se pelo enquadramento como obra de médio porte em razão da inclusão de uma obra de arte especial no escopo. Esse elemento aumenta a complexidade operacional, demanda equipes adicionais e exige uma infraestrutura mais robusta, o que justifica a adoção da categoria superior.

Os componentes do canteiro foram definidos com base nos critérios e parâmetros previstos pelo SICRO para obras rodoviárias de médio porte. A estimativa das equipes e das instalações necessárias considerou os serviços previstos na execução, contemplando áreas administrativas, estruturas de apoio, almoxarifado,

circulação interna e demais elementos essenciais ao funcionamento do canteiro. O modelo padrão de canteiro adotado para o dimensionamento encontra-se apresentado na Figura 120.

Figura 120: Projeto tipo de canteiro de obras para obras rodoviárias de médio porte.



Fonte: DNIT (2017)

Os alojamentos, as áreas de recreação e as residências foram desconsiderados no dimensionamento, pois a obra está localizada em área urbana. Dessa forma, os trabalhadores não necessitam permanecer no local fora do expediente, o que elimina a necessidade dessas estruturas no canteiro.

A Tabela 68 apresenta as áreas de referência previstas pelo SICRO para obras de porte médio, acompanhadas do FEAC, que significa Fator de Equivalência de Áreas Cobertas. O FEAC é um coeficiente utilizado para transformar a área real de cada instalação em uma área equivalente ajustada ao tipo e à complexidade da edificação. Esse procedimento permite estimar o custo das instalações provisórias de maneira padronizada e eficiente, aplicando a área equivalente sobre o custo unitário padrão da edificação.

Tabela 68: Configuração do canteiro de obras.

		Porte da obra - Médio	
Instalações Cobertas	Área de ref. (m^2)	FEAC**	Área equiv. (m^2)
Almoxarifado	152,66	50,0%	76,33
Depósito de cimento	121,00	50,0%	60,50
Oficina	337,86	50,0%	168,93
Sala de topografia	40,63	60,0%	24,38
Guarita	6,10	70,0%	4,27
Escritório e seção técnica	147,95	70,0%	103,57
Refeitório e cozinha	147,25	70,0%	103,08
Alojamentos	0,00	70,0%	0,00
Banheiros e vestiário	111,65	70,0%	78,16
Ambulatório	47,50	60,0%	28,50
Área de recreação	0,00	50,0%	0,00
Residências	0,00	70,0%	0,00
	1.112,60		647,70

** Fatores de Equivalência de Áreas Cobertas das instalações dos canteiros tipo

Fonte: Autores (2025)

A Tabela 69 reúne os demais fatores empregados no dimensionamento do canteiro e inclui o número máximo de funcionários, a classificação das instalações como provisórias, a condição predominante das vias de abastecimento consideradas pavimentadas, e a relação entre área coberta e área total. Essa relação é definida pelo SICRO como 40

Tabela 69: Custo do canteiro de obras.

Número de funcionários da parcela fixa da administração local	NPF	20
Número de funcionários das parcelas fixa e vinculada da administração local	NPF-V	45
Número de funcionários da parcela variável da administração local no mês de pico	NPV	25
Número de funcionários da mão de obra ordinária no mês de pico	NMO	120
Número de funcionários alojados no canteiro (NFA) - Consiste no somatório dos funcionários alojados nas residências e alojamentos;	NFA	0
Número máximo de funcionários (NMAX) - Consiste no somatório da mão de obra ordinária e de todas as parcelas da administração local (fixa, vinculada e variável) no mês de pico da obra.	NMÁX	190
Tipo de instalação do canteiro de obras	-	Provisório
k1 - fator ajuste (permanente ou provisório)	-	0,80
Porte da obra	-	Médio
k2 - fator mobiliário e aparelhagem	-	1,05
Condição do pavimento	-	Pavimentada
Distância aos centros fornecedores	km	5,00
k3 - fator ajuste distância canteiro	-	1,0040
Relação entre as áreas cobertas edificadas e a área total do terreno	%	40%
Áreas totais dos terrenos	m^2	2.781,50
Áreas descobertas	m^2	1.668,90
FEAD	-	5%
CCP	R$	R$ 1.875.227,25
CCO = CCP	R$	R$ 1.875.227,25

Os cálculos foram conduzidos conforme a metodologia do SICRO e resultaram em um custo total de R$ 1.875.227,25 para o canteiro de obras.

Fonte: Autores (2025)

11.5 Administração local

A Administração Local foi calculada com base no Acórdão nº 2.628/2021 – Plenário, do Tribunal de Contas da União (TCU), o qual estabelece parâmetros de referência para a avaliação da economicidade de encargos indiretos em obras públicas. De acordo com esse acórdão, para empreendimentos com valor igual ou inferior a R$ 37.500.000,00, o percentual máximo recomendado para Administração Local é de 10% do custo total do empreendimento.

Considerando que o valor estimado desta obra enquadra-se dentro da faixa definida pelo TCU, adotou-se o percentual de 10% para Administração Local. Esse valor representa de forma adequada os custos necessários para a manutenção do canteiro, supervisão, apoio administrativo, serviços auxiliares e demais despesas essenciais ao funcionamento da obra durante todo o período de execução.

11.6 Quadro resumo

A Tabela 70 apresenta o quadro resumo do orçamento. Orçamento completo pode ser consultado no Apêndice I.

Tabela 70: Quadro resumo do orçamento.

Descrição	Total (R$)	Peso (%)
Administração Local	2.817.906,75	10,00
Canteiro de Obras	2.393.434,88	8,49
Mobilização e Desmobilização	582.337,30	2,07
Terraplenagem	4.880.385,61	17,32
Obras de Arte Correntes	2.298.469,94	8,16
Pavimentação	6.959.619,38	24,70
Obras Complementares	1.954.977,57	6,94
Sinalização	1.034.004,98	3,66
Obra de Arte Especial	5.257.931,10	18,66
Total Geral com BDI	28.179.067,51	100,00

Fonte: Autores (2025)

Capítulo 12

Recomendações para trabalhos futuros

12 Recomendações para trabalhos futuros

Em função da indisponibilidade de algumas informações e da limitação de recursos, recomenda-se que, em trabalhos futuros, sejam desenvolvidos estudos complementares capazes de aprimorar e aprofundar o presente projeto. Entre eles, destacam-se levantamentos topográficos detalhados, investigações geológicas e geotécnicas e demais análises específicas que possam fornecer maior precisão às definições de engenharia.

Recomenda-se também a elaboração de projetos complementares não contemplados no escopo atual, como os projetos de contenção, inclusive em terra armada, projeto de desapropriações, paisagismo, cadastramento e realocação de interferências, compatibilização dos acessos e projeto de fundações das obras de arte especiais, além do desenvolvimento do projeto básico da duplicação completa da SC-405. Sugere-se ainda que o projeto executivo da obra seja desenvolvido como continuidade natural deste estudo no âmbito acadêmico.

Referências

AASHTO. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washignton, DC, EUA.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004.

ABNT. Ações e segurança nas estruturas — Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. ABNT NBR 8681:2003, 1ª edição. Versão corrigida em 30 abr. 2004.

ABNT. Aparelhos de apoio de elastômero fretado – Especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2015.

ABNT. NBR 6118:2023 — Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 2023a. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT. NBR 7187:2021 — Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento. 2021a. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT. NBR 7188:2024 — Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2024. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT. NBR 9062:2017 — Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 2017. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AGÊNCIA DE TRANSPORTE DO ESTADO DE SÃO PAULO. IP.DIN/002: Instrução de Projeto: faixas de aceleração e desaceleração. São Paulo, 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). Rede Hidrometeorológica Nacional – RHN. 2025. Disponível em: https://www.snirh.gov.br/hidroweb/mapa. Acesso em: 11 jun. 2025.

AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL (ANAC). Consulta de voos passados – VRA. Disponível em: https://sas.anac.gov.br/sas/bav/view/frmConsultaVRA. Acesso em: 22 abr. 2025.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. A policy on geometric design of highways and streets. Washington, 2004.

ARAÚJO, A. M. de; CASTRO NETO, M. M. de. Calibração do modelo de aceitação de brechas em interseções urbanas com o microssimulador de tráfego VISSIM. Transportes, v. 26, n. 3, p. 25–38, 2018. DOI: https://doi.org/10.14295/transportes.v26i3.1603.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). ABNT NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). ABNT NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, 2021b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14.644:2021 — Sinalização viária - Películas - Requisitos. Rio de Janeiro, 2021c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14.891:2021 — Sinalização vertical viária — Placas. Rio de Janeiro, 2021d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14885: Segurança no tráfego – Barreiras de concreto. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7188: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11.904:2015 — Sinalização vertical viária - Placas de aço zincado. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14.885:2016 — Segurança no tráfego - Barreiras de concreto. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16.179:2021 — Sinalização vertical viária - Chapas de alumínio composto para confecção de placas de sinalização - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16.537:2024 — Acessibilidade - Sinalização tátil no piso - Diretrizes para elaboração de projetos e instalação. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9.050:2021 — Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro, 2021.

Autodesk Revit. Autodesk Revit: software para modelagem de informações da construção (BIM). 2026.

Bastos, P. S. Fundamentos do concreto protendido. 2025. Apostila. Universidade Estadual Paulista (UNESP) - Campus Bauru, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Brambila, L. M. Simulação microscópica distribuída de tráfego. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Espírito Santo, 2008. Acesso em: 12 abr. 2025. Disponível em: <https://dspace5.ufes.br/items/0d8628fd-710d-4114-a186-19590471c257>.

BRAMBILA, Luciano Magno. Simulação microscópica distribuída de tráfego. 2008. 92 f.: il.

BRANCAGLION, Gabriel Lanza. Dimensionamento e avaliação dos esforços em terra armada. 2016. 50 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, Campinas, 2016.

BRASIL. Ministério dos Transportes. Secretaria Nacional de Trânsito (SENATRAN). Estatísticas – Frota de veículos. Portal Gov.br. Disponível em: https://www.gov.br/transportes/pt-br/assuntos/transito/conteudo-Senatran/estatisticas-frota-de-veiculos-senatran. Acesso em: 19 jun. 2025.

Cholfe L.; Bonilha, L. Concreto protendido: teoria e prática. São Paulo: PINI, 2013.

COELHO, A. H. Apostila da disciplina ECV2603 – Engenharia de Tráfego. 2023. Material didático da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Departamento de Engenharia Civil. Apostila utilizada na disciplina ECV2603 – Engenharia de Tráfego.

COELHO, Alexandre Hering. Apostila da disciplina Engenharia de Tráfego – ECV2603. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Material de aula. Florianópolis, 17 fev. 2025.

COELHO, Alexandre Hering. Planejamento de Transportes: ECV2932. Florianópolis: s.n., 2023. Apostila.

COMIL ÔNIBUS S.A. Produtos rodoviários. 2025. Disponível em: https://www2.comilonibus.com.br/produtos/rodovi%C3%A1rios/1. Acesso em: 27 maio 2025.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Resolução nº 738, de 06 de setembro de 2018: Estabelece os padrões e critérios para a instalação de travessia elevada para pedestres em vias públicas. Brasília, 2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume I: Sinalização Vertical de Regulamentação. Brasília, 2022.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume II: Sinalização Vertical de Advertência. Brasília, 2022.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume III: Sinalização Vertical de Indicação. Brasília, 2022.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume IV: Sinalização Horizontal. Brasília, 2022.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume VIII: Sinalização Cicloviária. Brasília, 2022.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume VIII: Sinalização Cicloviária. Brasília, 2022.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SANTA CATARINA. DCE-R-02/2000: Encadeamento Funcional de Redes. Santa Catarina, 2000a.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SANTA CATARINA. DCE-S-02/2000: Seções Transversais. Santa Catarina, 2000b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. IPR-698: Manual de Projeto Obras-de-Arte Especiais. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. IPR-706: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Normas para o projeto das estradas de rodagem. Rio de Janeiro, 1973.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. IPR-718: Manual de Projeto de Interseções. Rio de Janeiro, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. IPR-723: Manual de estudos de tráfego. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. IPR-740: Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. IPR-743: Manual de Sinalização Rodoviária. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma DNIT 100/2018 – ES:Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário – Sinalização horizontal – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.

DER-PR. Álbum de projetos – álbum de projetos-tipo. Curitiba, 2024.

DER-PR. Manual de Execução de Serviços Rodoviários – Tomo V – Obras de Arte Especiais. Curitiba, 2023. Disponível em: https://www.der.pr.gov.br/sites/der/arquivos_restritos/files/documento/2023-10/MESR_TOMO_V_OAE.pdf. Acesso em: 09 dez. 2025.

DER-SP. IP-DE-H00/001 – Estudos hidrológicos. São Paulo, 2005.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis. 3. ed. rev. Rio de Janeiro: DNER, 1981.

DNER. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.

DNER. Manual de Projeto de Rodovias Rurais. 2ª ed. Rio de Janeiro. [S.l.], 1999.

DNIT. Álbum de projetos-tipo de dispositivos de drenagem. 5. ed. Rio de Janeiro, 2018.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). MeDiNa. Publicado em 10 de julho de 2020; atualizado em 14 de janeiro de 2025. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina. Acesso em: 22 set. 2025.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR-723: Manual de Estudos de Tráfego. Ministério dos Transportes. Brasil, 2006. 388 p. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/723_manual_estudos_trafego.pdf. Acesso em: 17 abr. 2025.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de ajuda: Programa MeDiNa 2.0.0. Brasília, DF: outubro 2025. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/manual_medina_2_0_0.pdf. Acesso em: 30 out. 2025.

DNIT. Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários. 3ª ed. Rio de Janeiro. [S.l.], 2005.

DNIT. ES 104/2009 Terraplenagem - Serviços preliminares. [S.l.], 2009.

DNIT. ES 105/2009 Terraplenagem - Caminhos de serviço. [S.l.], 2009.

DNIT. ES 106/2009 Terraplenagem - Cortes. [S.l.], 2009.

DNIT. ES 107/2009 Terraplenagem - Empréstimos. [S.l.], 2009.

DNIT. ES 108/2009 Terraplenagem - Aterros. [S.l.], 2009.

DNIT. Manual de drenagem de rodovias. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT. Manual de Implantação Básica de Rodovia. 3ª ed. Rio de Janeiro. [S.l.], 2010.

DNIT. Manual de Projeto de Interseções. 2ª ed. Rio de Janeiro. [S.l.], 2005.

DNIT. ISF-216 – Projeto de Obras de Arte Especiais. Brasília, 2023. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/ferrovias/instrucoes-e-procedimentos/instrucoes-de-servicos-ferroviarios/isf-216-projeto-de-oae.pdf. Acesso em: 09 dez. 2025.

ELETROSUL. Caracterização climática. Disponível em: https://www.cgteletrosul.com.br/ampnbsp/casaeficienteambiente-academico-caracterizacao-climatica-de-florianopolis-geral. Acesso em: 5 jun. 2025.

ESTEVES, Sheila S. L.; CARVALHO, Leonardo da S. Estudo da espessura de lajes para pontes em grelha com pré-laje sem transversinas intermediárias sob a ótica econômica no consumo aço/concreto. XIV Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Disponível em: http://abpe.org.br/trabalhos2023/trabalhos/ID_150.pdf. Acesso em: 19 jun. 2025.

FHWA. Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software. [S.l.]: Federal Highway Administration, 2004.

FHWA. Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software. [S.l.]: Federal Highway Administration, 2004.

FLORIANÓPOLIS (Município). Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Florianópolis. Calçada certa: manual de projeto e execução. 2. ed. Florianópolis: IPUF, 2019. (Cadernos de Planejamento e Projetos Urbanos de Florianópolis; Rede de Espaços Públicos, 9).

FLORIANÓPOLIS (Município). Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Florianópolis. Espaço cicloviário: manual de projeto e execução. 1. ed. Florianópolis: IPUF, 2023. (Cadernos de Planejamento e Projetos Urbanos de Florianópolis; Rede de Espaços Públicos, 9).

FLORIANÓPOLIS (Município). Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Florianópolis. Calçada certa: manual de projeto e execução. 2. ed. Florianópolis: IPUF, 2019. (Cadernos de Planejamento e Projetos Urbanos de Florianópolis; Rede de Espaços Públicos, 9).

FLORIANÓPOLIS (Município). Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Florianópolis. Espaço cicloviário: manual de projeto e execução. 1. ed. Florianópolis: IPUF, 2023. (Cadernos de Planejamento e Projetos Urbanos de Florianópolis; Rede de Espaços Públicos, 9).

FLORIANÓPOLIS (Município). Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Florianópolis. Calçada certa: manual de projeto e execução. 2. ed. Florianópolis: IPUF, 2019.

(Cadernos de Planejamento e Projetos Urbanos de Florianópolis; Rede de Espaços Públicos, 9).

FLORIANÓPOLIS. Lei Complementar nº 482, de 17 de janeiro de 2014. Institui o Plano Diretor do Município de Florianópolis e revoga as Leis Complementares n° 001/1997, 004/1997, 016/1998 e 017/1998. Florianópolis: Prefeitura Municipal, 2014.

FLORIPA AIRPORT. Painel de voo. Disponível em: https://floripa-airport.com/painel-de-voos. Acesso em: 10 abr. 2025.

IBGE. Malha Municipal. 2024. Disponível em: https://www.ibge.gov.br/geociencias/organizacao-do-territorio/malhas-territoriais/15774-malhas.html. Acesso em: 11 jun. 2024.

IBGE. Panorama do Censo de 2022. 2022. Disponível em: https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/. Acesso em: 3 abr. 2025.

IBGE. Panorama do Censo de 2022. 2022. Publicação. Acesso em: 24 abr. 2025. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/>.

IBGE. Produto Interno Bruto dos Municípios. 2021. Disponível em: https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/contas-nacionais/9088-produto-interno-bruto-dos-municipios.html?t=pib-por-municipio&c=4205407. Acesso em: 3 abr. 2025.

IBGE. Produto Interno Bruto dos Municípios. 2021. Publicação. Acesso em: 24 abr. 2025. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/contas-nacionais/9088-produto-interno-bruto-dosmunicipios.html?t=pib-por-municipio&c=4205407>.

JORNAL IMAGEM DA ILHA. SC-405 terá ampliação para melhorar trânsito no Sul da Ilha. 24 fev. 2025. Disponível em: https://imagemdailha.com.br/noticias/cidade/sc-405-tera-ampliacao-para-melhorar-transito-no-sul-da-ilha.html. Acesso em: 1 abr. 2025.

KLEIN, R. Dimensionamento por computador de vigas simplesmente apoiadas de concreto protendido pós-tracionadas. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina, 2002. Acesso em: 23 set. 2025. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/83636?locale-attribute=pt_BR>.

LIMA, V. C.; MELO, V. F. Perfil do solo e seus horizontais. UFPR: Curitiba, 2007.

Marchetti, O. Pontes de Concreto Armado. São Paulo: Editora Blucher, 2008.

PINHEIRO, Diogo Rafael Ribeiro. Microssimulação de tráfego aplicada a um caso de estudo da cidade do Porto. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) — Universidade do Porto, Portugal.

PREFEITURA DE SÃO PAULO. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais – volume III. São Paulo, 2012.

PREFEITURA MUNICIPAL DE FLORIANÓPOLIS (PMF). Florianópolis se prepara para receber mais de 2 milhões de turistas na alta temporada. g1, 14 nov. 2024. Disponível em: https://g1.globo.com/sc/santa-catarina/especial-publicitario/prefeitura-municipal-de-florianopolis/florianopolis-uma-cidade-para-todos/noticia/2024/11/14/florianopolis-se-prepara-para-receber-mais-de-2-milhoes-de-turistas-na-alta-temporada.ghtml. Acesso em: 3 abr. 2025. 2024a.

PREFEITURA MUNICIPAL DE FLORIANÓPOLIS (PMF). Floripa em números: série Censo IBGE – Caderno 1. 3. ed., ago. 2024. Disponível em: https://strapi.redeplanejamento.pmf.sc.gov.br/uploads/Floripa_Numeros_Censo_IBGE_3ed_380230abc6.pdf. Acesso em: 1 abr. 2025. 2024b.

PREFEITURA MUNICIPAL DE FLORIANÓPOLIS (PMF). Geoportal. 2022. Disponível em: https://geoportal.pmf.sc.gov.br/downloads/mapa-fisico-politico. Acesso em: 1 maio 2025.

PREFEITURA MUNICIPAL DE FLORIANÓPOLIS (PMF). Geoportal. 2025. Disponível em: https://geoportal.pmf.sc.gov.br/downloads/camadas-em-sig-do-mapa. Acesso em: 1 maio 2025.

PREFEITURA MUNICIPAL DE FLORIANÓPOLIS (PMF). Lei Complementar nº 739, de 04 de maio de 2023. 2023. Disponível em: https://leismunicipais.com.br/a/sc/f/florianopolis/lei-complementar/2023/73/739/lei-complementar-n-739-2023-altera-a-lei-complementar-n-482-de-2014-plano-diretor-de-florianopolis-e-consolida-seu-processo-de-revisao. Acesso em: 3 maio 2025.

PTV. VISSIM 9.0: manual do usuário. Karlsruhe: Planung Transport Verkehr AG, 2016.

RABELO, Juliana. População do Norte da Ilha mais que dobrou nos últimos 12 anos e região se destaca. ND+, Florianópolis, 2024. Disponível em: https://ndmais.com.br/economia/populacao-do-norte-da-ilha-mais-que-dobrou-nos-ultimos-12-anos-e-regiao-se-destaca/. Acesso em: 3 abr. 2025.

RIGHI, José Antônio. Proposta de Manual para Inspeção de Pontes e Viadutos em Concreto Armado. UFSC, 2014. Disponível em: https://www.livrosgratis.com.br/ler-livro-online-64174/proposta-de-manual-para-inspecao-de-pontes-e-viadutos-em-concreto-armado. Acesso em: 09 dez. 2025.

ROMANINI, Anicoli; ROSSETTO, Adriana Marques. Investimentos públicos em Florianópolis: o papel do Estado na produção do espaço urbano. In: ENANPUR, 18., 2019, Natal. Anais... Natal: ResearchGate, 2019. p. 2–2.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado da Infraestrutura e Mobilidade (SIE). Denominação de trechos de rodovias sob jurisdição do Estado. 2022. Disponível em: https://www.sie.sc.gov.br/doc-rodoviario/denominacao_de_trechos_denominacao.pdf. Acesso em: 4 abr. 2025.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDE). SIGSC. Disponível em: https://sigsc.sc.gov.br/. Acesso em: 3 abr. 2025.

Software. Software de modelagem de informações da construção (BIM) utilizado para projetos de arquitetura, estruturas, instalações e documentação de obras. Acesso em: 7 nov. 2025. Disponível em: <https://www.autodesk.com/products/revit/overview>.

Süssekind, J. C. Curso de Concreto - Volume I - Concreto Armado. Rio de Janeiro: Editora O Globo, 1980.

THOMAZ, E. C. S. Concreto protendido – Pontes: vigas pré-moldadas. 2002. Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/webde2/prof/ethomaz/pontes/premold01.pdf. Acesso em: 31 maio 2025.

Thomaz, E. Vigas Premoldadas: Pré-dimensionamento. [S.l.], 2002. Notas de aula de Concreto Protendido do Insituto Militar de Engenharia.

WILDNER, Wilson et al. Mapa geológico do Estado de Santa Catarina. 2014. Disponível em: https://rigeo.sgb.gov.br/jspui/handle/doc/17996. Acesso em: 11 jun. 2025.