

**MAURÍCIO CESAR ROSA
RODRIGO RESENDE DE VASCONCELOS**

ESTUDO DE CASO: VIADUTO ESTAIADO DO BRT DE CAMPINAS

Projeto de formatura apresentado à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo, no âmbito
do Curso de Engenharia Civil

São Paulo
2019

**MAURÍCIO CESAR ROSA
RODRIGO RESENDE DE VASCONCELOS**

ESTUDO DE CASO: VIADUTO ESTAIADO DO BRT DE CAMPINAS

Projeto de formatura apresentado à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo, no âmbito
do Curso de Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Rui Nobhiro Oyamada

São Paulo
2019

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”
(Arthur Schopenhauer)

AGRADECIMENTOS

Com apreço e estima, agradecemos profundamente:

A Deus, por nos ter dado saúde e forças nos momentos de dificuldade;

Às famílias de ambos os integrantes, pelo apoio e motivação durante toda a vida e graduação, apesar da distância física decorrente da escolha desta Escola;

A todos os professores e funcionários da Escola, por nos proporcionar o ambiente e as ferramentas necessários para uma formação acadêmica de excelência;

Aos amigos que a escola nos apresentou, pelos momentos agradáveis que vivemos e pelos momentos difíceis em que nos deram motivação, mas sobretudo pela cumplicidade;

Ao professor orientador Rui Nobhiro Oyamada, pela orientação maestral, pelas críticas extremamente construtivas, pela enorme paciência e acima de tudo pela prontidão em ensinar;

Aos demais membros da banca avaliadora, Kalil José Skaff e Pedro Wellington Teixeira, pelo conhecimento compartilhado e por gentilmente aceitarem o convite para avaliar este trabalho;

Ao professor Henrique Lindemberg Neto, pela mentoria e orientação profissional e acadêmica [Maurício];

Aos meus pais, Maria José Resende e Juarez Vasconcelos; ao meu irmão, Ricardo Resende; e ao meu tio, Marcos Maciel, meu parceiro de sonhos [Rodrigo];

Às empresas “Outec Engenharia” e às empresas do “Consórcio Corredor BRT Campinas” (Arvek, D. P. Barros, Trail, Enpavi e Pentágono), pela disponibilidade em atender nossas dúvidas e pelas informações compartilhadas, sobretudo aos engenheiros Ivan e Nicolau (Outec) e Samuel (Arvek).

SUMÁRIO

RESUMO.....	10
ABSTRACT	11
I. INTRODUÇÃO.....	12
1. O projeto do BRT de Campinas-SP e o viaduto	12
2. Objetivos.....	16
3. Metodologia	17
II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
4. Classificação das pontes segundo o método construtivo	18
4.1. Breve histórico	18
4.2. Pontes moldadas <i>in loco</i> sobre cimbramento.....	24
4.3. Pontes em vigas pré-moldadas de concreto protendido	26
4.4. Pontes mistas em concreto e aço	29
4.5. Pontes em consolos sucessivos	30
4.6. Pontes estaiadas.....	36
4.6.1. O Método da Anulação dos Deslocamentos	41
5. Comportamento estrutural de alguns tipos de superestrutura	49
5.1. Pontes em laje	49
5.2. Pontes em viga	51
5.2.1. Pontes em duas vigas	52
5.2.2. Pontes em múltiplas vigas.....	53
5.2.2.1. Método de Courbon/Engesser.....	53
5.2.2.2. Método de Fauchart	56
5.2.3. Pontes em viga única	58
5.2.3.1. Viga com seção transversal aberta	58
5.2.3.2. Viga com seção celular.....	58
6. Conceitos gerais sobre concreto armado e protendido	60
6.1. Breve histórico	60
6.2. O concreto armado	64
6.2.1. Dimensionamento à flexão simples.....	65
6.2.2. Dimensionamento à força cortante.....	68
6.2.3. Dimensionamento à torção	70
6.3. O concreto protendido.....	72

6.3.1. Introdução.....	72
6.3.2. Perdas na protensão.....	75
7. Conceitos gerais sobre fundações	80
7.1. Fundações Diretas Rasas	82
7.2. Fundações Diretas Profundas	82
7.3. Fundações Indiretas	84
7.3.1. Métodos para determinação da capacidade de carga	86
III. ESTUDO DE CASO	90
8. Dados gerais do projeto	90
8.1. Projeto geométrico.....	90
8.2. Implantação da obra	92
8.3. Sistemas estruturais longitudinal e transversal.....	94
8.4. Locação dos aparelhos de apoio.....	95
8.5. Fundações.....	96
8.6. Método construtivo	102
8.7. Materiais	104
9. Ações e combinações de ações.....	106
9.1. Peso próprio	106
9.2. Cargas móveis.....	107
9.3. Força devido à ação do vento	108
9.4. Força devido a aceleração e frenagem dos veículos.....	109
9.5. Efeitos da variação térmica, da retração e fluência do concreto ..	109
9.5.1. Variação térmica.....	109
9.5.2. Fluência do concreto.....	110
9.5.3. Retração do concreto.....	113
10. Modelagem com auxílio de programa de análise estrutural.....	117
10.1. Conceitos gerais sobre modelagem computacional	117
10.2. Software utilizado (SAP2000).....	119
10.3. Definição dos materiais	120
10.4. Modelagem do tabuleiro	125
10.5. Modelagem do mastro	129
10.6. Modelagem dos elementos de infraestrutura.....	131
10.7. Modelagem dos estais.....	135
10.8. Carregamentos e combinações.....	137

11.	Determinação das forças nos estais	138
11.1.	Pré-dimensionamento dos estais	138
11.2.	Processo de determinação das forças nos estais	140
11.2.1.	Primeira iteração	140
11.2.2.	Segunda iteração	145
11.2.3.	Terceira iteração	151
12.	Estudo da Protensão das longarinas.....	160
12.1.	Generalidades.....	160
12.2.	Tipo de protensão	165
12.3.	Verificação das perdas na protensão.....	174
12.3.1.	Perdas por encurtamento imediato do concreto.....	174
12.3.2.	Perdas progressivas.....	177
12.4.	Compressão excessiva	183
12.5.	Momento hiperestático de protensão	184
12.6.	Redefinição das forças nos estais.....	188
13.	Faseamento da obra	190
13.1.	Ajuste da catenária nos estais	190
13.2.	Forças de implantação.....	195
13.3.	Correção de flecha.....	197
14.	Esforços solicitantes nas vigas longarinas	198
14.1.	Esforços solicitantes devido a cada carregamento.....	198
14.2.	Esforços solicitantes para montagem das combinações	202
15.	Propostas de soluções alternativas	204
15.1.	Ponte em grelha com vigas em concreto	205
15.2.	Ponte em grelha com vigas metálicas em três vãos.....	208
15.3.	Ponte em grelha com vigas metálicas em dois vãos	209
16.	Conclusão	210
IV.	Referências Bibliográficas.....	212

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa com os corredores do BRT de Campinas-SP. A localização aproximada do viaduto estaiado está destacada pelo círculo em amarelo.....	13
Figura 2: Detalhe da região onde foi prevista a execução do viaduto.....	14
Figura 3: Representação tridimensional da obra.....	15
Figura 4: Viaduto sendo construído, em abril de 2019.....	15
Figura 5: Ponte de Arkadiko, na Grécia.	18
Figura 6: Ponte de Coalbrookdale, primeira ponte em ferro fundido do mundo.....	19
Figura 7: Movimento dos taludes e aterros	20
Figura 8: Ponte Forth Rail, localizada na região de Queensferry, Escócia ..	21
Figura 9: Construção da Ponte sobre o Rio do Peixe	22
Figura 10: Colapso da Ponte Tacoma Narrows, nos EUA	23
Figura 11: Ponte de Hong Kong-Macau-Zhuhai, maior ponte marítima do mundo.....	24
Figura 12: Rodovia S69 Bielsko Biala - Żywiec – Zwardoń, Polônia, construída sobre cimbramento fixo.....	25
Figura 13: Exemplo de execução de ponte sobre cimbramento móvel sem apoios intermediários.....	26
Figura 14: Lçamento de viga pré-moldada para execução de ponte	27
Figura 15: Ponte mista	29
Figura 16: Carro de avanço para ponte construída em consolos sucessivos.....	31
Figura 17: Esquema de ponte em consolos sucessivos	32
Figura 18: Diagramas de momentos fletores para ponte construída em balanços sucessivos.....	33
Figura 19: Introdução de cargas para contabilizar a retirada do carro de avanço e dos pilares provisórios após a execução da estrutura.....	34
Figura 20: Encontro dos dois balanços na obra do Viaduto das Valquírias, em Jundiaí-SP	34
Figura 21: Viaduto da Linha 13 da CPTM, em Guarulhos-SP, maior viaduto ferroviário estaiado em curva do mundo.....	36

Figura 22: Ponte estaiada que liga os municípios de Aracaju-SE e Barra dos Coqueiros-SE	36
Figura 23: Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro-RJ	37
Figura 24: Arranjo dos estais nas pontes tipo harpa e tipo leque	37
Figura 25: Ponte estaiada sobre o Rio Pinheiros, um símbolo arquitetônico da cidade São Paulo-SP	38
Figura 26: Ponte estaiada utilizada no exemplo numérico	44
Figura 27: Parâmetros utilizados para aço e concreto no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	44
Figura 28: Laje retangular solicitada por uma carga concentrada P	49
Figura 29: Passarela construída com lajes ocas	51
Figura 30: Seção transversal típica de ponte em várias vigas com transversina	51
Figura 31: Deformação de uma viga rígida sobre apoios elásticos devido à carga excêntrica em relação ao centro de rigidezes das molas	54
Figura 32: Deformação de uma seção transversal pelo processo de Fauchart	56
Figura 33: Ponte em grelha com transversina flexível	57
Figura 34: Passarela de concreto em viga única de seção aberta	58
Figura 35: Pont de Saint-Cloud, construída em seção celular	59
Figura 36: Seção celular submetida à carregamento	59
Figura 37: Detalhe de forma de madeira utilizada em construções romanas	60
Figura 38: Pont du Gard, construída pelos romanos sobre o Rio Gardon, França	61
Figura 39: Barco de Lambot, apresentado na Exposição Universal de 1855, em Paris	62
Figura 40: Transporte de viga pré moldada protendida, na construção da Ponte do Galeão	64
Figura 41: Vistas transversal e longitudinal da seção "T" para dimensionamento à flexão simples	65
Figura 42: Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ e $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$	66
Figura 43: Zonas de dimensionamento em função da deformação no aço ..	66

Figura 44: Decomposição da seção "T" no caso em que $0,8x > hf$	67
Figura 45: A_{sw} para estribos de três ou quatro ramos	70
Figura 46: Seção vazada equivalente conforme a NBR6118 (caso 1)	71
Figura 47: Seção vazada equivalente conforme a NBR6118 (caso 2)	71
Figura 48: Esquema ilustrativo de sistema com armadura pré-tensionada..	74
Figura 49: Esquema ilustrativo de sistema com armadura pós-tensionada .	75
Figura 50: Imagem representativa de um tubulão a ar comprimido	84
Figura 51: Traçado da via no trecho do projeto geométrico que abrange a obra de arte.....	91
Figura 52: Greide da via no trecho do projeto geométrico que abrange a obra de arte.....	91
Figura 53: Corte no eixo de estaqueamento com levantamento do terreno e greide vertical	92
Figura 54: Projeto de implantação – Planta Geral.....	93
Figura 55: Projeto de Implantação – perfil longitudinal no eixo de estaqueamento	93
Figura 56: Nomeação dos estais em relação à planta do tabuleiro.....	94
Figura 57: Seção transversal típica da obra de arte estudada.....	95
Figura 58: Vista em da obra de arte em planta, com destaque para os aparelhos de apoio	95
Figura 59: Locação das sondagens	97
Figura 60: Boletim de sondagem SM-13.....	98
Figura 61: Boletim de sondagem SM-14.....	99
Figura 62: Boletim de sondagem SM-15.....	100
Figura 63: Boletim de sondagem SM-16.....	101
Figura 64: Elevação com representação do cimbramento no eixo de estaqueamento Fonte: Elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD ...	103
Figura 65: Distribuição das cargas estáticas.....	107
Figura 66: Modelo estrutural simplificado para o viaduto	117
Figura 67: Definição do concreto utilizado nas estacas	120
Figura 68: Definição do concreto utilizado nos blocos e encontros.....	121
Figura 69: Definição do concreto utilizado no tabuleiro e no mastro.....	122
Figura 70: Definição do aço utilizado no estais	123
Figura 71: Definição do aço de protensão utilizado nas longarinas	124

Figura 72: Seção transversal das longarinas.....	125
Figura 73: Seção transversal das transversinas nos encontros	126
Figura 74: Seção transversal das transversinas no eixo AP1.....	126
Figura 75: Seção transversal das transversinas que não se situam nos encontros nem no eixo AP1	126
Figura 76: Modelagem do tabuleiro no programa SAP2000.....	127
Figura 77: Vista frontal do modelo do mastro	129
Figura 78: Vista isométrica do modelo do mastro.....	130
Figura 79: Seção transversal do mastro	130
Figura 80: Seção transversal da travessa	131
Figura 81: Modelagem dos elementos de infraestrutura.....	131
Figura 82: Elementos estruturais nos eixos dos encontros	132
Figura 83: Elementos estruturais no eixo AP.1	133
Figura 84: Modelagem dos encontros	135
Figura 85: Exemplo de definição da seção transversal do cabo de 10 cordoalhas.....	136
Figura 86: Modelo final utilizado para o viaduto	136
Figura 87: Equilíbrio do volume equivalente nos estais.....	138
Figura 88: Traçado dos cabos equivalentes de protensão	160
Figura 89: Características do cabo de protensão	162
Figura 90: Características da seção do cabo de protensão.....	163
Figura 91: Características do carregamento do cabo de protensão	164
Figura 92: Verificação do ELS na combinação frequente (σ em ton/m ²)	172
Figura 93: Verificação do ELS na combinação quase permanente (σ em ton/m ²)	172
Figura 94: Verificação final do ELS na combinação frequente (σ em ton/m ²)	173
Figura 95: Verificação final do ELS na combinação quase permanente (σ em ton/m ²)	173
Figura 96: Verificação da compressão excessiva.....	184
Figura 97: Momento isostático de protensão	185
Figura 98: Modelo simplificado com geometria e carregamentos na viga longarina.....	186

Figura 99: Diagrama de momento hiperestático de protensão para a viga longarina	186
Figura 100: Momento hiperestático de protensão considerando a atuação dos estais	187
Figura 101: Momentos de protensão para o caso em estudo	187
Figura 102: Gráfico do módulo de elasticidade aparente em função do comprimento do vão	191
Figura 103: Ângulo de correção da catenária na ancoragem dos estais ...	192
Figura 104: Deslocamentos dos nós ao longo do comprimento do viaduto, em metros.....	197
Figura 105: Contraflecha necessária ao longo do comprimento do viaduto, em metros.....	197
Figura 106: Momento fletor nas vigas longarinas devido ao peso próprio .	198
Figura 107: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão dos estais	198
Figura 108: Envoltória de momentos nas longarinas devido à carga móvel na pista	199
Figura 109: Envoltória de momentos fletores nas longarinas devido à carga móvel nos passeios	199
Figura 110: Momentos fletores nas longarinas devido à frenagem dos veículos	199
Figura 111: Envoltória de momentos nas longarinas devido à variação de temperatura no tabuleiro ($\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$).....	200
Figura 112: Momento nas longarinas devido ao gradiente de temperatura ($\Delta T = 5^{\circ}\text{C}$)	200
Figura 113: Momento nas vigas longarinas devido ao efeito da retração do concreto ($\epsilon_{cs} = 0,35 \text{ ‰}$)	200
Figura 114: Momento fletor nas vigas longarinas devido ao efeito da fluência ($\epsilon_{cc} = 0,5 \text{ ‰}$).....	201
Figura 115: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão no tabuleiro em 30 anos ($P=1100\text{ton}$).....	201
Figura 116: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão no tabuleiro para o tempo inicial ($P=1100\text{ton}$)	201
Figura 117: Diagrama de esforços para o peso próprio	202

Figura 118: Diagrama de esforços para os carregamentos provocados pelos estais.....	202
Figura 119: Diagrama de esforços para as combinações de cargas acidentais	203
Figura 120: Diagrama de esforços devido à protensão nas vigas longarinas	203
Figura 121: Imagem conceitual da Ponte da ilha Russky	204
Figura 122: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas em concreto protendido	206
Figura 123: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas metálicas em dois vãos	208
Figura 124: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas metálicas em dois vãos	209

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Deslocamentos da estrutura quando submetida ao peso próprio no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	45
Tabela 2: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.1, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	45
Tabela 3: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.2, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	45
Tabela 4: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.3, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	46
Tabela 5: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.4, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos	46
Tabela 6: Deslocamentos da estrutura submetida simultaneamente aos carregamentos obtidos e ao peso próprio, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos.....	47
Tabela 7: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	73
Tabela 8: Classes de agressividade ambiental	73
Tabela 9: Valores de ψ_{1000} , em porcentagem.....	77
Tabela 10: Tipos de fundação.....	81
Tabela 11: Carga aproximada em cada tipo de fundação profunda.....	85
Tabela 12: Valores de k e α (Aoki-Velloso, 1975)	87
Tabela 13: Valores de F_1 e F_2 segundo Aoki, Velloso e Solomon (1978) ..	88
Tabela 14: Valores de K para o Método de Décourt-Quaresma	88
Tabela 15: Valores de α e β para o Método de Décourt-Quaresma.....	89
Tabela 16: Valor dos coeficientes para cálculo de retração e fluência em função da umidade	112
Tabela 17: Valores estimados de módulo de elasticidade em função do f_{ck} do concreto	120
Tabela 18: Número inicial de cordoalhas em cada estai.....	139

Tabela 19: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes	141
Tabela 20: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos ..	143
Tabela 21: Tabela de forças nos estais na primeira iteração	144
Tabela 22: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes	146
Tabela 23: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos ..	148
Tabela 24: Esforços nos estais devidos a cada carregamento.....	149
Tabela 25: Tabela de forças nos estais na segunda iteração.....	150
Tabela 26: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes	151
Tabela 27: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos ..	154
Tabela 28: Esforços nos estais devidos a cada carregamento.....	155
Tabela 29: Tabela de forças nos estais na terceira iteração	156
Tabela 30: Esforços nos estais devidos a cada carregamento.....	158
Tabela 31: Tabela de forças nos estais após a otimização	159
Tabela 32: Características da seção transversal dos elementos em estado de protensão	161
Tabela 33: Esforços para verificação de ELS na protensão	167
Tabela 34: Tabela 8.4 da NBR6118/2014 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem	178
Tabela 35: Tabela A.1 da NBR6118/2014 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração	180
Tabela 36: Tabela da NBR6118/2014 – Valores de α para o cálculo da idade fictícia	181
Tabela 37: Variação de força que cada tipo de carregamento provoca em cada estai.....	188
Tabela 38: Nova tensão de análise dos estais após considerar a protensão das longarinas	189
Tabela 39: Determinação dos ângulos de correção da catenária.....	194
Tabela 40: Forças de implantação.....	196

RESUMO

Este trabalho inicia-se com os principais pontos que envolvem o projeto de obras de pontes e viadutos, abordando métodos construtivos e comportamento estrutural de alguns tipos de superestrutura; além de aspectos relacionados ao concreto protendido. Ele serviu como base teórica para o caso prático abordado: análise estrutural do viaduto estaiado do BRT de Campinas. Foram determinados os carregamentos atuantes na estrutura, bem como suas combinações. Em seguida, foi feita a modelagem computacional do viaduto em programa de análise estrutural por elementos finitos, de onde foram obtidos esforços e deslocamentos. Por meio do Método da Anulação dos Deslocamentos, foram obtidas as forças de protensão nos estais. Também foi feito o estudo da protensão das vigas longarinas, definindo seu tipo e as perdas previstas (imediatas e progressivas), bem como a verificação da compressão excessiva e obtenção do momento hiperestático de protensão. Por fim, foram analisadas algumas soluções alternativas para o caso estudado, levando em conta vantagens e desvantagens de cada uma.

Palavras-chave: viaduto estaiado; modelagem estrutural; concreto protendido.

ABSTRACT

This study begins with the key points related to the design of bridges, including construction methods and structural behavior for some types of superstructures; it also includes some data related to prestressed concrete. It provided the theoretical basis for the practical case in question: the structural analysis of the cable-stayed viaduct in the BRT system in Campinas. The structural loads were defined, and their combinations. Then, a FEM structural analysis program was used to make a computational model of the bridge, from where stresses and displacements results were obtained. Through the Displacement Cancellation Method, the prestressing forces at the cables were measured. A study of the prestressed beams was also performed, defining the type of prestress and the immediate and the progressive losses, as well as the checking for the excessive compression and the prestressing hyperstatic moment. Finally, some alternative solutions were analyzed, taking into account the advantages and disadvantages of each one.

Keywords: cable-stayed bridge; structural modeling; prestressed concrete.

I. INTRODUÇÃO

1. O projeto do BRT de Campinas-SP e o viaduto

O sistema BRT (Bus Rapid Transit, Transporte Rápido por Ônibus) pode ser definido como “uma modalidade de transporte público viável nas grandes cidades, onde o ônibus tem sua eficácia máxima operacional. Este sistema operacional se baseia na eliminação de todo e qualquer tipo de interferência possível na via, como veículos de passeio, caminhões, motos ou até mesmo outros veículos coletivos que não façam parte do sistema” (REIS, LIMA, MACHADO, & FORMIGONI, 2013).

O BRT projetado para a cidade de Campinas-SP, popularmente chamado de “Rapidão de Campinas”, terá três corredores. Dois deles ligarão o Centro aos distritos do Campo Grande e Ouro Verde, e estarão conectados por outro, o Corredor Perimetral. O corredor que liga o Centro ao Distrito de Campo Grande terá 17,8 quilômetros de extensão, passará pelo leito desativado do antigo VLT (Veículo Leve sobre Trilhos), seguirá pela Avenida John Boyd Dunlop até o terminal Itajaí. O Corredor Ouro Verde terá 14,5 quilômetros. Da região central, seguirá pelas avenidas João Jorge, Amoreiras, Ruy Rodriguez e Camucim até o Terminal Vida Nova. Por fim, o Corredor Perimetral terá 4 quilômetros entre a Vila Aurocan e o Jardim Campos Elísios.

O BRT é a principal obra de mobilidade urbana dos últimos 40 anos em Campinas. Irá beneficiar diretamente 450 mil pessoas, residentes nos distritos do Ouro Verde e Campo Grande (o que equivale a mais de um terço da população da cidade). A Emdec (Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas S/A), responsável pelo transporte público na cidade, estima que os novos corredores permitirão uma redução de até 30% no tempo das viagens.

A elaboração dos projetos executivos e a realização das obras dos três corredores BRT foram divididas em quatro lotes. O Lote 1 compreende o trecho 1 do Corredor Campo Grande — que é a ligação entre a região central e a Vila Aurocan, com extensão de 4,3 km —, além de todo corredor perimetral, com 4,1 km. Inclui a execução do viaduto estaiado sobre a Avenida Barão de Itapura e a pavimentação do corredor Perimetral trecho 1.2 (antiga ocupação Joana d’Arc). O responsável pelo Lote

1 é o Consórcio Corredor BRT Campinas, formado pelas empresas Arvek, D. P. Barros, Trail, Enpavi e Pentágono. O valor total do lote é R\$ 88,9 milhões.

Os três corredores podem ser visualizados na Figura 1. Nela, destacam-se os corredores Campo Grande (em vermelho), Ouro Verde (em azul) e Perimetral (em laranja). O círculo em amarelo representa a localização aproximada do viaduto estaiado analisado neste trabalho, na extremidade norte do Corredor Campo Grande e próximo ao Terminal Rodoviário de Campinas-SP.

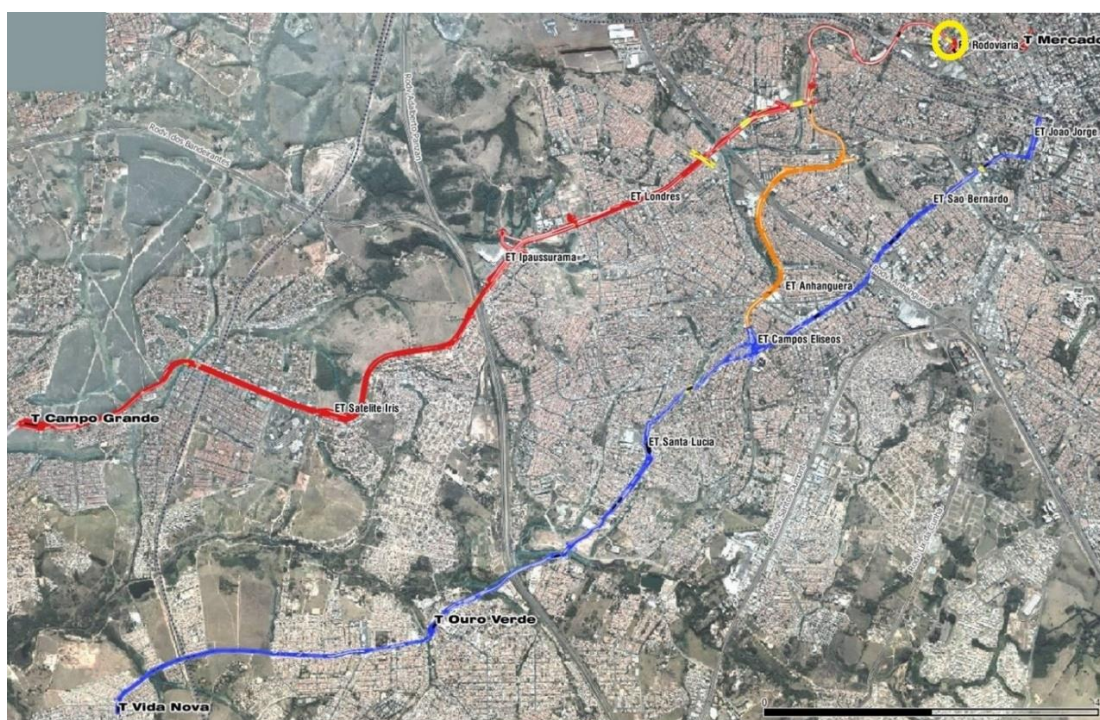


Figura 1: Mapa com os corredores do BRT de Campinas-SP. A localização aproximada do viaduto estaiado está destacada pelo círculo em amarelo.

FONTE: (EMDEC - Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas S/A)

Na Figura 2, é possível visualizar com mais detalhe a região onde foi prevista a execução do viaduto. Nela, destaca-se em amarelo o local exato a ser ocupado pela obra de arte especial, cortando a Avenida Barão de Itapura e também a alça de saída dos Terminais de Ônibus Rodoviário e Metropolitano.



Figura 2: Detalhe da região onde foi prevista a execução do viaduto
Fonte: Website da Prefeitura de Campinas

Na Figura 3, tem-se uma representação tridimensional da obra, gerada computacionalmente. Trata-se de um viaduto estaiado, com tabuleiro com aproximadamente 108 metros de comprimento e 12,8 metros de largura, apoiado sobre duas longarinas. Conterá com duas faixas de rolamento e dois passeios operacionais de cada lado, destinados à manutenção dos veículos do BRT. Será sustentado por dois planos de estais inclinados em arranjo “semi-harpa”, cada um com dezoito estais, dispostos simetricamente em relação ao mastro, ao longo do tabuleiro. O tabuleiro será composto por dois vãos de aproximadamente 50 metros, com apoio principal formado por dois pilares de altura aproximada de 40 metros.

Na Figura 4, pode-se ver uma imagem do viaduto durante sua construção. A obra iniciou em novembro de 2018, com término previsto para o final de junho de 2019. O consórcio que ganhou a licitação para as obras do Lote 1 contratou a empresa de projetos Outec Engenharia para desenvolver o projeto estrutural do viaduto.



Figura 3: Representação tridimensional da obra
Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia



Figura 4: Viaduto sendo construído, em abril de 2019
Fonte: (Prefeitura de Campinas, 2019)

2. Objetivos

Este trabalho apresenta dois objetivos principais. O primeiro é consolidar o conhecimento teórico adquirido ao longo da graduação nas disciplinas ligadas à engenharia de estruturas e geotécnica. Será dado um enfoque especial àquelas que versam sobre os diversos sistemas estruturais de pontes e viadutos; o seu projeto e a interação deste com os métodos construtivos.

O segundo objetivo é permitir que este conhecimento possa ser aplicado em um caso real: a análise estrutural do viaduto estaiado em Campinas-SP. O trabalho envolverá várias etapas comuns ao trabalho do engenheiro projetista de estruturas, como a análise do método construtivo, pré-dimensionamento, determinação das ações e esforços solicitantes sobre os elementos estruturais. Deste modo, ao longo de seu desenvolvimento, será possível vivenciar também parte da experiência de projeto, unindo o conhecimento teórico adquirido à prática da engenharia.

3. Metodologia

O trabalho será dividido em duas partes principais: Revisão Bibliográfica e Estudo de Caso. Na Revisão Bibliográfica, será repassada a teoria dos principais temas abordados no trabalho, recorrendo não só ao conhecimento adquirido ao longo da graduação, como também à busca de informação em diversas obras que compõem a literatura científica relacionada a estes assuntos.

No estudo dos sistemas estruturais, será feita a análise de alguns métodos construtivos de pontes e viadutos, além do comportamento estrutural de alguns tipos de superestrutura. Serão revistos alguns conceitos em concreto armado e protendido, como: a obtenção de esforços solicitantes para uma dada seção de viga; o princípio de funcionamento da protensão e as vantagens que ela apresenta; e o cálculo das perdas na protensão, tema de suma importância quando se trabalha com estruturas protendidas – como a obra analisada neste trabalho. Por fim, contemplando a área da engenharia geotécnica, serão repassados conceitos sobre fundações, com apresentação e análise dos diversos tipos existentes, tanto de fundações rasas como profundas.

Já no Estudo de Caso, dados gerais para o projeto (como projeto geométrico, implantação, método construtivo, etc.) servirão de ponto de partida para o trabalho. Serão determinadas as ações sobre a estrutura e suas diversas combinações, de modo a obter, por meio de modelagem com auxílio de ferramenta computacional de análise estrutural, as forças nos estais e os esforços solicitantes em diversas fases (logo após a fase construtiva e no “tempo infinito”). Por fim, serão propostas soluções alternativas para essa obra, discutindo suas vantagens e desvantagens quando comparadas entre si e com a solução adotada no caso concreto (ponte estaiada construída sobre cimbramento fixo).

II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4. Classificação das pontes segundo o método construtivo

4.1. Breve histórico

A construção de pontes acompanha a história humana desde a Antiguidade. O aprimoramento dos materiais, formas de concepção e dos métodos executivos ao longo do tempo constitui uma história muito rica e diversificada, de modo que o intuito deste tópico é apresentar um panorama geral da evolução deste tipo de construção, ilustrado com algumas obras e fatos históricos que marcaram o desenvolvimento desse tipo de estrutura.

As primeiras civilizações que se desafiaram à construção de grandes pontes o faziam com o uso de materiais naturais, como madeira e blocos de rocha. Segundo o professor Fritz Leonhardt, os chineses, ainda antes de Cristo, venciam vãos de mais de 18 metros utilizando vigas de granito. No entanto, o método que possibilitou o florescimento das primeiras grandes obras duráveis foi a ponte em arco. Dessa forma foi erguida, por volta de 1450 a.C., a primeira ponte que se tem notícia, e que existe até hoje: a ponte micênica de Arkadiko, na região do Peloponeso, atualmente Grécia.



Figura 5: Ponte de Arkadiko, na Grécia.
Fonte: (SBC Trans - Mobilidade Urbana, 2014)

Neste sistema estrutural, todos os elementos são solicitados a compressão, condição ideal para as construções em pedra, que resistem bem a esse esforço. A ponte de Caravan, na Turquia, é a mais antiga ponte em arco do mundo, erguida por

volta de 860 a.C. Já os romanos desenvolveram essa tecnologia de forma notável, com obras em arco semicircular com até 30 metros de vão, como a Pont du Gard (Figura 38, página 61), a Ponte dos Anjos sobre o rio Tiber e a Ponte Pietra, em Verona. Na Idade Média, houve a diversificação dos arcos de suporte, que passaram a incluir arcos ogivais, não só mais elegantes, como também mais seguros e fáceis de construir. As pontes perderam o clássico formato semicircular utilizado pelos romanos e passaram a ser mais abatidas, possibilitando vencer vãos maiores, que podiam chegar a 50 metros. Algumas dessas obras são atrações turísticas até os dias atuais, como a Ponte Scaligero, em Verona, construída em 1354.

No final do século XVIII, com a Revolução Industrial, o ferro fundido desponta como novo material disponível para as construções e com potencial para substituir a pedra — primeiramente nas pontes em arco, em seguida possibilitando a construção de pontes em viga. Assim, a ponte de Coalbrookdale, construída em 1779, na Inglaterra, foi a primeira ponte de todos os tempos construída em ferro fundido (Figura 6). Consistia de cinco arcos circulares feitos de ferro fundido, divididos ao meio, vencendo um vão de 30,6 metros e completando a extensão total da ponte, de 60 metros. Cada arco pesava cinco toneladas, de modo que na fundição eram produzidas 2,5 toneladas de ferro fundido por vez. As peças eram então transportadas por via fluvial e montadas no local da obra.

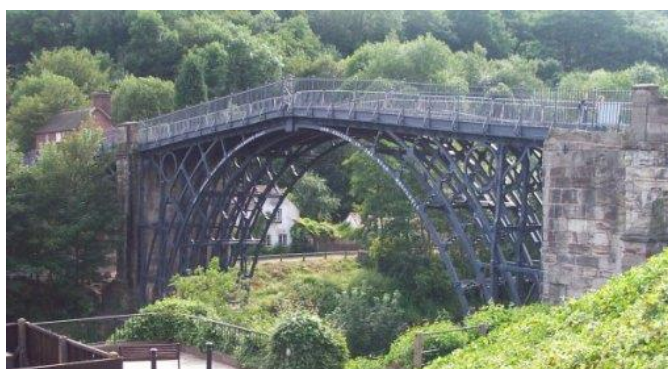


Figura 6: Ponte de Coalbrookdale, primeira ponte em ferro fundido do mundo
Fonte: (LINDENBERG NETO, Ponte de Coalbrookdale, 2006)

O ineditismo dessa obra levou à adoção de alto coeficiente de segurança, que com o tempo mostrou-se exagerado, mas que se justifica pelo desconhecimento das propriedades físicas do ferro fundido na época. Vale citar que os projetistas Darcy e

Prichard se equivocaram ao imaginar que o empuxo provocado pela ponte metálica no solo seria menor que o empuxo provocado caso ela fosse concebida em rocha, de forma proporcional à relação entre os pesos de cada estrutura. No entanto, devido às características do material, pontes de ferro geram esforços horizontais muito menores que pontes de pedra, de modo que os aterros não sofreram a solicitação de compressão a que estavam projetados e por isso realizaram um pequeno movimento no sentido da ponte, elevando o cume do arco e prejudicando a estrutura (Figura 7).

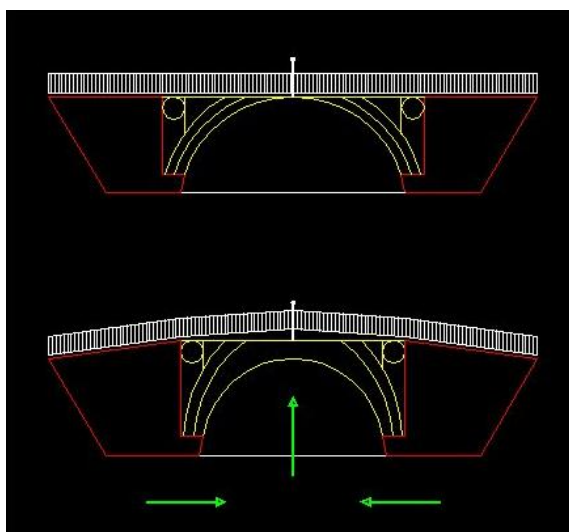


Figura 7: Movimento dos taludes e aterros
Fonte: (LINDENBERG NETO, Ponte de Coalbrookdale, 2006)

Logo após as pontes em arco metálico, começaram a surgir novas formas de conceber as estruturas, como pontes pênséis e pontes em treliça. Com o surgimento das ferrovias, passaram a ser necessárias pontes que suportassem cargas cada vez mais elevadas. Um marco nesse tipo de construção foi a ponte Forth Rail, ligando as cidades escocesas de Edimburgo e Fife – a mais longa ponte em balanço do mundo para transporte ferroviário. Foi construída entre 1883 e 1890, inteiramente de aço, material cujas medidas de qualidade e resistência não podiam ser previstas à época.

Era composta por dois vãos principais de 521 metros, com dois vãos de 207 metros em cada extremidade. Cada vão principal era constituído por dois vãos em balanço que suportavam uma treliça central de 106 metros. Por fim, ligando cada extremidade da ponte às margens do rio está uma série de treliças, espaçadas a cada 51 metros. Apesar de o uso dos balanços na construção pontes não ser uma ideia

inovadora para a época, seu projeto atingiu um nível de sofisticação considerável, ao incluir cálculos para a incidência das forças de montagem, provisões para custos futuros com manutenção, cálculos de pressão do vento e os efeitos de variação de temperatura na estrutura. (SILVER, MCLEAN, & EVANS, 2003).



Figura 8: Ponte Forth Rail, localizada na região de Queensferry, Escócia
Fonte: (LINDENBERG NETO, Ponte Firth or Forth, 2006)

A partir do século XX, começaram a surgir as primeiras pontes em concreto. Assim como ocorreu com o ferro fundido, as primeiras pontes com este material consistiam de arcos tri-articulados, em que o concreto substituíu a pedra. Concomitantemente ao avanço na construção dessas pontes em arco, a primeira metade do século passado assistiu ao surgimento das pontes em viga e pontes em pórtico com este material. Em 1930, o Brasil entrou para a história com a primeira obra em concreto armado moldado *in loco* segundo o método dos balanços sucessivos: a ponte sobre o Rio do Peixe, em Santa Catarina, com vão de 68 metros (Figura 9). Ela ruíu graças a uma enchente histórica que atingiu o estado catarinense em 1983, 53 anos após sua construção. Apesar de não apresentar nenhuma patologia crônica até ser atingida pela enchente, o que a fez ruir foi o solapamento das margens do rio, que afetou as fundações instaladas nas cabeceiras da ponte.



Figura 9: Construção da Ponte sobre o Rio do Peixe
Fonte: (SANTOS)

As pontes em concreto protendido surgiram por volta de 1938, porém seu desenvolvimento foi interrompido pela Segunda Guerra Mundial. Logo após 1948, o concreto protendido conquistou a construção de pontes, quando começaram a ser construídas vigas de concreto protendido com vãos de até 230 metros (LEONHARDT, 1979). No Brasil, a primeira ponte construída com esta tecnologia foi a Ponte do Galeão, em 1949 (Figura 40, página 64).

Aproximadamente no mesmo período, um notável acidente marcou a história da engenharia de pontes: o colapso da Ponte Tacoma Narrows (Figura 10), em 7 de novembro de 1940. Esta era uma ponte pênsil (nome dado às pontes suspensas, sustentadas verticalmente por cabos ou tirantes) com 1600 metros de extensão, situada no estado de Washington, EUA. No dia de sua ruína, fortes rajadas de vento com até 64 km/h atingiram a ponte, que começou a oscilar por volta das 10 horas da manhã. Com uma frequência de oscilação que chegou a 36 ciclos por minuto e amplitude de 90 cm, ela ruiu aproximadamente uma hora depois. Por muito tempo, considerou-se que esse acidente foi causado exclusivamente pelo fenômeno da ressonância, que teria aumentado a oscilação da estrutura até um valor superior ao máximo suportável por ela. No entanto, além da ressonância, a pouca rigidez transversal e à torção da estrutura propiciou uma grande variação na tensão dos cabos, que não resistiram e romperam. Este fato levou a uma maior preocupação com as solicitações horizontais sobre as pontes, bem como à busca por maior rigidez à torção para essas estruturas.



Figura 10: Colapso da Ponte Tacoma Narrows, nos EUA
Fonte: (FERREIRA JÚNIOR)

O surgimento da ponte estaiada sanou os principais problemas das pontes pênséis, inclusive os que levaram ao colapso da Ponte Tacoma Narrows. A ideia de se construir pontes estaiadas não é algo contemporâneo: Leonardo Da Vinci havia idealizado um sistema muito semelhante a este. No entanto, as restrições impostas pelos materiais da época limitavam a execução desse tipo de estrutura.

A primeira ponte estaiada foi projetada pelo carpinteiro alemão Löscher, em 1784, e tinha 32 metros de vão. A segunda, sobre o rio Tweed, na Escócia, contava com 80 metros – esta, porém, não resistiu à força dos ventos e colapsou. Esse fato levou muitos engenheiros a considerar as pontes pênséis mais confiáveis. Em 1938, o engenheiro alemão F. Dischinger verificou que a rigidez e a segurança das pontes estaiadas poderiam ser consideravelmente aumentadas com o uso de fios de alta resistência, o que permite altas tensões nos estais. Porém, foi só em 1967, na Alemanha, que o engenheiro H. Homberg pôs em prática uma solução mais próxima da que é empregada e mais aceita nos dias de hoje, na construção da Ponte Friederich Ebert.

Hoje, as pontes estaiadas permitem a construção de obras com comprimentos inimagináveis em décadas passadas. Um exemplo é a ponte que conecta as três principais cidades costeiras no sul da China - Hong Kong, Macau e Zhuhai (Figura 11). Incluindo as estradas de acesso, ela conta com 55 km de extensão e ostenta o

título de maior ponte marítima do mundo. Projetada para resistir a terremotos e tufões, foi construída usando 400 mil toneladas de aço. Cerca de 30 km do seu comprimento total atravessa o mar do delta do Rio das Pérolas. Para permitir a passagem de navios, um trecho de 6,7 km mergulha em um túnel submarino que passa entre duas ilhas artificiais.



Figura 11: Ponte de Hong Kong-Macau-Zhuhai, maior ponte marítima do mundo
Fonte: (BBC News, 2018)

Em resumo, a evolução na construção de pontes é resultado de um processo histórico que envolveu várias civilizações ao longo da história. Esse desenvolvimento permitiu ao ser humano grandes realizações, com a construção de obras que representaram verdadeiros marcos da engenharia e do conhecimento humano. Nos próximos itens segue uma breve explicação dos métodos construtivos para pontes e viadutos mais utilizados atualmente.

4.2. Pontes moldadas *in loco* sobre cimbramento

As pontes moldadas *in loco* podem ser feitas sobre cimbramento — nome dado à estrutura que suporta as formas —, seja fixo ou móvel. O cimbramento fixo é aquele que deve ser desmontado após sua utilização, podendo ou não ser reutilizado em outras partes da ponte. Já o móvel possui dispositivos que permitem que ele se desloque, sem a necessidade de ser desmontado, após a desmoldagem de um segmento ou tramo da ponte.

Em se tratando de pontes de concreto, o método construtivo com moldagem *in loco* sobre cimbramento fixo é o mais antigo e tradicional (Figura 12). Nele, a ponte

é concretada em seu local definitivo, sobre escoramento, o qual só é retirado após ela ter adquirido resistência suficiente para sustentar seu peso próprio e demais carregamentos. O cimbramento deve ser projetado para suportar o peso do concreto fresco e das sobrecargas provenientes de pessoas e equipamentos utilizados durante a construção. Por esta razão, é comum o emprego de fundações provisórias para ele.



Figura 12: Rodovia S69 Bielsko Biala - Żywiec – Zwardoń, Polônia, construída sobre cimbramento fixo.

Fonte: (Ulma Group)

Antigamente, o cimbramento empregado na construção civil era quase que exclusivamente de madeira. Hoje, o metálico ganha cada vez mais espaço, existindo firmas especializadas na locação e montagem dos escoramentos.

Este é o método construtivo adotado para o caso prático estudado neste trabalho. O viaduto em questão foi projetado para ser todo concretado sobre cimbramento fixo metálico. Após a protensão interna das vigas longarinas, os estais são locados e protendidos. Após isso, o cimbramento pode ser retirado. Os detalhes relativos à conceituação e ao comportamento estrutural das obras estaiadas serão melhor discutidos no item “4.6 — Pontes estaiadas”.

Já as pontes moldadas *in loco* sobre cimbramento móvel são concretadas por fases, seja por tramos completos ou por trechos que tenham condições de autossustentação após a desforma. Uma vez que o concreto tenha adquirido a resistência necessária, o cimbramento é deslocado para concretagem do trecho seguinte, e assim sucessivamente. Por essa razão, o uso de cimbramento móvel só é indicado quando a ponte possuir três ou mais vãos, preferencialmente iguais e de seção transversal constante.

Esse método pode ser executado com apoios intermediários (que partem do solo) ou não (utilizando o chamado “cimbramento aéreo”, com uso de treliça metálica que se apoia nos pilares da ponte). Este é mais utilizado, pois muitas vezes o terreno é muito acidentado, o solo é pouco resistente e/ou o nível da ponte está muito acima do nível do terreno, impossibilitando o uso de apoios intermediários.



Figura 13: Exemplo de execução de ponte sobre cimbramento móvel sem apoios intermediários
Fonte: (Portal Badra, 2013)

4.3. Pontes em vigas pré-moldadas de concreto protendido

Neste processo, as vigas já concretadas são transportadas e dispostas em sua posição final, de modo que a ponte é construída por um processo de “montagem”. Uma das grandes vantagens desse sistema é que ele dispensa cimbramento, pois em geral as vigas têm comprimento suficiente para vencer os vãos da ponte. Isso reduz custos com o material para escoramento e mão de obra para sua montagem. Uma vez posicionados, os elementos pré-moldados são unidos por concreto moldado *in loco* e protendidos transversalmente. Além disso, há redução de custo com as fôrmas, pois o uso do método convencional exigiria sua utilização ao longo de toda extensão da ponte, o que não é necessário neste tipo de solução.

Para reduzir o peso dos elementos pré-moldados, as lajes são concretadas no local, com suas fôrmas apoiadas nas vigas. Já estas podem ser concretadas em fábricas ou em instalações no canteiro adequadas para este fim. O processo de transporte e/ou içamento das vigas merece cuidados especiais no projeto. Os pontos de pega devem estar acima do centro geométrico da seção transversal, para evitar que a viga se desestabilize e tombe durante o içamento.

Um dos grandes condicionantes deste tipo de solução construtiva são os equipamentos utilizados para transporte e içamento das vigas, pois suportam até um determinado limite de peso. Caso sejam utilizados dois guindastes ou treliça para lançamento, é aplicada pontualmente, em cada um dos pontos de pega, uma força vertical para cima de módulo igual à metade do peso da viga. Para suportar o esforço vertical proveniente desta alta carga concentrada, é utilizada localmente a armadura de suspensão.

Já se for utilizado um único guindaste, o ângulo que os cabos fazem com a horizontal deve ser maior ou igual a 60° , uma vez que neste caso o içamento acarreta esforço horizontal que pode levar à compressão exagerada da viga e, conseqüentemente, à sua flambagem (Figura 14).



Figura 14: Içamento de viga pré-moldada para execução de ponte
Fonte: (CARVALHO, 2019)

Como dito anteriormente, também é possível utilizar segmentos pré-moldados de ponte empurrados com treliça metálica, técnica chamada de “lançamentos progressivos”. Assim como ocorre nas obras moldadas *in loco*, o uso de treliça se justifica quando a obra apresenta repetibilidade e a distância a ser vencida entre os pilares não varia significativamente. Vãos regulares simplificam o projeto, pois neste caso as interrupções de lançamento e os momentos fletores máximos são constantes. Para obras com vãos maiores que 50 metros, recomenda-se utilizar pilares provisórios, em estrutura metálica ou concreto armado. Caso tenha altura superior a 40 metros, o uso de pilar provisório pré-moldado é viável e vantajoso, pois pode ser reaproveitado.

A treliça possui um bico metálico para se apoiar no pilar seguinte. Devido ao seu peso, o deslocamento vertical para baixo causado pelo balanço antes de alcançar o pilar faz com que frequentemente ela não chegue até ele no nível desejado. Por isso, suas pontas inferiores são ligeiramente curvadas para cima, para que possam “subir” nos pilares durante o deslizamento. Elas também possuem um encurvamento para dentro, para que o bico se encaixe com perfeição nas guias laterais dos pilares. Essas guias são importantes para controlar o movimento lateral da estrutura, evitando seu tombamento. Na ocorrência de qualquer desvio, macacos hidráulicos são utilizados para corrigir o deslocamento lateral.

Outro cuidado que deve ser tomado ao optar por esse método diz respeito à resistência dos pilares às forças horizontais de atrito durante a passagem da treliça, que tendem a empurrá-los para frente. Por este motivo, utilizam-se apoios de aço inoxidável, com baixo coeficiente de atrito, e que devem ter sua altura rigorosamente controlada, com desnivelamento máximo de 2 milímetros. Quando o deslocamento termina e as vigas estão em sua posição final, macacos hidráulicos levantam em alguns centímetros a superestrutura, simultaneamente, de dois em dois pilares, para que estes apoios sejam retirados. Os esforços horizontais sobre os pilares devem ser previstos no projeto, além de ser recomendável o acompanhamento dos seus deslocamentos durante a construção e, se necessário, sua imobilização com cordoalhas de aço, por exemplo. No caso em que a execução e lançamento das vigas é feita a partir de uma base mais alta, são necessários cuidados especiais para a frenagem dos segmentos.

O método dos lançamentos progressivos também pode ser utilizado em pontes curvas, desde que o raio de curvatura seja constante, pois isso garante a regularidade da fôrma em que os segmentos pré-moldados serão fabricados. Por outro lado, nos casos em que o comprimento da ponte é muito grande e ela possui muitos vãos, sua montagem com lançamentos progressivos pode ser muito lenta para os maiores vãos, pois a velocidade de deslocamento da treliça varia de 3 a 6 metros por hora. Isso justifica o uso de cimbramento móvel e cura térmica para realizar a protensão dos elementos com 24 horas após a concretagem, resultando em um processo em geral mais vantajoso que a utilização de elementos pré-moldados. No entanto, esta solução ainda mantém algumas características da construção com pré-moldados, como a execução da laje *in loco* apoiada nas vigas já executadas.

4.4. Pontes mistas em concreto e aço

As pontes mistas em concreto e aço são muito semelhantes às pontes em vigas pré-moldadas de concreto protendido. Ambas são associadas a pontes em grelha e possuem métodos de lançamento em comum, mas com a diferença de que nessa solução as vigas longarinas são em perfil metálico estrutural, o que traz significativas consequências ao resultado final do projeto.



Figura 15: Ponte mista
Fonte: (FERRAZ, 2009)

A primeira diferença que se pode destacar entre as duas soluções é a rapidez na execução. As vigas metálicas, de modo geral, são fabricadas em menor tempo se comparadas às vigas em concreto protendido, uma vez que o concreto exige tempo de cura para a realização da protensão. A velocidade de execução da obra como um todo e sua viabilidade, entretanto, estão intimamente ligadas às condições de transporte dos elementos metálicos, ou seja, à distância entre o canteiro de obras e a fábrica de perfis e ao acesso ao local da obra.

Essa agilidade na execução da obra de arte, entretanto, tem um custo. Nos dias atuais, dificilmente esta solução será economicamente mais viável que a solução em vigas pré-moldadas de concreto protendido; porém, ela se destaca nas situações em que o prazo de execução tem grande relevância nas tomadas de decisão.

Quanto aos esforços solicitantes, também há considerações interessantes. No caso da utilização de vigas metálicas, durante seu lançamento elas trabalham como vigas bi apoiadas; mas logo após esta etapa, costuma-se fazer uma ligação de continuidade entre elas, para depois concretar a laje e instalar os dispositivos

rodoviários. Isso faz com que, para esses carregamentos permanentes e para a carga horizontal, a viga trabalhe como uma laje contínua – o que otimiza a distribuição de momentos e, conseqüentemente, o dimensionamento.

Para tal, durante a fase construtiva, enquanto as vigas estão bi apoiadas, são utilizados aparelhos de apoio provisórios. Assim que a ligação de continuidade é feita, deve-se fazer a troca dos aparelhos, de modo que cada travessa possua apenas um, que pode ser elastomérico ou metálico – um estudo dos deslocamentos se faz necessário para a escolha da tipologia mais adequada.

Nesta solução, as transversinas costumam ser feitas em treliças metálicas.

Por fim, um cuidado que esta solução exige diz respeito à durabilidade dos elementos metálicos, que está estreitamente ligada à sua corrosão. Pontes mistas em aço e concreto exigem manutenção frequente da pintura das vigas longarinas e das treliças das transversinas. Uma alternativa a este cuidado, já amplamente utilizada no mercado, é o uso de aço patinável nos elementos, o qual possui elementos de liga – como cobre, cromo e vanádio, entre outros – que, por meio de um processo complexo de reação química em contato com a atmosfera, desenvolve naturalmente uma pátina protetora.

4.5. Pontes em consolos sucessivos

O método dos consolos (ou balanços) sucessivos consiste em uma técnica de construção que apresenta vantagens importantes quando comparado às anteriores. Ele é muito utilizado, por exemplo, quando a região sob a obra impõe limitações que impedem o uso de cimbramento (por exemplo, uma ponte que cruza um rio ou um viaduto que cruza uma via movimentada, a qual não permite que seu tráfego seja paralisado durante a construção). Também se apresenta como alternativa em relação à ponte em vigas pré-moldadas, nos casos em que o vão desta é limitado pela dificuldade de erguer as vigas até a posição final (devido à grande altura dos pilares, por exemplo).

Para obras com vãos de até 60 metros, as pontes cimbradas costumam ser mais viáveis. No entanto, para obras com vãos acima de 80 a 100 metros, o balanço sucessivo se mostra uma solução interessante – permitindo inclusive a construção de

vãos que podem chegar a 300 metros. Isto geralmente torna essa opção mais econômica para obras desse tipo, porque dispensa a necessidade de se construir pilares com espaçamentos menores, que seriam necessários caso fosse utilizado algum dos métodos construtivos anteriores. Esse método pode ser utilizado tanto para obras moldadas *in loco* como também para aquelas que utilizam concreto pré-moldado.

Nas obras moldadas *in loco*, a estrutura é concretada por etapas, a partir dos pilares, e a parcela construída a cada etapa recebe o nome de aduela, que geralmente tem de 3 a 6 metros de comprimento e pesa entre 100 e 200 toneladas. O equipamento para execução chama-se carro de avanço (Figura 16), e é composto por: treliças que transferem o peso da concretagem para a estrutura já pronta; tirantes para pendurar o escoramento nas treliças; fôrma do fundo e das laterais da aduela; trilhos e rodas para movimentação; e plataformas de acesso para os trabalhadores. Há no mercado diferentes modelos disponíveis, que se diferenciam em função da carga e das dimensões das aduelas, com diferentes métodos de avanço (manual ou hidráulico), e também muitas soluções diferentes para as fôrmas.



Figura 16: Carro de avanço para ponte construída em consolos sucessivos
Fonte: (Ulma Group)

A sequência executiva se inicia a partir da aduela de disparo, em cima do pilar (em cinza, na Figura 17) - quando é prevista uma articulação no pilar, para evitar que a estrutura fique hipostática durante sua construção, utilizam-se pilares provisórios adjacentes a ele. Com o carro de avanço preso à aduela de disparo, concretase a primeira aduela, nas duas direções. Aguarda-se a protensão e posterior liberação para

avancar. O carro de avanço é movimentado através de rodas sobre os trilhos até a posição para a execução da 2ª aduela, onde ficará preso através de furos já pré-determinados na 1ª aduela. Para a movimentação é necessário que as fôrmas laterais e de fundo sejam afastadas das paredes. A movimentação manual é feita com a ajuda de *tirfors*. É fundamental que sempre se tenha um contrapeso para manter a estrutura em equilíbrio durante todas as fases da construção. O ciclo típico para concretagem tem duração de aproximadamente uma semana.

As aduelas das extremidades da ponte são concretadas ao final da obra, sobre cimbramento. Para evitar que os pontos da extremidade se desloquem na vertical à medida que a ponte esteja sujeita a carregamentos verticais, é necessário que na última aduela de cada extremidade esteja previsto um contrapeso ou que elas sejam fixadas no solo com o uso de tirantes.



Figura 17: Esquema de ponte em consolos sucessivos
Fonte: (Blog SH, 2015)

Devido ao elevado peso do carro de avanço e o fato de ele ficar em balanço durante a fase construtiva, esta se torna a situação crítica com relação às solicitações recebidas pela estrutura.

O diagrama de momentos fletores ao fim da obra é obtido pela “soma” dos diagramas relativos aos vários carregamentos aos quais a estrutura é submetida, e o sistema estrutural depende da configuração da ponte no momento em que ela recebe estes carregamentos. Por exemplo, seja o diagrama de momentos $M_{g,t}$ relativo ao peso próprio da ponte, excluídos guarda-rodas e pavimentação. De forma simplificada, é possível obtê-lo como uma combinação de dois diagramas: $M_{g,t0}$, que é o momento fletor ao final da construção do tabuleiro pelo método dos balanços sucessivos; e M_{VC} , que é o momento da viga contínua caso a superestrutura fosse moldada sobre cimbramento em uma única etapa. O diagrama resultante é obtido por meio da expressão:

$$M_{g,t} = M_{g,t_0} \cdot e^{-\Delta\varphi} + M_{Vc} \cdot (1 - e^{-\Delta\varphi})$$

Em que $\Delta\varphi$ é a variação do coeficiente de fluência entre os instantes inicial (t_0 , logo após a concretagem) e o instante analisado (t). Na prática, o diagrama resultante $M_{g,t}$ é um “meio termo” entre os dois diagramas, apresentando momentos maiores que o diagrama M_{Vc} e menores que o diagrama M_{g,t_0} (Figura 18).

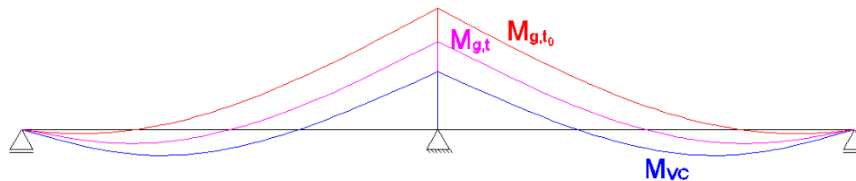


Figura 18: Diagramas de momentos fletores para ponte construída em balanços sucessivos
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos

Pavimento e guarda-rodas são executados sobre a estrutura pronta, de modo que o diagrama M_{g2} corresponde a estas cargas atuando sobre a viga contínua. Também sobre a viga contínua incidem momentos fletores relativos às cargas acidentais ($M_{Q,q}$ – obtido por meio do posicionamento do trem-tipo sobre a linha de influência), ao momento hiperestático de protensão (M_{hp}) e à combinação de efeitos de fluência do concreto, retração do concreto e variação térmica (geralmente expressos em termos de uma variação de temperatura equivalente, $M_{\Delta T_{eq}}$). O momento hiperestático de protensão consiste em um esforço adicional que incide sobre a viga hiperestática protendida, devido à curvatura dos cabos protendidos ao longo de seu comprimento. Os cabos curvos protendidos alteram a parcela do carregamento externo que vai para cada apoio; essa variação dá origem ao M_{hp} .

Sobre a viga contínua deve ser obtido outro diagrama, que representa a retirada do carro de avanço após a concretagem das aduelas de fechamento e cimbradas. Esforços verticais equivalentes ao peso do carro de avanço são dispostos nas aduelas das extremidades dos balanços para contabilizar o alívio que sua retirada provoca na estrutura (ver Figura 19). Do mesmo modo, é preciso considerar a retirada dos pilares provisórios que apoiam a aduela de disparo até a finalização da estrutura, lembrando que se os pilares tiverem produtos de rigidez (EA) muito distintos, isso

altera o caminho percorrido pelas cargas e, conseqüentemente, o diagrama que resulta de sua retirada.

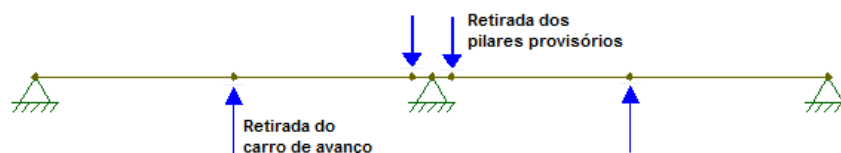


Figura 19: Introdução de cargas para contabilizar a retirada do carro de avanço e dos pilares provisórios após a execução da estrutura
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos

A necessidade de se considerar os efeitos de todos esses fatores para obter a envoltória de momentos fletores da estrutura mostra que o método construtivo está intrinsecamente relacionado ao modelo estrutural e por isso deve ser sempre considerado durante o projeto, em todas as suas fases.

Outro problema de extrema importância nas obras em balanço sucessivo está relacionado ao controle de flechas, uma vez que é preciso garantir que no meio do vão os dois balanços se encontrem no mesmo nível (para concretagem da última aduela), e este deve ser compatível com o greide definido no projeto geométrico (Figura 20). Como é sabido, toda estrutura em balanço está sujeita a deslocamentos devido aos esforços que nela atuam (por exemplo, o seu peso próprio e as cargas pontuais aplicadas sobre ela). No entanto, como as obras em consolos sucessivos são feitas por fases, os deslocamentos devem ser controlados a cada nova aduela.



Figura 20: Encontro dos dois balanços na obra do Viaduto das Valquírias, em Jundiaí-SP
Fonte: (Tribuna de Jundiaí, 2018)

A primeira aduela, ao ser concretada, sofrerá deslocamento devido ao seu peso próprio, δ_{11} . Ao ser concretada a segunda aduela, esta sofrerá o deslocamento devido à sua concretagem (δ_{22}), assim como a primeira aduela (δ_{12}). Na concretagem da terceira aduela, esta sofrerá deslocamento devido à sua concretagem (δ_{33}), e as aduelas 1 e 2 também (δ_{13} e δ_{23} , respectivamente). Assim, se o balanço possui n aduelas, o deslocamento total para a aduela k é dado por $\delta_k = \sum_{i=k}^n \delta_{ki}$, e esse deslocamento previsto deve ser compensado durante a execução, por meio de contraflechas. É preciso lembrar que o balanço utilizado para calcular cada uma das contraflechas deve levar em conta o peso da viga que está sendo concretada (distribuído sobre ela); o peso da treliça que sustenta o sistema de fôrmas, aplicado sobre a aduela imediatamente anterior (já concretada), na qual ela se apoia; e a protensão da aduela concretada, tanto interna como externa (no caso de obras estaiadas).

É preciso considerar também que a própria treliça utilizada na execução das aduelas se deforma durante a concretagem. Para calcular sua rigidez, utiliza-se o deslocamento observado da primeira aduela devido à sua concretagem. Uma vez que essa aduela praticamente não se deforma devido ao seu peso, supõe-se que o deslocamento medido se deve à deformação da treliça, permitindo assim estimar sua rigidez.

Por fim, é necessário lembrar que o módulo de elasticidade do concreto produzido na obra pode diferir significativamente do módulo previsto em projeto. Ao longo da construção devem ser feitos ensaios para medir o módulo de elasticidade que o concreto da obra de fato apresenta, e essa informação deve ser utilizada para retroalimentar o projeto, fazendo-se as mudanças necessárias caso esse valor difira de modo significativo do valor previsto inicialmente.

4.6. Pontes estaiadas

A ponte estaiada é um tipo de ponte sustentada por cabos (chamados estais) que partem de grandes pilares (chamados mastros) e se conectam a uma base suspensa, o tabuleiro, que normalmente apresenta seção constante. Atualmente são a alternativa mais moderna e viável para vencer grandes vãos (preferencialmente 150 a 200 metros), tanto em obras rodoviárias, como ferroviárias (Figura 21). Também é comum seu emprego sobre rios ou canais em que há a necessidade de espaço para a passagem de embarcações (Figura 22).

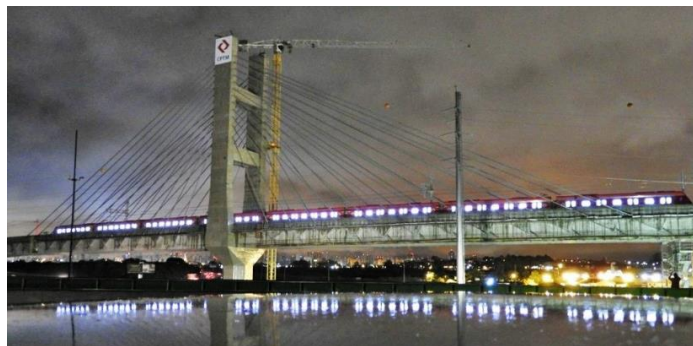


Figura 21: Viaduto da Linha 13 da CPTM, em Guarulhos-SP, maior viaduto ferroviário estaiado em curva do mundo (Mobilidade Sampa, 2018)



Figura 22: Ponte estaiada que liga os municípios de Aracaju-SE e Barra dos Coqueiros-SE
Fonte: (PRANDI)

As primeiras pontes estaiadas apresentavam poucos cabos muito espaçados entre si, o que requeria tabuleiros com maior rigidez à flexão e estais com capacidade de resistir a elevados esforços de tração. Hoje esse sistema é utilizado apenas para vãos muito pequenos ou para pontes com múltiplos tabuleiros estaiados. Com o

tempo, aumentou-se a quantidade de estais, diminuindo o espaçamento entre eles e possibilitando vãos mais esbeltos, já que a proximidade dos pontos de suspensão da carga reduziu os esforços de flexão do tabuleiro.

Há também pontes estaiadas com distribuição assimétrica dos estais (Figura 23). Apesar de menos comum, esse tipo de solução é útil quando não é possível executar o mastro no centro do vão, seja por interferência com alguma estrutura existente (uma rodovia, por exemplo), ou com algum fator topográfico, como um abismo. Em muitas delas, as cargas não são totalmente equilibradas pelo mastro, sendo necessária a utilização de dispositivos de ancoragem externos.



Figura 23: Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro-RJ
Fonte: (O Globo, 2012)

Os estais podem partir do mastro de duas formas: em forma de “harpa”, com estais paralelos entre si, de modo que a altura de fixação deles no mastro é proporcional à distância do ponto de fixação do mesmo no tabuleiro; e em forma de “leque”, partindo todos juntos do topo do mastro (Figura 24).

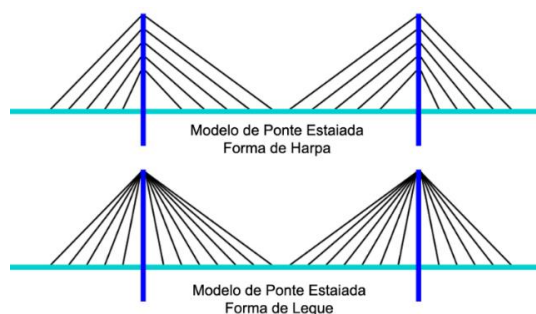


Figura 24: Arranjo dos estais nas pontes tipo harpa e tipo leque
Fonte: (LUCENA, 2018)

O arranjo do tipo “leque” é estruturalmente mais interessante devido ao alívio de cargas e possibilidade de seções mais esbeltas, visto que a menor verticalidade dos cabos diminui a compressão sobre o tabuleiro e também os esforços horizontais transmitidos ao mastro. Além disso, essa maior verticalidade dos esforços proporciona maior estabilidade da estrutura em relação a ações sísmicas, nas regiões que apresentam esse problema. No entanto, a grande desvantagem que esse sistema apresenta é a dificuldade em ancorar os estais no mastro, em razão da proximidade entre eles.

O arranjo tipo “harpa” apresenta limitações com relação a custos e estabilidade, não sendo a melhor alternativa para grandes vãos, pois as altas tensões horizontais por ele induzidas obrigariam o projetista a projetar um tabuleiro de seção transversal muito rígida. Por outro lado, a vantagem desse sistema é que ele apresenta maior apelo estético. Uma alternativa para contornar esses problemas é adotar um modelo “semi-harpa”, que apresenta afastamento definido dos estais ao longo da torre; e estais com inclinações diferentes, que tendem a aumentar à medida que se aproximam do mastro. Com esta configuração, mantém-se as vantagens estruturais do arranjo tipo “leque”, e elimina-se a dificuldade de ancoragem relacionada à proximidade dos estais no mastro.

Também vale mencionar que esse tipo de estrutura possui elevado valor estético, resultando em obras que comumente tornam-se símbolos arquitetônicos das cidades em que se encontram (Figura 25).



Figura 25: Ponte estaiada sobre o Rio Pinheiros, um símbolo arquitetônico da cidade São Paulo-SP
Fonte: (LUCENA, 2018)

As pontes estaiadas também se diferenciam com relação à quantidade de planos de estais que apresentam. Existem pontes que apresentam um único plano vertical. Isso faz com que os estais suportem apenas os esforços verticais – os esforços de torção devem ser suportados pelo tabuleiro, exigindo que este tenha seção mais rígida à torção (como seção celular, por exemplo). Além disso, para que o plano de estais coincida com o centro do tabuleiro, a torre também deve passar por ele, o que faz com que essa solução não seja muito adequada para grandes vãos, graças ao aumento das dimensões do mastro. A solução com dois ou mais planos verticais é a mais comum e resolve o problema da torção, já que com ela o tabuleiro passa a trabalhar à flexão, apoiado nos pontos sustentados pelos estais. Para grandes vãos, o posicionamento do mastro fora da seção transversal do tabuleiro também é uma grande vantagem. Entretanto, isso acarreta o aumento dos custos, com a elevação de dois ou mais pilares para os mastros e o aumento do número de estais.

Quando os vãos forem muito grandes, sugere-se o uso de torres em forma de A, com os cabos ao longo das bordas do tabuleiro e todos fixados ao topo do A, de modo que formem duas superfícies reversas inclinadas. Esta disposição proporcionará uma rigidez adicional à torção porque as duas pernas da torre não podem se mover em direções opostas sob cargas assimétricas. Além disso, a forma triangular da torre resiste às forças de vento dos cabos, agindo no topo com forças normais, quase sem momentos fletores, o que diminui a quantidade de material necessário para essas torres e torna a estrutura mais econômica (LEONHARDT, 1979).

Apesar de essas pontes terem sido imaginadas há vários séculos, sua construção só foi possível com o avanço do desenvolvimento tecnológico, utilizando aço e concreto de maior resistência e *softwares* capazes de calcular rapidamente e com precisão os elementos de sustentação. Uma das grandes vantagens de seu uso foi a economia gerada pela possibilidade de se utilizar tabuleiros mais esbeltos, de baixa rigidez, uma vez que passou a caber fundamentalmente aos estais a função de resistir aos esforços externos.

O deslocamento da extremidade de um cabo inclinado suspenso, causado por uma carga axial, depende não apenas da área da seção transversal e do seu módulo de elasticidade, mas também da variação de sua catenária. Além disso, é possível

demonstrar que a rigidez aumenta com um fator contendo a terceira potência da tensão do aço — com efeito, para os estais deve ser sempre utilizado aço de alta resistência. Por outro lado, a rigidez diminui com a segunda potência da distância horizontal entre o mastro e a ancoragem do estai. Para pontes muito longas, ainda que se utilize aço de alta resistência, essa perda de rigidez pode chegar a 40%, o que requer que os estais sejam enrijecidos por cabos que impeçam uma variação muito grande da catenária.

Enquanto na obra em balanços sucessivos sem o uso dos estais o controle de flechas só pode ser feito alterando-se a inclinação da forma e a protensão dos cabos internos a cada etapa, a ponte estaiada possibilita ajustes nas flechas após a construção da estrutura, por meio de protensão ou alívio adicionais nos estais. Por isso, é importante que se evite projetar os estais submetidos à tensão máxima admissível ($\sigma_{m\acute{a}x}$), para que o construtor tenha “folga” para corrigir eventuais desníveis aplicando protensão adicional nos cabos. No entanto, é preciso atentar que, enquanto tensões adicionais para elevar o tabuleiro fazem com que a “mordida” do clavete fique fora da seção transversal (sem prejuízo estrutural); ao aliviar os estais para tentar rebaixar o tabuleiro, o clavete penetra ainda mais na ancoragem, o que causa perda de seção transversal e pode agravar o problema de fadiga do estai.

Na locação dos estais, é preciso ter cuidado com o posicionamento do tubo fôrma – de onde partem os cabos, tanto do tabuleiro como do mastro. Uma vez que, devido ao seu peso, os estais não se apresentam perfeitamente retilíneos, o tubo forma deve ser posicionado em ângulo com a reta teórica dos estais, respeitando a inclinação natural induzida pela catenária.

Outro ponto crucial no projeto das pontes estaiadas é o dimensionamento do mastro, uma vez que os estais transferem para ele praticamente toda a carga a ser suportada. Em geral o mastro possui seção vazada, cuja abertura deve ser grande o suficiente para permitir a entrada de uma pessoa para manutenção. Além disso, ele deve ser protendido em todo seu perímetro, de modo que seja capaz de resistir aos grandes esforços de tração provocados pelos estais.

Os estais geralmente são compostos de fios ou barras de aço, organizados de diferentes maneiras, seja em feixes de fios paralelos ou em cordoalhas. As cordoalhas mais comuns são compostas por sete fios (um central e seis periféricos,

unidos entre si por um processo de torção). São as mais utilizadas devido à facilidade que apresentam de manuseio e aplicação. Para garantir sua durabilidade, são submetidas a um processo de galvanização e envoltas em cera de petróleo, e em seguida são envoltas em um tubo preto de polietileno de alta densidade, para resistir à ação dos raios ultravioleta.

Por fim, é preciso que cuidados sejam tomados ao longo da vida útil da ponte para garantir sua durabilidade. Devem ser realizadas inspeções periódicas para detecção de anomalias, como a corrosão dos elementos metálicos da estrutura, realizando a troca dos mesmos. Além disso, devem ser feitas verificações periódicas para avaliar a perda de tensão nos cabos com o tempo, reprotendendo-os sempre que necessário.

4.6.1. O Método da Anulação dos Deslocamentos

No dimensionamento de pontes estaiadas, a primeira coisa a ser feita é a determinação do material do estai (em geral, aço CP173-RB). Com isso, ficam determinados o módulo de elasticidade (E_p) e sua tensão máxima de tração admissível ($\sigma_{m\acute{a}x}$). Um problema enfrentado pela ponte estaiada é a grande variação de tensão. Uma vez que o tirante é bem mais rígido que o tabuleiro, pelo princípio da rigidez, ele precisa suportar a maior parte das cargas sobre a superestrutura. Além disso, a passagem da carga móvel provoca rotação no tabuleiro, e essa rotação induz a esforços de flexão no cabo. Ao longo da vida útil da estrutura, após inúmeros ciclos de carregamento, essa flexão induzida pode provocar a fadiga dos cabos. Por isso, é necessário utilizar dispositivos desviadores de tensão e também limitar a tensão máxima nos cabos ($\sigma_{m\acute{a}x}$) a 45% do f_{ptk} (resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão).

Para uma certa configuração de estais, o pré-dimensionamento é feito por equilíbrio de forças, com a componente vertical da tração de cada estai ($T_i \cdot \text{sen}(\alpha)$) equilibrando o peso do tabuleiro sob sua área de influência. Naturalmente, os estais menos inclinados (menor α , ângulo com a horizontal) deverão suportar maiores forças de tração. A área de aço aproximada (A_{aprox}) para cada uma das cordoalhas é estimada dividindo-se a força de tração a que o estai está submetido (T_i) pela tensão máxima admissível ($\sigma_{m\acute{a}x}$).

Há vários métodos para o dimensionamento das pontes estaiadas, sendo que um bastante utilizado é o Método da Anulação dos Deslocamentos. Ele é utilizado para saber exatamente a força de protensão a que cada estai deve estar submetido, de modo a anular os deslocamentos verticais devido às cargas permanentes na fase final de construção.

Seja uma ponte estaiada construída sobre cimbramento, com os cabos simplesmente ligando o tabuleiro ao mastro, porém sem estarem protendidos. Naturalmente, após a retirada do escoramento, essa ponte sofrerá deslocamentos $[W_o]$, devido à ação do peso próprio sobre ela. O Método da Anulação dos Deslocamentos propõe achar as forças de implantação $[T]$, ou seja, as forças de tração a que os cabos devem estar submetidos, para anular os deslocamentos $[W_o]$.

Essas forças de tração são concebidas como um carregamento equivalente de temperatura (T), ou seja, a variação negativa de temperatura (em módulo) que provocaria no estai a força de tração (N) que se deseja obter. Assim, sendo α o coeficiente de retração térmica do material e EA seu produto de rigidez, para obter esse carregamento equivalente, basta igualar o deslocamento de cabos e barras sujeitos a força axial e o deslocamento causado pela retração térmica, conforme pode ser visto abaixo:

$$\Delta L = \frac{N \cdot L}{EA} = L \cdot \alpha \cdot T \therefore T = \frac{N}{EA \cdot \alpha}$$

Seja uma ponte com n estais. Da resistência dos materiais, sabe-se que $[T] = [K] \cdot [W_o]$, em que $[K] = [f]^{-1}$ é a matriz de rigidez dos cabos, e $[f]$ é a matriz de flexibilidade destes. O primeiro passo é obter $[f]$:

$$T_1 f_{11} + T_2 f_{12} + T_3 f_{13} + \dots + T_n f_{1n} = W_1$$

$$T_1 f_{21} + T_2 f_{22} + T_3 f_{23} + \dots + T_n f_{2n} = W_2$$

...

$$T_1 f_{n1} + T_2 f_{n2} + T_3 f_{n3} + \dots + T_n f_{nn} = W_n$$

Para $T_1 = 1^\circ C$ e $T_2 = T_3 = \dots = T_n = 0$, determinam-se $f_{11}, f_{21}, f_{31}, \dots, f_{n1}$. De modo análogo, fazendo $T_2 = 1^\circ C$ e $T_1 = T_3 = \dots = T_n = 0$, determinam-se $f_{12}, f_{22}, f_{32}, \dots, f_{n2}$. Desse modo obtém-se a matriz $[f]$, e, invertendo-a, a matriz $[K]$. Por fim, a matriz com as forças de implantação é obtida por meio do produto $[T] = [K] \cdot [W_o]$.

No entanto, o cálculo não é tão simples. Uma vez que os estais não são todos protendidos de uma só vez e a protensão muitas vezes é feita por etapas, a protensão de um estai influencia na força dos estais protendidos anteriormente. Por este motivo, é necessário determinar a matriz de influência de forças $[e]$, que, multiplicada pela matriz de forças de protensão aplicadas $[T_o]$, resulta na matriz com os esforços finais a que os estais devem estar submetidos, $[T]$.

$$T_{o1}e_{11} + T_{o2}e_{12} + T_{o3}e_{13} + \dots + T_{on}e_{1n} = T_1$$

$$T_{o1}e_{21} + T_{o2}e_{22} + T_{o3}e_{23} + \dots + T_{on}e_{2n} = T_2$$

...

$$T_{o1}e_{n1} + T_{o2}e_{n2} + T_{o3}e_{n3} + \dots + T_{on}e_{nn} = T_n$$

Para $T_{o1} = 1^\circ C$ e $T_{o2} = T_{o3} = \dots = T_{on} = 0$, determinam-se $e_{11}, e_{21}, e_{31}, \dots, e_{n1}$. De modo análogo, fazendo $T_{o2} = 1^\circ C$ e $T_{o1} = T_{o3} = \dots = T_{on} = 0$, determinam-se $e_{12}, e_{22}, e_{32}, \dots, e_{n2}$. Desse modo, obtém-se a matriz $[e]$, e as forças de protensão iniciais são calculadas por meio da equação $[T_o] = [T] \cdot [e]^{-1}$.

Dada a importância deste método para a obtenção das forças de protensão nos estais, segue um exemplo prático simplificado, a fim de melhor ilustrar o procedimento de cálculo. Seja uma ponte estaiada com quatro estais, $E1, E2, E3$ e $E4$, numerados da esquerda para a direita, e que formam um único plano de estaiamento, conforme a Figura 26.

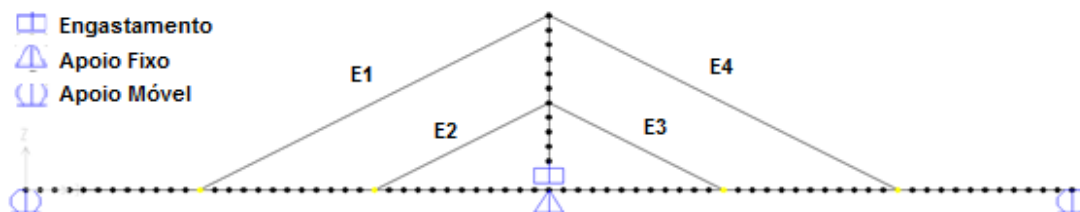


Figura 26: Ponte estaiada utilizada no exemplo numérico
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Foram utilizados cabos com 16 cordoalhas de aço CP-177 RB, representados no modelo como uma barra de seção circular com diâmetro de 6,08 cm. Já para o mastro e o tabuleiro, foi adotado o concreto C40; sendo a seção transversal do tabuleiro com 0,5 metro de altura por 10 metros de largura, e a do mastro uma seção quadrada de lado 1 metro. As propriedades dos materiais podem ser obtidas da Figura 27 abaixo, retirada do *software* SAP2000:

Material Property Data	Material Property Data
General Data Material Name and Display Color: CP177-RB Material Type: Steel Material Notes: Modify/Show Notes...	General Data Material Name and Display Color: C40 Material Type: Concrete Material Notes: Modify/Show Notes...
Weight and Mass Weight per Unit Volume: 7.849 Mass per Unit Volume: 0.8004 Units: Tonf, m, C	Weight and Mass Weight per Unit Volume: 2.5 Mass per Unit Volume: 0.2549 Units: Tonf, m, C
Isotropic Property Data Modulus of Elasticity, E: 19500000 Poisson's Ratio, U: 0.3 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05 Shear Modulus, G: 7500000	Isotropic Property Data Modulus of Elasticity, E: 32000000 Poisson's Ratio, U: 0.2 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05 Shear Modulus, G: 1333333.3
Other Properties for Steel Materials Minimum Yield Stress, Fy: 155000 Minimum Tensile Stress, Fu: 173000 Effective Yield Stress, Fye: 173000 Effective Tensile Stress, Fue: 173000	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 4000 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete

Figura 27: Parâmetros utilizados para aço e concreto no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos

Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

O primeiro passo é simular a estrutura submetida ao seu peso próprio, e verificar quais são os deslocamentos verticais w_1 , w_2 , w_3 e w_4 dos nós em que os estais $E.1$, $E.2$, $E.3$ e $E.4$ se ligam ao tabuleiro.

Deslocamentos Devido ao peso Próprio	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	DEAD	-0,016414
	E.2	DEAD	-0,011339
	E.3	DEAD	-0,011339
	E.4	DEAD	-0,016414

Tabela 1: Deslocamentos da estrutura quando submetida ao peso próprio no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Em seguida, aplica-se um carregamento unitário de temperatura ($T = 1^{\circ}\text{C}$) em cada um dos estais, anotando em cada caso os valores de deslocamento vertical do nós definidos anteriormente. Assim, obtém-se as tabelas Tabela 2 a Tabela 5:

Deslocamentos com 1°C aplicado em E.1	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	Unit E.1	0,000026
	E.2	Unit E.1	0,000015
	E.3	Unit E.1	3,145E-06
	E.4	Unit E.1	7,355E-06

Tabela 2: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.1, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Deslocamentos com 1°C aplicado em E.2	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	Unit E.2	0,000026
	E.2	Unit E.2	0,00003
	E.3	Unit E.2	-0,000011
	E.4	Unit E.2	-7,9E-06

Tabela 3: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.2, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Deslocamentos com 1 °C aplicado em E.3	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	Unit E.3	-7,9E-06
	E.2	Unit E.3	-0,000011
	E.3	Unit E.3	0,00003
	E.4	Unit E.3	0,000026

Tabela 4: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.3, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Deslocamentos com 1 °C aplicado em E.4	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	Unit E.4	7,355E-06
	E.2	Unit E.4	3,145E-06
	E.3	Unit E.4	0,000015
	E.4	Unit E.4	0,000026

Tabela 5: Deslocamentos da estrutura quando submetida a carregamento unitário de temperatura no E.4, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Com os deslocamentos obtidos para os carregamentos unitários, monta-se a matriz $[f]$. A coluna i da matriz é o conjunto de deslocamentos obtidos quando se introduziu o carregamento unitário no estai $E.i$. Desse modo, a matriz $[f]$ para este caso será:

$$[f] = \begin{bmatrix} 2,60E-05 & 2,60E-05 & -7,90E-06 & 7,36E-06 \\ 1,50E-05 & 3,00E-05 & -1,10E-05 & 3,15E-06 \\ 3,15E-06 & -1,10E-05 & 3,00E-05 & 1,50E-05 \\ 7,36E-06 & -7,90E-06 & 2,60E-05 & 2,60E-05 \end{bmatrix}$$

A matriz $[K] = [f]^{-1}$ será:

$$[K] = \begin{bmatrix} 87657 & -76394 & 17078 & -25409 \\ -46070 & 80348 & 28930 & -13377 \\ -13377 & 28930 & 80348 & -46070 \\ -25409 & 17078 & -76394 & 87657 \end{bmatrix}$$

Por fim, a matriz $[T]$ é obtida multiplicando-se a matriz $[K]$ pela matriz coluna $[W_0]$, composta pelos deslocamentos obtidos na Tabela 1:

$$[T] = [K] \cdot [W_0] = \begin{bmatrix} -349,16 \\ -263,34 \\ -263,34 \\ -349,16 \end{bmatrix}$$

Para verificar se os valores obtidos estão corretos, basta aplicá-los aos respectivos estais, juntamente com o peso próprio da estrutura, e verificar se o deslocamento nos nós é zero. De fato, nessa situação os deslocamentos se anulam, como pode ser visto na Tabela 6:

Deslocamentos com [T] aplicado aos estais	TABLE: Joint Displacements		
	Joint	OutputCase	W
	Text	Text	m
	E.1	Estais Carregados	0,000
	E.2	Estais Carregados	0,000
	E.3	Estais Carregados	0,000
	E.4	Estais Carregados	0,000

Tabela 6: Deslocamentos da estrutura submetida simultaneamente aos carregamentos obtidos e ao peso próprio, no exemplo numérico de aplicação do Método da Anulação dos Deslocamentos
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

O próximo passo é obter $[e']$. Como dito anteriormente, ela reflete a influência que a protensão de um cabo exerce sobre a protensão dos demais. O elemento e_{ij} dessa matriz é a força normal (expressa como uma variação equivalente de temperatura, em $^{\circ}C$) apresentada no estai i quando se introduz no estai j uma variação de $-1^{\circ}C$. Assim, a matriz $[e']$ fica:

$$[e'] = \begin{bmatrix} 0,38559 & -0,05404 & 0,01917 & 0,11517 \\ -0,10809 & 0,43904 & 0,05617 & 0,03834 \\ 0,03834 & 0,05617 & 0,43904 & -0,10809 \\ 0,11517 & 0,01917 & -0,05404 & 0,38559 \end{bmatrix}$$

No entanto essa ainda não é a matriz de influência de forças, uma vez que esta é adimensional. Para obtê-la, é preciso dividir cada elemento e_{ij} da matriz $[e']$ pelo elemento e_{jj} respectivo, obtendo-se novos coeficientes adimensionais. Assim,

$$[e] = \begin{bmatrix} 1 & -0,12309 & 0,04366 & 0,29837 \\ -0,28002 & 1 & 0,12794 & 0,09932 \\ 0,09932 & 0,12794 & 1 & -0,28002 \\ 0,29837 & 0,04366 & -0,12309 & 1 \end{bmatrix}$$

A inversa dessa matriz será:

$$e^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & -0,12309 & 0,04366 & 0,29837 \\ -0,28002 & 1 & 0,12794 & 0,09932 \\ 0,09932 & 0,12794 & 1 & -0,28002 \\ 0,29837 & 0,04366 & -0,12309 & 1 \end{bmatrix}$$

Assim, a matriz $[T_0]$, com as forças de protensão que devem ser consideradas no momento da protensão, é obtida multiplicando a matriz $[T]$ anteriormente obtida com a inversa da matriz de influência de forças:

$$[T_0] = [T] \cdot [e]^{-1} = \begin{bmatrix} -286,01 \\ -279,29 \\ -279,29 \\ -286,01 \end{bmatrix}$$

Por fim, basta transformar os esforços obtidos em variação equivalente de temperatura ($^{\circ}C$) para $tonf$, utilizando a expressão:

$$N = T \cdot EA \cdot \alpha$$

Assim, as forças de protensão a serem aplicadas nos estais 1 a 4 serão, em $tonf$:

$$[N_0] = EA\alpha[T_0] = \begin{bmatrix} 161,92 \\ 158,12 \\ 158,12 \\ 161,92 \end{bmatrix}$$

5. Comportamento estrutural de alguns tipos de superestrutura

5.1. Pontes em laje

As lajes são placas de concreto armado. No âmbito da Resistência dos Materiais, as placas são uma família de elementos pertencentes às estruturas de superfície (aquelas que tem uma dimensão bem menor que as outras, chamada espessura) e cujo carregamento é perpendicular a elas.

Na maior parte das situações, as lajes retangulares utilizadas nas pontes possuem $\frac{l_y}{l_x} > 2$ (em que l_x é seu menor lado e l_y o maior), sendo possível obter o momento fletor M_x de acordo com a teoria de vigas, com suficiente precisão. No entanto, nas lajes em que $1 \leq \frac{l_y}{l_x} < 2$, o trabalho bidimensional é importante. Neste caso, quando submetida a uma carga perpendicular P , esta se distribui para os elementos que a apoiam através de dois caminhos, as direções x e y (ver Figura 28). Para determinar as parcelas de P que caminham para cada uma dessas direções (P_x e P_y , respectivamente), é preciso resolver o problema hiperestático correspondente, o que pode ser feito com o auxílio de algumas teorias, como a Teoria das Grelhas e a Teoria das Placas. Na prática, utilizam-se *softwares* de análise estrutural para se obter a solução.

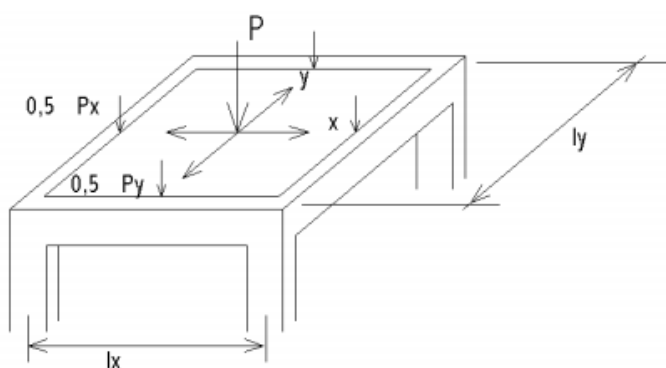


Figura 28: Laje retangular solicitada por uma carga concentrada P
Fonte: (STUCCHI, PEF-2404 Pontes e Grandes Estruturas (Notas de Aula), 2006, p. 48)

Em geral, o momento longitudinal $M_y \leq \frac{M_{x \text{ máx}}}{5}$. Os momentos transversais positivos são máximos próximo ao meio do vão e diminuem em direção aos apoios.

As forças cortantes máximas q_x , por metro de largura de laje, dependem muito do tipo de apoio da laje. No caso de apoio linear em toda a largura da ponte, elas geralmente não são críticas; no caso de apoios lineares curtos ou mesmo pontuais, podem atingir valores que tornam necessária a presença de armadura especial de cisalhamento.

Pontes pequenas em laje são dimensionadas de preferência em concreto armado, para simplificar a execução. Neste caso, é preciso que o espaçamento da armadura principal seja pequeno, limitando-se assim a abertura de fissuras.

Quando feitas com protensão longitudinal, os cabos tensionados se estendem por todo o comprimento da laje, devendo ser reunidos em grupos na seção transversal para permitir seu ajuste e amarração. Antigamente, as ancoragens eram levantadas até aproximadamente a metade da altura da seção transversal; entretanto, ensaios de cisalhamento mostraram que é melhor localizar o centro de gravidade da força de protensão longitudinal aproximadamente no terço inferior da seção. Com relação ao traçado, em lajes contínuas, os trechos onde os cabos longitudinais mudam de curvatura sobre os apoios intermediários devem ser curtos, para que os esforços introduzidos pela mudança de direção e que são direcionados para baixo possam ser transmitidos ao apoio sem que produzam tensões de tração inclinadas prejudiciais. Faz-se necessário também que existam armaduras transversais de fretagem nas extremidades, a fim de absorver os esforços provocados pelas forças transmitidas pelas ancoragens.

A protensão transversal não é necessária para pontes com até 10 metros de largura, ainda que uma leve protensão centrada, no terço médio do vão, seja vantajosa por propiciar segurança contra fissuras longitudinais. No caso de pontes mais largas, a protensão transversal é necessária, devido aos esforços de coação nos aparelhos de apoio e outros efeitos provocados pela variação de temperatura, principalmente nas regiões próximas aos apoios. Em apoios intermediários de lajes contínuas, pode-se indicar um traçado dos cabos transversais adaptado à variação de momento fletor e força cortante.

Por fim, existem também as lajes ocas (Figura 29). Para elas, os esforços solicitantes determinam-se como para o caso anterior. Na longitudinal, sua capacidade resistente não muda em relação às lajes maciças (dispensando a adoção de medidas especiais). No entanto, elas apresentam deficiência na direção y , sendo

sensíveis a momentos fletores transversais (M_x) e suas respectivas forças cortantes, porque o fluxo de tensões transversais inclinadas e que se cruzam é interrompido pelos espaços vazios. Isto leva à necessidade de sempre se prever nervuras transversais no meio do vão e nos apoios intermediários quando $\frac{l_y}{l_x} \leq 4$.



Figura 29: Passarela construída com lajes ocas
Fonte: (JI News, 2016)

5.2. Pontes em viga

Diferentemente das pontes em laje, em que um mesmo componente faz o papel de tabuleiro e elemento estrutural, as pontes em viga são as primeiras que apresentam, na superestrutura, elementos concebidos unicamente para resistir às solicitações impostas pelo carregamento. Seu sistema longitudinal pode ser bi apoiado ou contínuo, e seu sistema transversal pode ser em duas ou mais vigas longarinas (seção “tê”). Também é comum haver transversinas, vigas transversais com a função de melhor distribuir os esforços entre as longarinas (Figura 30).

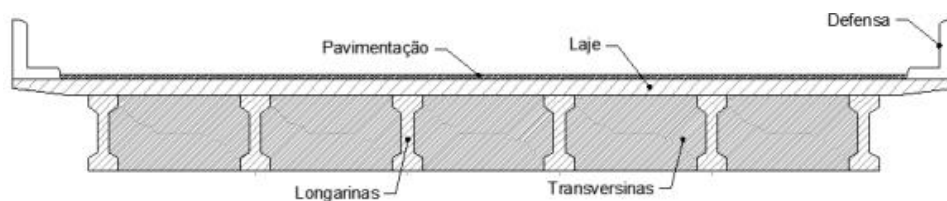


Figura 30: Seção transversal típica de ponte em várias vigas com transversina
Fonte: (CAVALCANTE, 2016)

5.2.1. Pontes em duas vigas

No caso de pontes em duas vigas, é preciso se atentar à baixa resistência aos esforços na transversal e à torção. Sabe-se que quando a força resultante está deslocada em relação ao centro geométrico da seção, ou quando a ponte apresenta curvatura em planta e a força resultante está deslocada em relação ao eixo que une os apoios, surge esforço de torção. Esse sistema estrutural combate a torção por meio de um binário originado da diferença entre as cargas recebidas pelas longarinas (flexo-torção).

O transporte de carga é pensado primeiro na transversal. As pontes em duas vigas podem ser modeladas transversalmente como uma barra bi apoiada, em que os apoios são as longarinas. Como a viga bi apoiada é uma estrutura isostática, sob a ação do carregamento, as cargas suportadas por cada longarina são obtidas de forma simples por meio das equações de equilíbrio. Assim, dois casos devem ser analisados: tabuleiro totalmente carregado (situação crítica para dimensionamento a momento fletor e força cortante) e meio tabuleiro carregado (situação crítica para dimensionamento a torção).

Esses carregamentos são transportados para a longitudinal – para isso, a longarina é dividida em algumas seções para análise. Por fim, dispondo das cargas atuantes e da linha de influência longitudinal da ponte, obtém-se as piores condições de carregamento para cada uma dessas seções, sendo possível efetuar o dimensionamento.

No caso das pontes estaiadas em duas vigas longarinas (caso prático estudado neste trabalho), é necessário utilizar um programa de análise estrutural conveniente para determinar que parcelas das cargas são sustentadas pelas longarinas e pelos estais. Estes são planejados para serem muito mais rígidos que o tabuleiro e as longarinas, de modo que recebam a maior parte do carregamento, possibilitando a diminuição das seções transversais das vigas e da espessura do tabuleiro, como foi visto no item “4.6 — Pontes estaiadas”.

5.2.2. Pontes em múltiplas vigas

O princípio que rege as pontes em múltiplas vigas é bastante semelhante ao da ponte em duas vigas. Nelas, o conjunto laje-transversina é modelado como uma viga contínua em que os apoios são as longarinas. A partir da linha de influência da seção transversal, é possível saber qual a pior condição de carregamento transversal para cada uma das longarinas. De forma geral, quanto mais longarinas a superestrutura apresentar, melhor será sua capacidade de distribuição de cargas na transversal

Uma vez que a seção transversal é modelada como viga contínua, a determinação de sua linha de influência constitui um problema hiperestático, de modo que não pode ser obtida por simples aplicação das equações de equilíbrio. Para resolver este problema, há várias soluções possíveis advindas de métodos de cálculo como os de Courbon/Engesser, Leonhardt, Guyon/Massonet/Bares, Ferraz, Fauchart, entre outros. Aqui serão discutidos dois deles: o de Courbon/Engesser e o de Fauchart.

5.2.2.1. Método de Courbon/Engesser

As pontes em vigas múltiplas foram inicialmente concebidas com transversinas muito rígidas, para melhor distribuir as cargas nas longarinas. No entanto, posteriormente se verificou que as lajes usuais dessas pontes apresentavam rigidez suficiente para garantir uma boa distribuição de cargas na transversal, possibilitando a eliminação das transversinas intermediárias. Atualmente, essa solução tem sido muito utilizada, especialmente quando as vigas são pré-moldadas, porém nestes casos a armadura da laje deve ser reforçada e devem ser tomados os devidos cuidados em relação aos problemas de fadiga. As transversinas de apoio devem ser mantidas, admitindo-se sua eliminação apenas em casos excepcionais, e acompanhada de medidas especiais.

Para o cálculo de grelhas com transversinas muito rígidas, o processo de Courbon/Engesser é bastante apropriado; já para o caso em que elas são flexíveis ou mesmo não existem, o processo de Fauchart mostra-se mais adequado.

Seja dada a seção transversal de uma ponte em várias vigas. O centro elástico das vigas é obtido por meio da média ponderada das posições destas na seção, em

que os pesos são suas respectivas rigidezes (a rigidez de uma viga é diretamente proporcional ao seu EI - módulo de elasticidade multiplicado pelo momento de inércia à flexão). Este centro elástico é a “origem” de um eixo de coordenadas horizontal que percorre a seção transversalmente. É possível demonstrar que a linha de influência sobre uma transversina pelo método de Courbon/Engesser é uma reta, e para a longarina L_j vale:

$$r_{jp} = k_j \cdot \left(\frac{1}{\sum k_i} + \frac{e_j \cdot e_p}{\sum (k_i \cdot e_i^2)} \right)$$

Onde:

r_{jp} é a reação na longarina L_j devido a um carregamento unitário;

k_j é a rigidez da longarina L_j ;

e_j é a posição da longarina L_j em relação à origem obtida anteriormente (ver Figura 31);

e_p é a posição da força unitária em relação à origem obtida anteriormente;

$\sum k_i$ é a soma das rigidezes de todas as longarinas;

$\sum (k_i \cdot e_i^2)$ é a soma dos produtos dados pela rigidez da longarina L_i pelo quadrado da sua posição em relação à origem obtida anteriormente, para todas as longarinas.

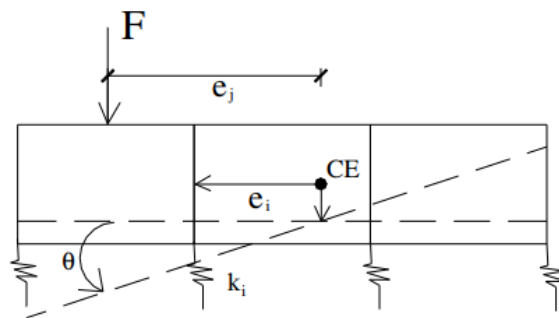


Figura 31: Deformação de uma viga rígida sobre apoios elásticos devido à carga excêntrica em relação ao centro de rigidezes das molas

Fonte: (STUCCHI, PEF-2404 Pontes e Grandes Estruturas (Notas de Aula), 2006, p. 81)

Assim, para um carregamento pontual P sobre uma transversina, a parcela do carregamento que é suportada pela longarina L_j é dada por $(P \cdot r_{jp})$. Já para um

carregamento distribuído q , a resultante que atua na longarina L_j é dada pela integral ao longo da seção transversal da função de primeiro grau que descreve a linha de influência, multiplicada pela função que descreve o carregamento transversal.

É importante frisar que essa distribuição ocorre quando a carga externa está aplicada sobre uma transversina. Quando, porém, a carga externa atua fora de uma transversina (diretamente sobre a longarina, por exemplo), além da força externa aparecem forças de reação onde estão posicionadas as duas transversinas mais próximas. No entanto, verifica-se que desprezar esse fato e transferir somente a parcela calculada como se a carga fosse aplicada sobre uma transversina, embora seja uma solução muito mais simples, fornece resultados bastante próximos dos corretos. Assim, ao se utilizar a solução aproximada, admite-se a existência de uma transversina rígida sobre cada carga externa.

O processo de Courbon/Engesser é válido para qualquer que seja o sistema estrutural longitudinal, seja viga biapoiada ou contínua. Ele se aplica no caso usual de grelhas em ponte onde são respeitadas três condições: a largura da obra é menor que metade de seu vão, a altura das transversinas é da ordem de grandeza da altura das longarinas; e as espessuras das longarinas e da laje são pequenas. Essas condições permitem formular as seguintes hipóteses: as transversinas são infinitamente rígidas e a torção uniforme é desprezível, bem como o trabalho longitudinal das lajes. Além disso são adotadas as seguintes hipóteses da Resistência dos Materiais: longarinas podem ser modeladas como barras (base e altura muito menores que seu comprimento), o material é homogêneo e isotrópico, são válidas a Lei de Hooke e a hipótese de Navier, e os deslocamentos são pequenos.

5.2.2.2. Método de Fauchart

No caso em que não há transversinas intermediárias, a seção transversal fica submetida à torção transversal (Figura 32). Neste caso, não é possível aplicar o método de Courbon/Engesser, sendo necessário utilizar outro método que leve em conta essa deformação transversal adicional – por exemplo, o método de Fauchart.

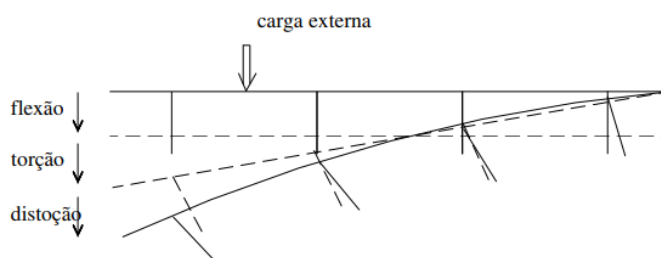


Figura 32: Deformação de uma seção transversal pelo processo de Fauchart
Fonte: (STUCCHI, PEF-2404 Pontes e Grandes Estruturas (Notas de Aula), 2006, p. 87)

Segundo esse método, as longarinas devem apresentar rigidez à flexão (K_f) e à torção (K_t). Ambas podem ser calculadas de forma aproximada segundo as expressões:

$$k_f = \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 EI$$

$$k_t = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 GI_t$$

Em que:

E é o módulo de elasticidade do material da longarina;

I é o momento de inércia à flexão da longarina;

I_t é o momento de inércia à torção da longarina;

G é o módulo de elasticidade transversal da longarina, sendo $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, no qual ν é o coeficiente de Poisson do material.

Assim, diferentemente do método de Courbon/Engesser, que possibilita a determinação das linhas de influência por meio de uma expressão, para obtê-las segundo o método de Fauchart basta resolver a viga sobre apoios elásticos, num programa conveniente, para uma série de posições da carga unitária. Caso haja

transversina flexível, a barra do modelo deve apresentar momento de inércia à flexão equivalente ao conjunto formado por laje e transversinas:

$$I_{laje\ equivalente} = \frac{I_{transversina} + I_{laje}(e - b_w)}{e}$$

Em que e é a largura da mesa área de influência de cada longarina e b_w é a largura de sua alma.

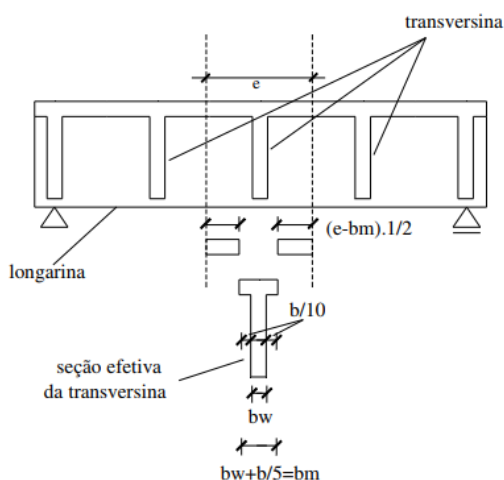


Figura 33: Ponte em grelha com transversina flexível

Fonte: (STUCCHI, PEF-2404 Pontes e Grandes Estruturas (Notas de Aula), 2006, p. 88)

É importante considerar pelo menos uma seção para cada longarina e cada posição consideradas relevantes. Costuma-se chamar este procedimento de “passear com a carga unitária sobre a estrutura” (na transversal), anotando para cada posição os esforços de interesse. Obtida a linha de influência transversal, o processo continua, seguindo exatamente os mesmos passos do Courbon/Engesser.

É conveniente observar que se for desprezada a torção uniforme sobre as longarinas ($I_t = 0$) e admitida rigidez infinita da laje de ligação (simulando uma transversina rígida), o processo de Fauchart se reduz ao de Courbon/Engesser. Assim, este é um caso particular do primeiro, que por isso apresenta boa aproximação se foram válidas as hipóteses necessárias para seu uso.

Para o processo de Fauchart deve ser admitido por hipótese que o trabalho longitudinal das lajes pode ser desprezado e que as longarinas trabalham conforme a Resistência dos Materiais, são biapoiadas e com inércia constante.

5.2.3. Pontes em viga única

5.2.3.1. Viga com seção transversal aberta

Devido às limitações estruturais que apresentam, as pontes em viga única e seção aberta não costumam ser utilizadas para pontes rodoviárias e ferroviárias. No entanto, obras que se utilizam desse tipo de solução existem, sendo muito comuns em passarelas.



Figura 34: Passarela de concreto em viga única de seção aberta
Fonte: (Precon Pré-Fabricados)

5.2.3.2. Viga com seção celular

Em se tratando de pontes em viga única, o grande destaque são as pontes em seção celular (também chamada seção caixão). Elas apresentam uma série de vantagens em relação às pontes em grelha; possuindo elevada rigidez e resistência a torção e flexão – convém lembrar que a torção é um esforço crítico nas pontes em grelha. Além disso, estas pontes são concebidas para resistir a momentos fletores positivos - enquanto a seção celular proporciona bom desempenho para momentos fletores tanto positivos como negativos, o que a torna muito apropriada para sistemas estruturais modelados como viga contínua. Além disso, o uso da seção celular permite economizar material e mão de obra.

Podem ser uni ou multicelulares. O uso de pontes multicelulares só se justifica em obras exageradamente largas, sobretudo aquelas em que a largura é bem superior à metade do vão. As pontes unicelulares, aparecem de forma mais frequente nos projetos.



Figura 35: Pont de Saint-Cloud, construída em seção celular
Fonte: (STUCCHI & SKAF, 2009)

Uma vez que em geral as obras em balanço sucessivo são protendidas para ficarem submetidas apenas a momentos fletores negativos ou nulos (pelo menos até sofrerem o efeito gradativo da fluência), é comum que nestes casos as pontes em seção celular apresentem seção variável ao longo do seu comprimento, com a laje inferior mais fina no meio do vão e mais espessa no encontro com os apoios, onde os momentos negativos são maiores em módulo (e consequentemente os esforços de compressão na face inferior são maiores).

Quanto ao comportamento estrutural, é importante mencionar que na seção caixão, independentemente de onde a carga é aplicada, metade dela é suportada por cada alma (Figura 36), havendo momento de torção quando aplicada fora plano vertical que contém o centro de cisalhamento da seção (que para seções simétricas corresponde aproximadamente ao centro geométrico). Se as vigas têm espessuras diferentes, o centro de cisalhamento não coincide com o centro geométrico, fazendo surgir momentos de torção adicionais.

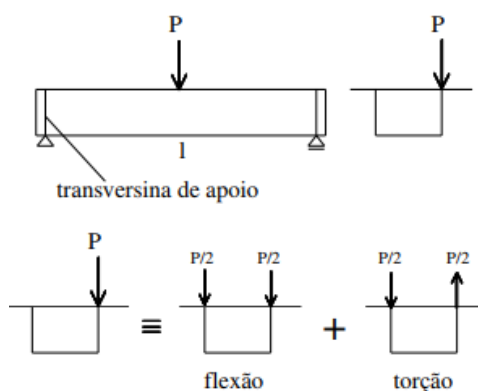


Figura 36: Seção celular submetida à carregamento
Fonte: (STUCCHI, 2006, p. 118)

6. Conceitos gerais sobre concreto armado e protendido

6.1. Breve histórico

O surgimento do concreto remonta ao período do Império Romano. Ainda que mesmo antes da ocupação definitiva do Golfo de Nápoles pelos romanos (ocorrida por volta de 80 a.C.) cinzas, areias e pedras vulcânicas expelidas pelo Vesúvio já fizessem parte do cotidiano de construtores, engenheiros e arquitetos da região; é efetivamente com os romanos que a utilização do cimento nas construções pode ser considerada extensiva. Assim, era comum entre suas obras o *Opus Caementicium* (em latim, “obra em concreto ou cimento”), que era uma parede ou muro feita de um composto de cimento pozolânico (cal hidratada misturada com pozolana vulcânica moída), areia, pedaços de pedra e água, resultando em um cimento grosso, com o mesmo aspecto do utilizado nas construções modernas. A mistura era feita na própria obra, no chão ou na estrutura construída, em uma forma montada para receber o concreto, alternando argamassa pastosa com pedaços de pedra a ela adicionados e socados (CUNHA, 2012, p. 401 e 402).

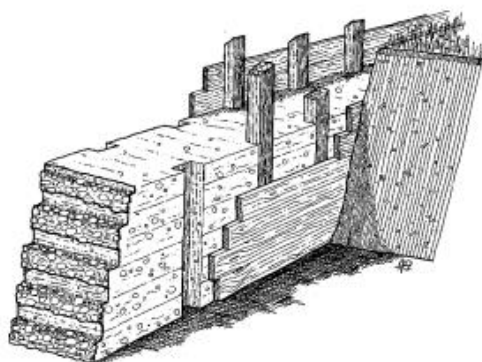


Figura 37: Detalhe de forma de madeira utilizada em construções romanas
Fonte: (KAEFER, 1998)

Ainda de acordo com Cunha, “sem sombra de dúvida, a análise de diversas construções em Pompeia mostra que ali se encontram estruturas que, de uma forma ou de outra, utilizaram das facilidades propiciadas pelo uso do concreto” e “surgiu daí a construção de grandes paredes, muros ou contrafortes e dos arcos, destinados ao fechamento, à estabilização e à criação de espaços internos cobertos, respectivamente, de uma forma completamente diferente de tudo o que se fazia no

passado, quando a humanidade ainda não havia se despertado para as inúmeras possibilidades do concreto nas construções” (CUNHA, 2012, p. 486 e 487).

Assim, a pozolana de Pozzuoli, localidade próxima ao Monte Vesúvio, foi utilizada em argamassas utilizadas para construir a Via Ápia, os banhos romanos, o Coliseu, o Pantheon em Roma e aquedutos, como Pont du Gard no sul da França (Figura 38). No entanto, os romanos foram além: remonta a eles também a ideia de associar barras metálicas à argamassa para aumentar sua resistência às solicitações em serviço. Durante a recuperação das ruínas das termas de Caracalla, em Roma, verificou-se a utilização de barras de bronze dentro da argamassa de pozolana em pontos onde o vão a vencer era maior do que o normal na época.



Figura 38: Pont du Gard, construída pelos romanos sobre o Rio Gardon, França
Fonte: (HARDMAN, 2012)

Após a queda do Império Romano do Ocidente no ano de 476 d.C., inicia-se a Idade Média, período que não trouxe grandes inovações no uso de argamassas e concreto. Pelo contrário, a qualidade dos materiais cimentícios em geral decaiu, perdendo o uso da cal pozolânica que havia sido introduzido pelos romanos. Inovações expressivas só voltam a ocorrer no século XVIII no tocante ao uso de cimentos e argamassas.

Vários testes foram feitos ao longo do tempo com vários tipos de argamassa. Pó de tijolos de barro, tarras (um tipo de rocha vulcânica) e cinzas de ossos são apenas alguns dos materiais que foram utilizados. Em 1824, Joseph Aspdin obteve um produto com calcário e argila finamente moídos e misturados a altas temperaturas até que o gás carbônico (CO_2) fosse retirado. Esse material, quando moído, foi

batizado de cimento Portland. No entanto, ele não corresponde ao que atualmente é chamado de cimento Portland (este só iria aparecer dez anos mais tarde), por dois motivos: provavelmente Aspdin não queimava o material em temperatura suficiente para produzir clínquer, e a patente que ele obteve à época não definia as proporções dos ingredientes utilizados. Quatro anos depois, o material desenvolvido por Aspdin foi aplicado pela primeira vez em uma obra civil, para preencher uma fenda no túnel do Tâmis.

Na década de 1850, o francês Joseph Louis Lambot inicia os primeiros experimentos com o que ele chamou de “cimento armado”. Motivado pelas dificuldades na manutenção de canoas de madeira, ele decidiu construir uma em concreto, uma vez que ele é durável, requer pouca manutenção e resiste bem em meio aquático. Assim, ele construiu uma canoa envolvendo uma tela de arame metálico em argamassa. Ao apresentá-la na Exposição Universal de Paris de 1855, Lambot imaginou que sua invenção chamaria mais atenção do público do que qualquer outra peça, tendo então mais oportunidades para usar o concreto armado em obras. Para sua infelicidade, nem mesmo os funcionários da Administração da Marinha em Toulon se convenceram da eficácia da tecnologia desenvolvida por ele, afirmando que o concreto armado não era apropriado para construção de navios.



Figura 39: Barco de Lambot, apresentado na Exposição Universal de 1855, em Paris
Fonte: (AGEORGES)

Ao ter contato com a canoa exposta por Lambot, um paisagista e horticultor chamado Joseph Monier, deve ter tido imediatamente o pensamento: “se o concreto servia para um barco, em contato com a água, impermeável, com grande durabilidade,

deveria ser ótimo para suas caixas de terra, também em contato com a água” (VASCONCELOS, 1985). Fato é que durante vários anos Monier usou e vendeu grande quantidade de vasos e caixas de cimento armado, de diversos tamanhos e formatos. O sucesso que este negócio lhe proporcionou o impulsionou a projetos cada vez mais ambiciosos: bacias, caixas d’água, tubos para encanamentos e reservatórios cada vez maiores (com 180 m³ para a estação da estrada de ferro de Alençon e outro de 200 m³, suportado por colunas, em Nogent-sur-Marne). Em 1875, Monier construiu uma ponte de 16,5 metros de vão e 4 metros de largura nas propriedades do Marquês de Tilliers.

Em 1877, o inglês Thaddeus Hyatt publica o seu trabalho “An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete Combined with Iron as a Building Material”. Este estudo revolucionou o conhecimento do concreto armado na época, e várias conclusões importantes foram obtidas a partir dele: o aço não resiste bem ao fogo, mas resiste quando suficientemente envolto em concreto; a aderência entre ambos possibilita que a armadura posicionada na parte inferior da viga trabalhe em conjunto com o concreto comprimido na parte superior; o coeficiente de dilatação térmica de ambos é semelhante, de forma que sua combinação apresente resistência mesmo quando submetida ao fogo ou ao congelamento; entre outras. Além disso, Thaddeus foi o primeiro a perceber a importância da boa aderência entre os dois materiais e do correto posicionamento das barras de aço nas áreas tracionadas para que o material apresente desempenho eficiente.

O desenvolvimento desta tecnologia foi tal que no fim do século XIX, Charles Rabut inicia o ensino formal de dimensionamento de estruturas de concreto armado, na École des Ponts et Chaussées, em Paris. A mais antiga notícia sobre a aplicação do concreto armado no Brasil data de 1904, na publicação “Construções de Cimento Armado” do Prof. Antonio de Paula Freitas da Escola Polytechnica do Rio de Janeiro. Nela, menciona-se que os primeiros casos foram a construção de casas de habitação em Copacabana, pela “Empresa de Construções Civis”.

Na década de 30 do século XX, o francês Eugène Freyssinet apresentou as vantagens da protensão, principalmente ao consolidar as fundações da Estação Marítima do Havre, na Normandia. Em 1945, ao final da 2ª Guerra Mundial, foi criada a STUP – Société Technique pour l’Utilisation de la Précontrainte, primeiro órgão

internacional de estudo do concreto protendido. O brasileiro e jovem engenheiro Carlos Freire Machado, grande divulgador da técnica do concreto protendido no país, ocupou a diretoria-geral dessa organização no Brasil. Antes disso, foi responsável pela construção da Ponte do Galeão, primeira obra em concreto protendido no Brasil e nas Américas, no ano de 1949.

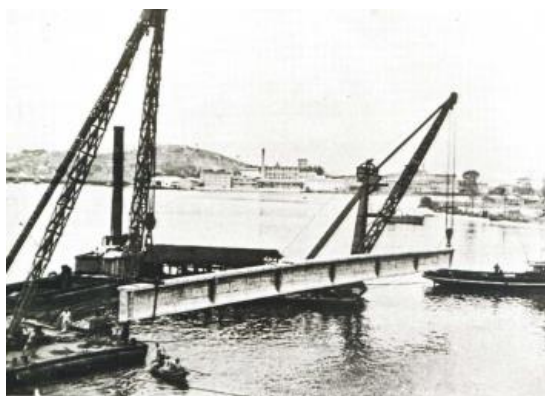


Figura 40: Transporte de viga pré moldada protendida, na construção da Ponte do Galeão
Fonte: (VASCONCELOS, 1985, p. 212)

Diante deste breve histórico, percebe-se que o concreto é resultado de séculos de estudo e desenvolvimento, e que se hoje ele é o material construtivo mais utilizado pelo homem, isso se deve ao esforço de vários indivíduos, das mais variadas épocas e nacionalidades, que contribuíram para a sua criação e aperfeiçoamento.

6.2. O concreto armado

O objetivo do projetista é dimensionar a estrutura de forma que os elementos que a compõem atendam a duas situações: o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS). O ELU está relacionado com a ruptura, e o cálculo para esse estado se baseia na ideia de que as cargas em serviço, multiplicadas por um coeficiente de segurança, são inferiores à carga capaz de romper a peça. No entanto, ainda que a estrutura não rompa, é necessário que existam também limites de fissuração e deformação, a fim de evitar sua inutilização. Tais limites estão associados ao ELS, que complementa o cálculo à ruptura (PFEIL, 1978, p. 1).

De modo geral, as armaduras de aço são compostas por barras longitudinais e estribos, e devem ser projetadas para resistir à flexão, esforço cortante e torção.

6.2.1. Dimensionamento à flexão simples

A sequência de dimensionamento a seguir é válida para calcular a quantidade de armadura longitudinal em vigas de concreto armado com seção “T”, com o objetivo de combater as solicitações de flexão simples (quando não há força normal atuante). Tome-se por exemplo a viga abaixo (Figura 41):

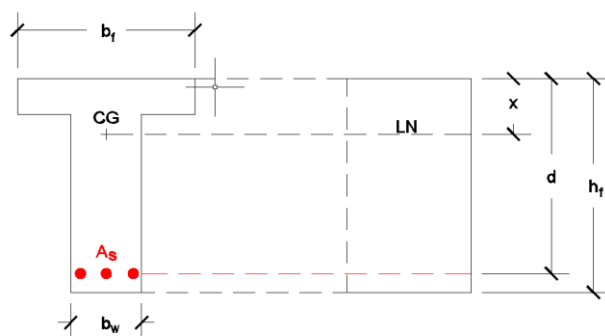


Figura 41: Vistas transversal e longitudinal da seção "T" para dimensionamento à flexão simples
Fonte: Imagem desenvolvida pelos alunos por meio do software AutoCAD

Na qual:

M_d é o momento fletor de cálculo a ser equilibrado ($M_d = M_k \cdot \gamma_f$), onde M_k é o momento característico e γ_f é o coeficiente de majoração das ações;

x é a posição da linha neutra, medida a partir da face superior da viga;

h_f é a altura da mesa;

d é a distância do topo da viga à armadura de flexão, ou seja, altura útil da seção fletida;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ é a resistência de cálculo à compressão do concreto, f_{ck} é sua resistência característica e γ_c o coeficiente de minoração da resistência; e

b_f é a largura da mesa;

b_w é a largura da alma.

Dado o momento fletor de cálculo a ser equilibrado, a posição da linha neutra é obtida por meio da expressão:

$$\frac{M_d}{(d - 0,4x)} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8 \cdot x$$

Para $0,8x \leq h_f$, verifica-se o domínio na ruptura (Figura 42): caso $x < 0,259d$, a estrutura se encontra no domínio 2 (subarmada) e se $x > 0,628d$, no domínio 4 (superarmada). Se $0,259d \leq x \leq 0,628d$, domínio 3 (condição ideal). Caso a estrutura esteja na condição superarmada, altera-se a altura da viga de modo que a mesma recaia nos domínios 2 ou 3 na condição de ruptura.

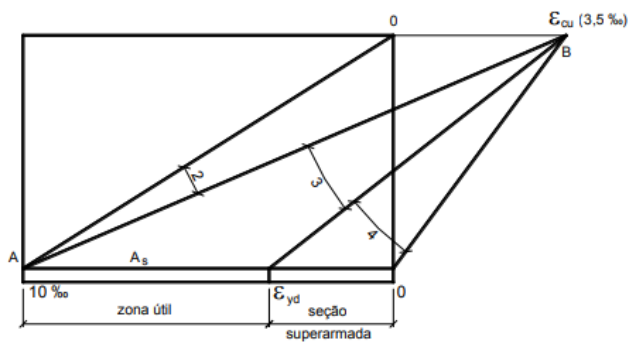


Figura 42: Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa e $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
Fonte: (BASTOS, 2015)

Estando nos domínios 2 ou 3, a tensão de tração do aço na ruptura é dada por $\sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$, onde f_{yd} é a tensão de escoamento do aço em valor de cálculo, f_{yk} é a tensão de escoamento do aço em valor característico e γ_s é o coeficiente de minoração dessa tensão (Figura 43).

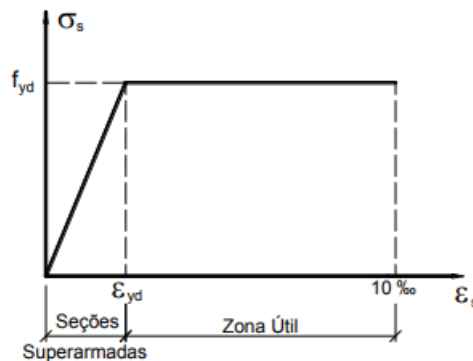


Figura 43: Zonas de dimensionamento em função da deformação no aço
Fonte: (BASTOS, 2015, p. 5)

Calcula-se então a área necessária de seção transversal de armadura longitudinal (A_s) por meio da expressão:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8 \cdot x}{f_{yd}}$$

No entanto, se $0,8x > h_f$, é necessário dividir o momento M_d em duas parcelas (M_{1d} e M_{2d}), calculadas separadamente conforme a figura:

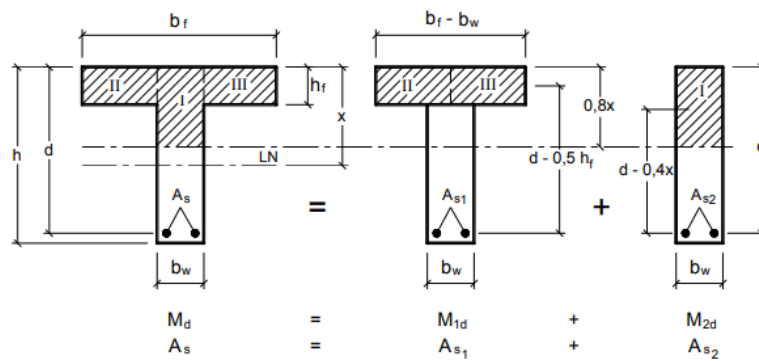


Figura 44: Decomposição da seção "T" no caso em que $0,8x > h_f$
Fonte: (BASTOS, 2015, p. 54)

Os momentos M_{1d} e M_{2d} e a linha neutra podem ser determinados por meio das expressões:

$$M_{1d} = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f)$$

$$M_{2d} = M_d - M_{1d}$$

$$\frac{M_{2d}}{(d - 0,4x)} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8 \cdot x$$

Com a última equação, é possível encontrar a posição da linha neutra e o domínio na condição de ruptura. Como foi visto, estando nos domínios 2 ou 3, a tensão de tração no aço na ruptura é a tensão de escoamento ($\sigma_s = f_{yd}$). Assim, é possível determinar as parcelas A_{s1} , A_{s2} e a quantidade total de armadura necessária A_s :

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{f_{yd}(d - 0,5h_f)}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd}(d - 0,4x)}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

6.2.2. Dimensionamento à força cortante

Uma vez calculada a armadura longitudinal para resistir aos esforços de flexão, calcula-se a armadura que resiste ao esforço cortante. A ruptura por esse tipo de esforço inicia-se com o surgimento de fissuras inclinadas, causadas pela combinação de força cortante, momento fletor e eventualmente forças axiais. Há muitas variáveis que influenciam neste tipo de ruptura, como por exemplo: geometria e dimensões da viga, resistência do concreto utilizado, quantidade de armaduras longitudinal e transversal, características do carregamento, tamanho do vão, entre outros. Dentre os vários modelos que podem ser utilizados para o cálculo, destaca-se o modelo de treliça clássica de Ritter-Mörsch (Modelo de Cálculo I apresentado pela NBR6118), que como o próprio nome indica, compara a distribuição interna das cargas na viga à que ocorre em uma treliça quando submetida à flexão.

Para dimensionar a viga de concreto armado ao esforço cortante, é necessário que sejam feitas duas verificações. A primeira é a verificação da diagonal comprimida do concreto, que dá origem à expressão:

$$V_d \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w$$

Na qual:

V_d é o esforço cortante ao qual a viga é submetida;

V_{Rd2} é a máxima força cortante resistente da viga;

f_{ck} e f_{cd} são, respectivamente, as resistências à compressão do concreto, característica e de cálculo;

b_w é a largura da alma da viga.

Caso esta verificação não seja satisfeita, aumenta-se a largura da alma da viga. A próxima verificação determina a mínima taxa de armadura transversal (estribos) por comprimento de viga, igualando a força cortante solicitante à resistente de cálculo, por meio da ruptura da diagonal tracionada, e é obtida por meio das expressões a seguir:

$$\frac{A_{sw,45}}{s} \geq \frac{V}{1,27 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

$$\frac{A_{sw,90}}{s} \geq \frac{V}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

Em que:

$$V = V_{sd} - V_c$$

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2V_{c0}$$

$$f_{ctd,inf} = 0,7 \cdot f_{ctd,médio} = 0,7 \cdot \left[\frac{0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{1,4} \right]$$

Sendo:

V_{sd} o esforço cortante de cálculo que a viga é submetida;

V_c é a parcela referente à parte da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{c0} é a resistência à força cortante de uma viga sem estribos (ou seja, é a máxima força cortante que uma viga sem estribos pode resistir);

$M_{sd,máx}$ é o máximo momento fletor de cálculo no trecho em análise;

M_0 é o momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção, provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} , sendo essa tensão calculada com γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não podem ser considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em M_{sd} ; devendo ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$f_{ctd,inf}$ é a mínima resistência de cálculo do concreto à tração direta (em MPa);

$\frac{A_{sw}}{s}$ é a taxa de armadura transversal por comprimento de viga, sendo $\frac{A_{sw,45}}{s}$ para estribos dispostos a 45° e $\frac{A_{sw,90}}{s}$ para estribos verticais. É preciso atentar para o fato de que, para estribo de dois ramos, A_{sw} equivale à área dos dois ramos do estribo. Para o de três ou quatro ramos, A_{sw} é a área de todos os três ou quatro ramos (Figura 45).

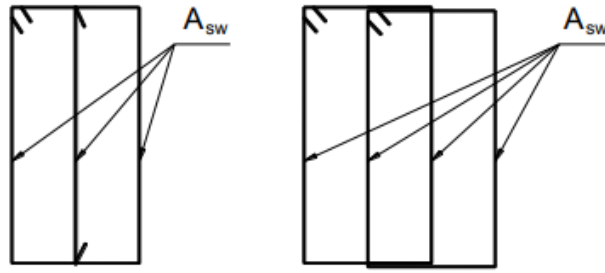


Figura 45: A_{sw} para estribos de três ou quatro ramos

Fonte: (BASTOS, Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante; Notas de aula da disciplina 2323 - Estruturas de Concreto II, 2017, p. 22)

É importante frisar que para que essa expressão seja válida, $f_{ctd,inf}$, $f_{ctd,média}$ e f_{ck} devem estar em MPa.

6.2.3. Dimensionamento à torção

Para o dimensionamento à torção, as condições fixadas na NBR6118 pressupõem um modelo resistente constituído por treliça espacial, definida a partir de um elemento estrutural de seção vazada equivalente ao elemento estrutural a dimensionar.

São necessárias três verificações. A primeira se refere à resistência das diagonais comprimidas:

$$T_{sd} \leq T_{Rd2} = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

Em que:

T_{sd} é a torção solicitante de cálculo no trecho em análise;

T_{Rd2} é a torção resistente que depende das diagonais comprimidas no modelo de treliça espacial adotado;

h_e é a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado ($2c_1 \leq h_e \leq \frac{A}{u}$, caso 1, em que c_1 é o cobrimento, A é a área da seção cheia e u é o perímetro da seção cheia);

A_e é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada. Ver Figura 46 (na figura, a espessura h_e é referida como t).

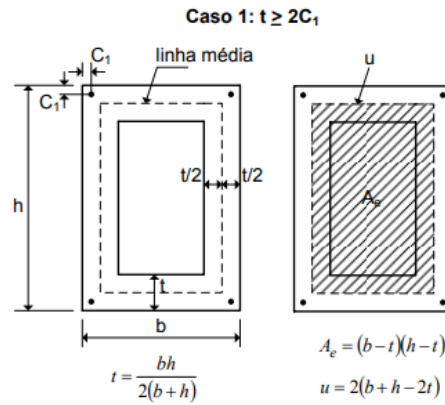


Figura 46: Seção vazada equivalente conforme a NBR6118 (caso 1)
Fonte: (ARAÚJO, 2013)

No caso em que a relação $\frac{A}{U}$ seja menor que $2c_1$, pode-se adotar:

$$h_e = \frac{A}{u} \leq b_w - 2c_1$$

E a superfície média da seção celular equivalente A_e definida pelos eixos das armaduras do canto (respeitando o cobrimento exigido nos estribos). Este é o caso 2, que pode ser observado na Figura 47 (nela, a espessura h_e é referida como t).

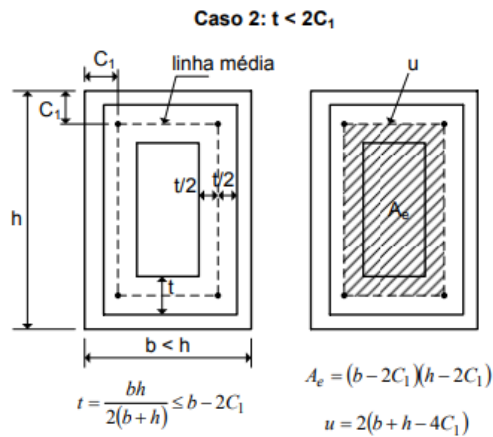


Figura 47: Seção vazada equivalente conforme a NBR6118 (caso 2)
Fonte: (ARAÚJO, 2013)

A segunda verificação se refere à parcela da torção resistida pelos estribos:

$$T_{sd} \leq T_{Rd3} = \frac{A_{s,90}}{s} \cdot 2A_e$$

Em que $A_{s,90}$ é a área de um ramo do estribo, contido na área correspondente à parede equivalente.

Por fim, a terceira verificação, relacionada à parcela da torção resistida pela armadura longitudinal:

$$T_{sd} \leq T_{Rd4} = \frac{A_{s,l}}{u_e} \cdot 2A_e \cdot f_{yd}$$

Em que $A_{s,l}$ é a soma das áreas das barras longitudinais;

u_e é o perímetro da área A_e .

6.3. O concreto protendido

6.3.1. Introdução

O concreto protendido, evolução do concreto armado, foi uma inovação que trouxe várias vantagens para o projeto de estruturas: diminuição das flechas nas vigas, redução das tensões de tração, redução das dimensões da seção transversal (o que possibilitou estruturas mais leves) e também tornou possível o desenvolvimento de novos métodos construtivos (por exemplo, a construção pelo método dos balanços sucessivos). Nele, a fim de diminuir o momento fletor solicitante, as barras de aço dão lugar a cabos de alta resistência submetidos a uma tração introduzida durante a fabricação da peça, de modo que ela seja submetida a um esforço permanente normal de compressão.

A partir da máxima tensão de tração na seção crítica do elemento a ser dimensionado ($\sigma_{m\acute{a}x}$), é possível diferenciar a protensão em três categorias: completa, limitada e parcial, conforme a Tabela 7. A categoria de protensão necessária depende da classe de agressividade ambiental, expressa na Tabela 8. Ela está intrinsecamente relacionada à durabilidade da estrutura, estando relacionada às ações físico-químicas que não são consideradas no dimensionamento (ou seja, não envolve fenômenos como ações mecânicas, dilatação e retração térmica e retração hidráulica).

Tabela 7: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Fonte: (NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento, 2014)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	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	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 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.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Tabela 8: Classes de agressividade ambiental

Fonte: (NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento, 2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Na Tabela 7, ELS-W é o estado limite de abertura de fissuras (em que w_k é o máximo valor para abertura de fissura), o ELS-F é o estado limite de formação de fissuras e o ELS-D é o estado limite de descompressão. Já Ψ é o parâmetro que multiplica o momento causado pelas cargas variáveis, e para pontes rodoviárias - como o viaduto estaiado a ser analisado nesse trabalho - $\Psi_{cr} = 1$, $\Psi_{cf} = 0,5$ e $\Psi_{cqp} = 0,3$.

Outra classificação importante é a que divide a protensão em dois tipos: protensão com aderência inicial e protensão com aderência posterior, também chamados de sistemas com armadura pré-tracionada e pós-tracionada (PFEIL, 1978).

Na protensão com aderência inicial (vide Figura 48), os fios de aço são esticados e ancorados em suportes provisórios. Em seguida colocam-se as formas laterais, procedendo-se à moldagem e à cura do concreto, que é lançado diretamente sobre os fios, aderindo a eles. Atingida a resistência prevista no projeto, retira-se gradualmente o esforço de protensão sobre os cabos de aço. Estes tendem a reduzir seu comprimento, no que são impedidos pelo atrito e aderência com o concreto; assim, os cabos permanecem esticados e as vigas protendidas. Após o endurecimento do concreto, cortam-se os fios dos suportes provisórios. A ancoragem se faz por meio da aderência entre os cabos e o concreto.

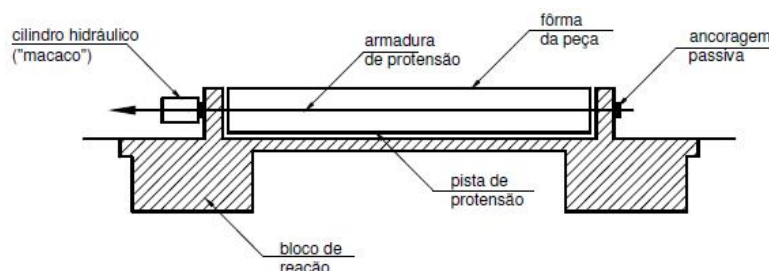


Figura 48: Esquema ilustrativo de sistema com armadura pré-tensionada
Fonte: (ESPIL & SCHERER, 2016)

Já a protensão com aderência posterior (Figura 49) tem esse nome pois é feita após o endurecimento do concreto, utilizando a própria peça como apoio definitivo para a ancoragem do cabo. Os macacos se apoiam nas extremidades da viga, prendendo os cabos. Após o esticamento, estes são ancorados definitivamente, ficando sob tensão. Os macacos são então retirados. Este sistema apresenta uma

grande variedade de tipos. Os cabos podem ser externos à peça ou internos, envolvidos por bainhas que impedem o contato com o concreto, e que ao final do processo são preenchidas com argamassa de cimento injetada.

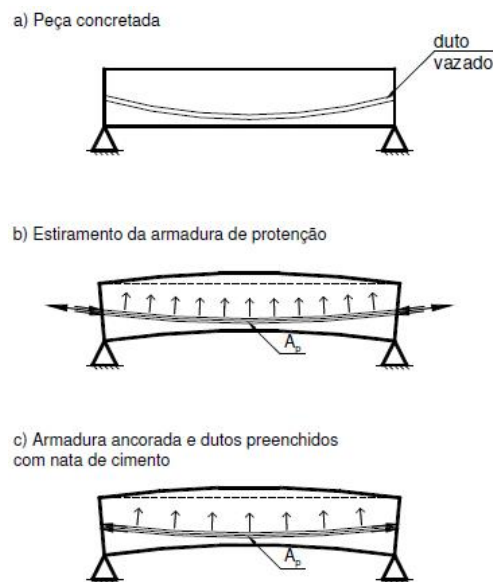


Figura 49: Esquema ilustrativo de sistema com armadura pós-tensionada
Fonte: (ESPIL & SCHERER, 2016)

6.3.2. Perdas na protensão

As perdas na protensão podem ser imediatas (quando ocorrem logo que a peça é fabricada, devido ao atrito, recuo da ancoragem e encurtamento elástico do concreto) ou progressivas (quando ocorrem ao longo da vida útil do elemento estrutural, por fluência e retração do concreto e também relaxação da armadura). A seguir será mostrado como se calcula cada uma dessas perdas, conforme a NBR6118.

6.3.2.1. Perda por atrito

Nos elementos estruturais com pós-tração, a primeira perda que ocorre é devida ao atrito. Ela pode ser calculada segundo a expressão:

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}]$$

Na qual:

P_i é a força de protensão aplicada;

x é a abcissa do ponto em que se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, e expressa em metros;

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

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Para o caso em que se tem fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica, $\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$; e

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, adota-se $k = 0,01 \mu (m^{-1})$.

6.3.2.2. Perda por acomodação na ancoragem

Há também perdas devido ao travamento do cabo por meio do clavete ou acomodação na ancoragem. Para encontrar o valor dessa perda, basta conferir com no catálogo do fabricante qual o recuo da ancoragem no momento do travamento dos cabos (usualmente 6 milímetros). Num cabo ideal, bastaria transformar essa deformação numa variação da força de protensão, mas para manter um nível mais elevado de fidelidade à situação real, considera-se que o coeficiente de atrito também atua no alívio de força no cabo. A partir daí, determina-se até qual seção transversal essa perda é significativa e se determina seu valor geometricamente.

6.3.2.3. Perda por encurtamento elástico do concreto

A perda média de protensão, por cabo, devido ao encurtamento elástico do concreto e conseqüentemente afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos, pode ser calculado pela expressão:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\alpha_e (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n}$$

Em que:

σ_p é a tensão no aço de protensão;

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

σ_{cp} é a tensão inicial do concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos, já descontadas as perdas por atrito e acomodação da ancoragem; e

σ_{cg} é a tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

6.3.2.4. Perdas progressivas

Como foi dito anteriormente, as perdas progressivas são calculadas levando-se em consideração três fatores (e a interação entre eles): retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão.

A intensidade da relaxação do aço é dada pela expressão:

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

Ψ_{1000} é a relaxação do aço, após 1000 horas a 20°C, tabelada em função do σ_{p0} , e do tipo de aço utilizado (fios, cordoalhas ou barras; RB ou RN) – ver Tabela 9;

$\Psi(t, t_0)$ é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 . Em outras palavras, é a razão entre a perda de tensão por relaxação pura de t_0 a t , e σ_{p0} . Para tensões inferiores a $0,5f_{ptk}$, admite-se que não haja perda de tensão por relaxação. Pode-se considerar que no tempo infinito o valor de $\Psi(t, t_0)$ é dado por $\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \cdot \Psi_{1000}$.

Tabela 9: Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	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
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

Quando são satisfeitas as seguintes condições - a) a concretagem e a protensão são executadas em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra; e b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um

único cabo, com área de seção transversal igual à soma; das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante); a fórmula geral para o cálculo das perdas progressivas é dada por:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

Em que:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)];$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0);$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0);$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \left(\frac{A_c}{I_c}\right);$$

$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$ (taxa geométrica da armadura de protensão, com A_p sendo a área da seção transversal do cabo resultante e A_c a área da seção transversal do concreto);

$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}}$ (em que E_p é o módulo de elasticidade do aço da armadura ativa e E_{ci28} é o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias);

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 (positiva se for de compressão);

$\varphi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência no concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicados no instante t_0 ;

$\chi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do aço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ é a retração no instante t , descontada a retração ocorrida até t_0 ;

σ_{p0} é a tensão na armadura de protensão devida exclusivamente à força de protensão, no instante t_0 .

e_p é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção de concreto;

I_c é o momento central de inércia da seção de concreto.

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ é a variação de tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;

Caso sejam satisfeitas as condições a) e b) já mencionadas e ainda uma terceira condição c) - a retração não difira de 25% do valor $[-8 \cdot 10^{-5} \varphi(\alpha, t_0)]$ - neste caso, a norma permite o cálculo das perdas por fluência, retração e relaxação segundo as seguintes fórmulas aproximadas (valor em porcentagem):

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,57} (3 + \sigma_{c,p0g})$$

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,07} (3 + \sigma_{c,p0g})$$

Em que a primeira expressão é válida para aços de relaxação normal (RN) e a segunda para aços de relaxação baixa (RB).

7. Conceitos gerais sobre fundações

As fundações servem para transmitir os carregamentos ao solo ou rocha de suporte de uma estrutura. Para que desempenhem sua função de forma satisfatória, as fundações não só devem ser apoiadas em um solo com resistência (relacionada a plastificação e ruptura) e rigidez (relacionada a recalques) adequadas, como também devem resistir às próprias tensões advindas dos esforços a que está sendo solicitada. Assim, sempre que se fala de um elemento de fundação, ele deve ser visto sob duas perspectivas: a dos elementos estruturais da fundação (estacas, sapatas, blocos) e a do solo.

O tipo de fundação deve ser escolhido com base nos esforços sobre a obra de arte, nas características do solo e na composição dos elementos estruturais da fundação em questão. No projeto, é fundamental levar em conta não só a resistência dos elementos da fundação e do solo, como também a rigidez do sistema, uma vez que ela determinará a distribuição das cargas. Por exemplo, se uma estaca for muito mais rígida que outra, tende a receber maior parte do carregamento, o que pode levá-la à ruptura, caso este fato não tenha sido considerado no seu dimensionamento.

As fundações dividem-se em rasas e profundas. Essa divisão ocorre com base na distribuição de cargas da estrutura para o solo em que se apoia.

As diretas distribuem as cargas sem que haja deformação exagerada do solo. A distribuição ocorre pela base do elemento estrutural da fundação, e considera-se somente o seu contato sobre a camada do solo, o que exige que esta seja apoiada em solo resistente. As fundações diretas subdividem-se em rasas e profundas.

A fundação rasa corresponde àquela em que a camada de suporte se localiza próxima à superfície do solo (profundidade de até 3,0 metros) ou quando a profundidade de apoio é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento da fundação. Já a profunda é aquela cujas dimensões ultrapassam estes limites.

As fundações indiretas, por sua vez, utilizam-se do efeito de ponta e, principalmente, do atrito lateral do elemento com o solo para dissipar as cargas, de modo que todas são profundas (a ponta ou base se situa a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão, ou acima de 3,0 metros).

Tabela 10: Tipos de fundação

Fundações Diretas Rasas	Blocos e Alicerceres	
	Sapatas	Isolada
		Corrida
		Associada
		Alavancada
	Radier	
Fundações Diretas Profundas	Tubulões	A céu Aberto
		A ar Comprimido
Fundações Indiretas	Estacas Cravadas	De madeira
		De aço
		De concreto pré-moldado
	Estacas de concreto moldadas in loco	Strauss
		Raiz
		Franki
		Hélice contínua
		Barrete
		Estacão

Em campo, o profissional se baseia nos perfis geológicos característicos da região, nas normas brasileiras e em sua própria experiência para estabelecer o número adequado de pontos de sondagem, o posicionamento no terreno e a profundidade a ser atingida durante o ensaio. As informações geradas são, posteriormente, elencadas em um relatório escrito e em gráfico. Os dados obtidos servirão de base técnica para determinar a fundação adequada para a obra de arte.

O estudo do terreno onde a estrutura será implantada corresponde, normalmente, a sondagens de simples reconhecimento (sondagem à percussão e rotativa). Pode-se realizar também ensaios de penetração contínua, ensaios de palheta ou outros tipos de avaliação em casos que demandam mais informações ou que sejam exigidos por alguma norma. O gráfico deverá apresentar as informações abaixo acerca do subsolo estudado:

- Locação dos furos de sondagem;
- Determinação do perfil de solo até uma cota de interesse;
- Determinação das condições de compactidade, consistência e capacidade de carga de cada tipo de solo;
- Determinação da espessura das camadas e avaliação da orientação dos planos que as separam;
- Informação do nível do lençol freático.
- Data da realização da sondagem

7.1. Fundações Diretas Rasas

As pontes e viadutos são estruturas que costumam possuir grandes vãos e, conseqüentemente, cargas elevadas e pontuais sobre a fundação. Logo, o uso mais comum de fundação direta rasa é o de sapata isolada. Em alguns casos é possível que se usem sapatas associadas na direção transversal, caso o tabuleiro seja sustentado por dois pilares. O fato de as cargas serem concentradas impossibilita o uso de sapatas corridas e radiers.

No entanto, destaca-se que a sapata corrida pode ser aplicada em muros de acesso estruturado em pontes ou viadutos partindo de regiões planas, ainda que este seja um caso muito específico e raramente encontrado nas obras brasileiras.

7.2. Fundações Diretas Profundas

Os tubulões, únicos representantes da categoria, foram por muito tempo uma das soluções mais adotadas para fundações de obras de grande porte, tais quais às de pontes. No entanto, vêm caindo em desuso por conta do risco atrelado ao seu método construtivo — este consiste em uma escavação manual ou mecânica até a cota do solo resistente, seguida de alargamento do fundo, realizado por profissional especializado (chamado “poceiro”); e posterior inspeção e aprovação por engenheiro geotécnico.

Por muito tempo, devido ao baixo custo de execução e a não necessidade de mobilização de equipamentos pesados, por muito tempo esta solução foi a mais vantajosa economicamente, e em muitos casos a única viável. A grande problemática relacionada a esse método é que ao menos duas pessoas precisam descer para trabalhar no poço onde o tubulão será instalado, e no caso de ocorrência de acidente durante alguma dessas operações, dificilmente o funcionário é retirado com vida do canteiro. Com efeito, em alguns países esta solução é proibida de ser implementada.

Quando se adota uma fundação em tubulão, é imprescindível se atentar a algumas observações. Uma delas é a de que o que garante a estabilidade do poço é a coesão entre os grãos no solo. Assim, caso o subsolo possua uma camada de areia, por mais fina que seja, faz-se necessário o uso de uma camisa metálica ou de concreto, a fim de evitar possíveis acidentes. Outra precaução é nunca trabalhar em

dias chuvosos, quando a propensão ao desmoronamento aumenta devido ao fluxo da água no solo. Também é preciso verificar, todos os dias, ao descer no poço, se existem trincas na parede, e caso existam, qual a sua orientação.

Quando a cota do nível d'água estiver acima da cota de projeto é possível utilizar uma bomba submersível dentro do poço, expelindo o líquido do fuste. Em casos mais extremos, como obras que apresentem grandes carregamentos — como pontes ou viadutos — ou quando a cota do nível d'água estiver muito elevada, faz-se necessário conceber um tubulão a ar comprimido. Este consiste numa câmara de compressão instalada no topo do poço, cuja função é aumentar a pressão atmosférica em seu interior, impedindo a entrada de água. Isso torna a execução mais lenta, devido ao tempo de compressão e descompressão exigidos para que o trabalhador se adapte à variação de pressão atmosférica, e à menor produtividade deste quando essa pressão é elevada, o que faz com que outras soluções passem a ser ainda mais competitivas.

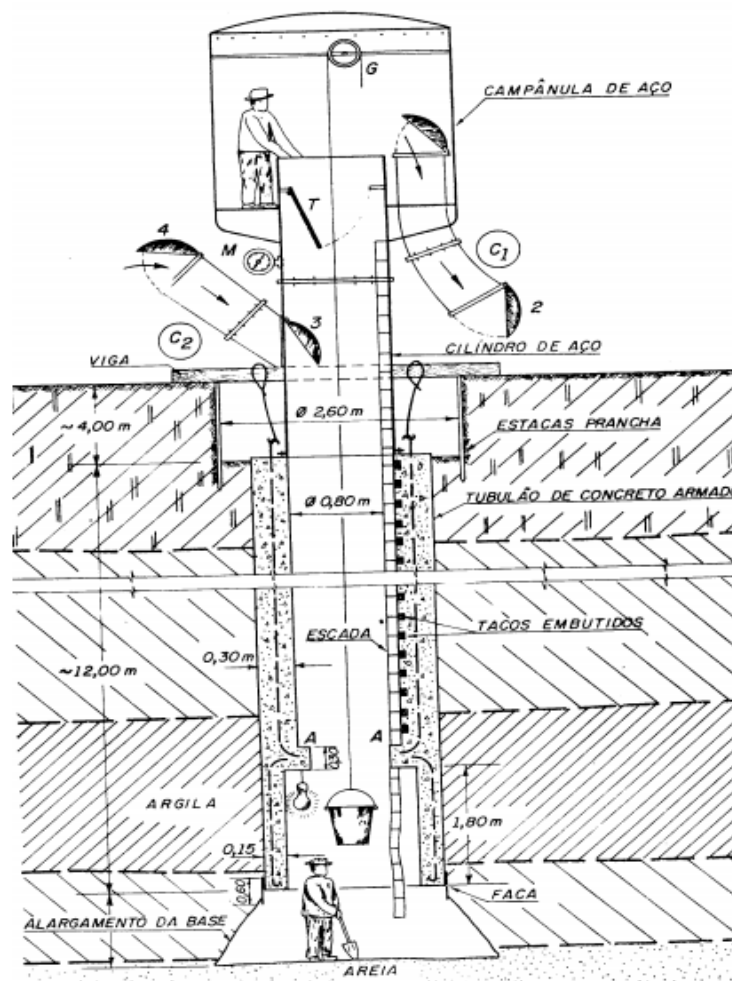


Figura 50: Imagem representativa de um tubulão a ar comprimido
 Fonte: (BARROS, 2002)

Hoje em dia, devido aos avanços tecnológicos e redução do custo, outros tipos de fundação profunda mostram-se competitivos em relação aos tubulões.

7.3. Fundações Indiretas

São muitas as fundações indiretas, cada qual com suas aplicações e limitações. Para facilitar o estudo dessas fundações, tomaremos como base a Tabela 11 abaixo, desenvolvida pelo professor Waldemar Hachich para o curso de Fundações lecionadas no curso de graduação da Escola.

Tabela 11: Carga aproximada em cada tipo de fundação profunda

SPT mínimo (fund.dir.)	~ 6		~ 12		~ 18		~ 24		~ 30		~ 36		~ 42		(SPT fora do intervalo de validade das correlações)														
Pilar médio (em tf)	100		200		300		400		500		600		700		800		900		1000										
Carga por estaca (em tf)	10	20	30	40	60	70	80	90	110	120	130	140	160	170	180	190	210	220	230	240	260	270	280	290	310	320	330	340	
Blocos de 3 estacas	0			50					100			150				200				250				300				350	
Tipo	Seção																												
Brocas	Dimensão transversal das fundações (em cm)																												
Brocas	circular	25 30																											
Strauss	circular	25 32 38 45 55																											
Pré-moldada	quadrada	14 30																											
Pré-moldada	circular	20 38 42 50 60 70																											
Franki	circular	35 40 52 60																											
Raiz	circular	10 15 20 25 31 41 45																											
Hélice	circular	35 50 60 70 80 90																											
Carga por estaca (em tf)	30	60	90	120	180	210	240	270	330	360	390	420	480	510	540	570	630	660	690	720	780	810	840	870	930	960	990	1020	
Blocos de 1 estaca	0			150				300			450				600				750				900				###		
Tipo	Seção																												
Estação	Dimensão transversal das fundações (em cm)																												
Estação	circular	60 70 80 100 120 140 160 ...																											
Barrette	retangular	40x250 50x250 60x250 50x320 60x320 80x250 ..																											
Tubulão	circ./f.elip.	(condições específicas para diâmetro da base e do fuste, em função do solo, do concreto e do processo executivo)																											
SPT mínimo (tubulão)	~ 14 ~ 18 ~ 21 ~ 21 ~ 21 ~ 23 ~ 24 ~ 26 ~ 27 ...																												

A partir desta tabela é possível descartar algumas soluções para obras de grande porte. Este é o caso, por exemplo, das brocas, estacas Strauss e estacas cravadas em seção quadrada. Sua capacidade de carga é muito baixa, inviabilizando sua utilização em fundações de pontes, que recebem cargas elevadas, devido ao elevado peso da estrutura e aos longos vãos. Quanto maior o vão da obra de arte, maiores tendem a ser as cargas na fundação.

As estacas em hélice contínua possuem três inconvenientes para o caso das fundações de pontes e viadutos. O primeiro deles é o de que é necessária uma central de concreto no canteiro para garantir a continuidade do enchimento da estaca, o que nem sempre é viável. O segundo é que o equipamento é custoso e não chega a locais de difícil acesso. Dado que a maioria das pontes costuma se situar em estradas ou ferrovias, afastadas de centros urbanos, este quesito pode inviabilizar esta solução. Por fim, ao utilizar esse método de execução de estaca, a inserção da armadura costuma ser um problema. Uma vez que ela é alocada após a escavação e a concretagem, é preciso que o concreto esteja muito fluido para que ela possa penetrá-lo. Assim, em geral a estaca só consegue descer até 14 ou 15 metros, o que inviabiliza a utilização dessa solução para obras que requerem estacas mais compridas.

Assim como as estacas em hélice contínua, as estacas barrete possuem a desvantagem de serem muito caras se comparadas a outras soluções, além de possuírem uma geometria fixa que nem sempre é a mais adequada para transferir os esforços concentrados das obras de arte para o solo.

Em resumo, as principais soluções para fundações de pontes são: estacas cravadas circulares de concreto pré-moldado, estacas cravadas metálicas, estacas

raiz, tubulões e estações. A escolha entre elas é feita de acordo com o resultado das sondagens SPT, das cargas a serem suportadas e da disponibilidade de equipamento na região da obra.

7.3.1. Métodos para determinação da capacidade de carga

Uma das maiores dificuldades ao se utilizar fundações indiretas é a determinação da capacidade de carga da estaca. Dentre seus métodos de obtenção, destacam-se os métodos teóricos e os semi-empíricos. A diferença entre esses eles é que o primeiro se baseia em parâmetros do solo, enquanto que o segundo se baseia em ensaios de penetração *in situ* (CPT, SPT e PDA).

Os métodos teóricos são pouco utilizados por necessitarem de parâmetros de difícil medição (como ângulo de atrito, coesão e fatores de capacidade de carga), e requererem ensaios muito específicos, frequentemente de custo elevado. Já os métodos semi-empíricos mais empregados no Brasil são os que relacionam a resistência das estacas aos valores de SPT, sendo os mais utilizados, o de Aoki-Velloso, o de Décourt-Quaresma e o de Velloso-Lopes. Os dois primeiros serão detalhados a seguir.

7.3.1.1. Método de Aoki-Velloso

Segundo este método, a capacidade de carga da estaca é dada pela soma da resistência de ponta com a resistência lateral, através da expressão:

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_p + \Sigma \tau_L \Delta L$$

Em que:

Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca;

A_b é a área da base da estaca;

q_p é a resistência unitária de ponta da estaca;

τ_L é a resistência unitária por atrito lateral da estaca;

ΔL é o trecho de comprimento L da estaca, com τ_L de mesmo valor.

As resistências unitárias q_p e τ_L podem ser obtidos a partir dos valores fornecidos pelo ensaio SPT, por meio das relações:

$$q_p = \frac{k \cdot N_{SPT}}{F_1}$$

$$\tau_L = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{SPT}}{F_2}$$

Os valores de α e k são obtidos por meio da Tabela 12, adotada por Aoki-Velloso (1975), em função do tipo de solo:

Tabela 12: Valores de k e α (Aoki-Velloso, 1975)

Tipo de Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,40
Areia Siltosa	800	2,00
Areia silto argilosa	700	2,40
Areia argilosa	600	3,00
Areia argilo siltosa	500	2,80
Silte arenoso	550	2,20
Silte areno argiloso	450	2,80
Silte	400	3,00
Silte argilo arenoso	250	3,00
Silte argiloso	230	3,40
Argila arenosa	350	2,40
Argila silto arenosa	330	3,00
Argila areno siltosa	300	2,80
Argila siltosa	220	4,00
Argila	200	6,00

Já os valores de F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca utilizada, e são obtidos da Tabela 13, abaixo:

Tabela 13: Valores de F1 e F2 segundo Aoki, Velloso e Solomoni (1978)

Tipo de Estaca	F1	F2
Pré-moldadas	1,75	3,50
Metálicas	1,75	3,50
Franki	2,50	5,00
Escavadas *	3,50	7,00

7.3.1.2. Método de Décourt-Quaresma

De forma análoga ao método anterior, o de Décourt-Quaresma relaciona a capacidade de carga aos valores obtidos do ensaio SPT. A expressão utilizada é:

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_p + U \cdot L \cdot \tau_L$$

Em que U e L são, respectivamente, o perímetro e o comprimento total da estaca. As demais notações foram definidas no item anterior.

Para determinar q_p e τ_L segundo este método, utilizam-se as expressões abaixo:

$$q_p = K \cdot N_{SPT}$$

$$\tau_L = \frac{N'}{3} + 1 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

Nelas, N_{SPT} é a média dos valores obtidos nas cotas imediatamente superior e inferior à da ponta da estaca. Já N' é o valor médio do SPT ao longo do fuste, independentemente do tipo de solo. Para sua determinação, os valores menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e os maiores que 50 devem ser adotados iguais a 50. Por fim, o valor K é obtido da Tabela 14:

Tabela 14: Valores de K para o Método de Décourt-Quaresma

TIPOS DE SOLO	$K \text{ [tf/m}^2\text{]}$
Argilas	12
Siltes argilosos (solo residual)	20
Siltes arenosos (solo residual)	25
Areias	40

Por fim, para estacas escavadas, sugere-se que sejam utilizados os coeficientes α e β de capacidade de carga de ponta e de atrito (ver Tabela 15), de modo que a equação que determina a capacidade de carga da estaca fica:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_b \cdot q_p + \beta \cdot U \cdot L \cdot \tau_L$$

Tabela 15: Valores de α e β para o Método de Décourt-Quaresma

Estaca	Cravada (estaca padrão)		Escavada (em geral)		Escavada (c/bentonita)		Hélice Continua		Raiz		Injetada (alta pressão)	
	A	β	α	B	α	β	α	β	α	B	α	B
Solo												
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
Solos**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

* valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida

* valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

** Solos intermediários

III. ESTUDO DE CASO

8. Dados gerais do projeto

8.1. Projeto geométrico

Pontes e viadutos são obras de arte especiais normalmente relacionadas ao projeto de passarelas, rodovias ou ferrovias, dado que sua função é permitir a transposição de um obstáculo numa via de transpostes, seja de pessoas, automóveis ou trens. Desta forma, pode-se dizer que o projeto de uma ponte é sempre um componente de um projeto mais amplo de sistema viário.

O projeto geométrico de uma via é o primeiro a ser desenvolvido, de modo a torná-la viável nos aspectos ambiental, social e econômico. Em seu desenvolvimento, são elaborados vários estudos, como os de tráfego, geotécnico-geológicos, hidrológicos, topográficos, de obras de terra, de terraplenagem, de pavimentação, de drenagem, de desapropriação, de elementos de segurança, de sinalização, de impactos ambientais, de viabilidade econômica e de necessidade de obras de arte especiais.

O projeto geométrico é um dos documentos que os escritórios de cálculo estrutural de pontes e viadutos costumam receber, já com os desenhos que definem o traçado geométrico da via e seu perfil no eixo de estaqueamento. Nele, as plantas de traçado contemplam os limites da obra de arte, e a vista do perfil costuma vir com uma distorção de 1000% na vertical para que seja possível analisar minuciosamente as alturas de projeto, como pode ser visto na Figura 51 e na Figura 52.

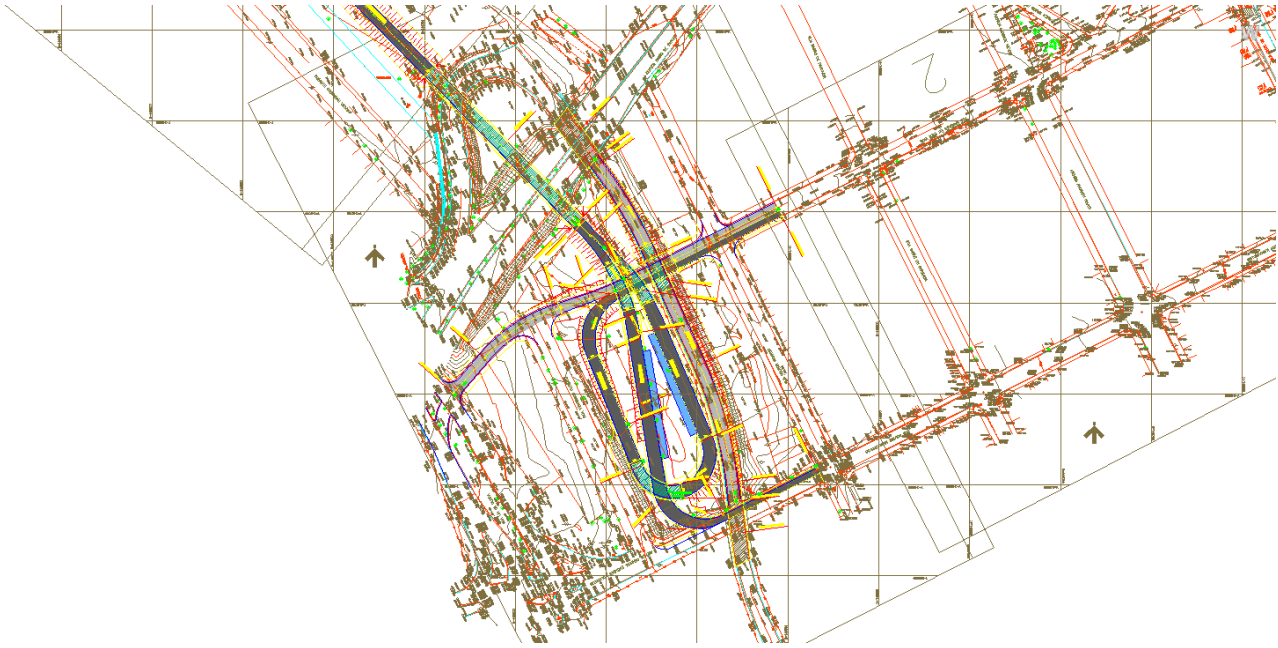


Figura 51: Traçado da via no trecho do projeto geométrico que abrange a obra de arte
 Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia

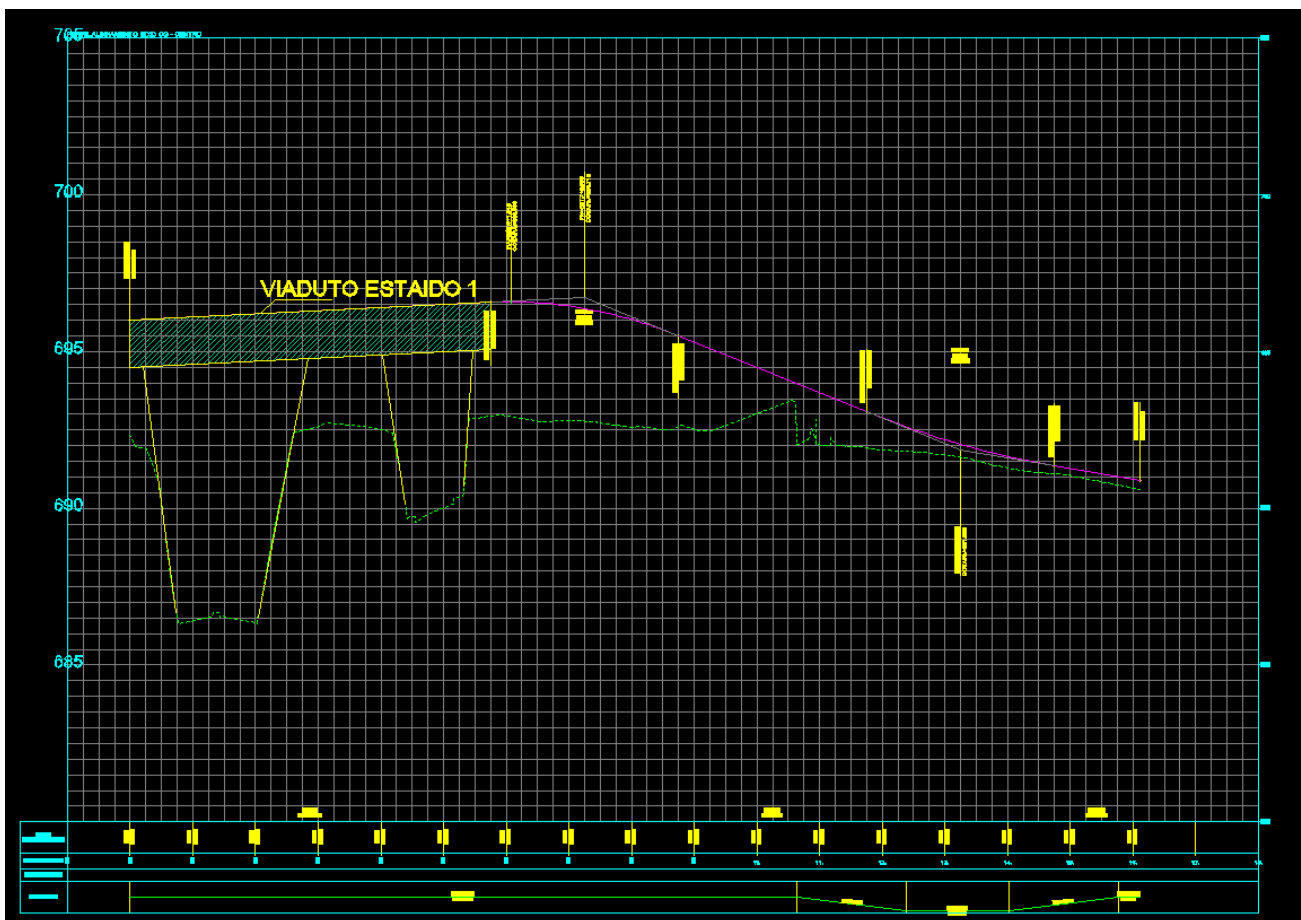


Figura 52: Greide da via no trecho do projeto geométrico que abrange a obra de arte
 Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia

8.2. Implantação da obra

Ao receber o projeto geométrico, cabe ao escritório responsável pelo projeto da obra de arte determinar a solução a ser adotada, o método construtivo, a quantidade de apoios a serem utilizados e a locação de todos os elementos estruturais. A este projeto, dá-se o nome de “Projeto de Implantação”. Em alguns casos, a própria empresa de rodovias pode exigir uma solução para o trecho, mas cabe ao escritório de projeto estrutural a análise de sua viabilidade.

No caso estudado, a Figura 53 ilustra as condições iniciais para implantação da obra, onde as linhas azuis representam o greide do projeto geométrico, as verdes delimitam o terreno natural e as vermelhas indicam o gabarito da via principal (à esquerda) e do acesso dos ônibus à rodoviária de Campinas, (à direita).

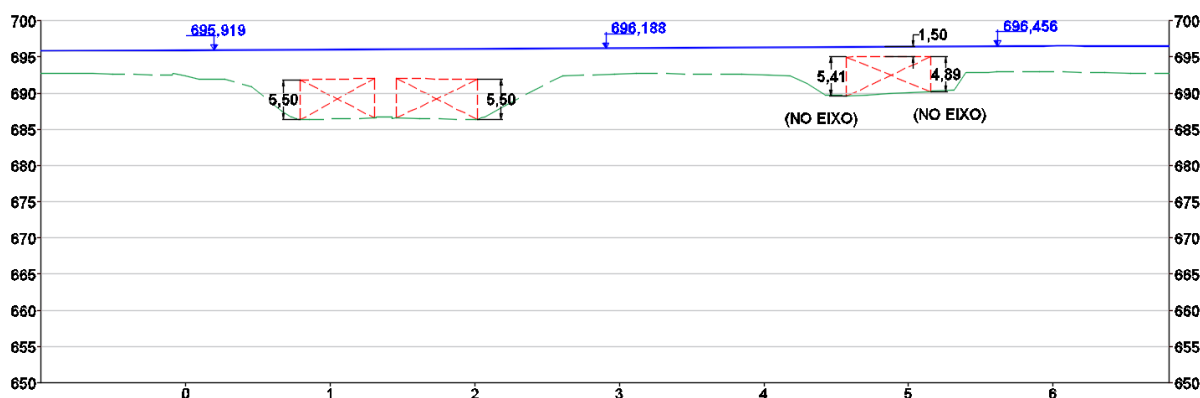


Figura 53: Corte no eixo de estaqueamento com levantamento do terreno e greide vertical
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do *software* AutoCAD

Ao final destes estudos, foi elaborado o projeto de implantação, como mostram a Figura 54 e a Figura 55, partindo dos princípios da concepção estrutural. Como pode ser visto na Figura 53, considerando tabuleiro com altura constante, o limite máximo para esta altura é apenas 1,50 metro, a fim de garantir o gabarito da via de acesso dos ônibus. Este foi um fator crucial na escolha da solução adotada, uma vez que poucas soluções seriam possíveis com tabuleiros tão flexíveis.

A obra de arte implantada é em tangente, ou seja, não existe curvatura em planta no tabuleiro, fazendo com que este seja duplamente simétrico em planta, com exceção da disposição dos aparelhos de apoio, que será discutida adiante.

IMPLANTAÇÃO GERAL

ESC 1:200

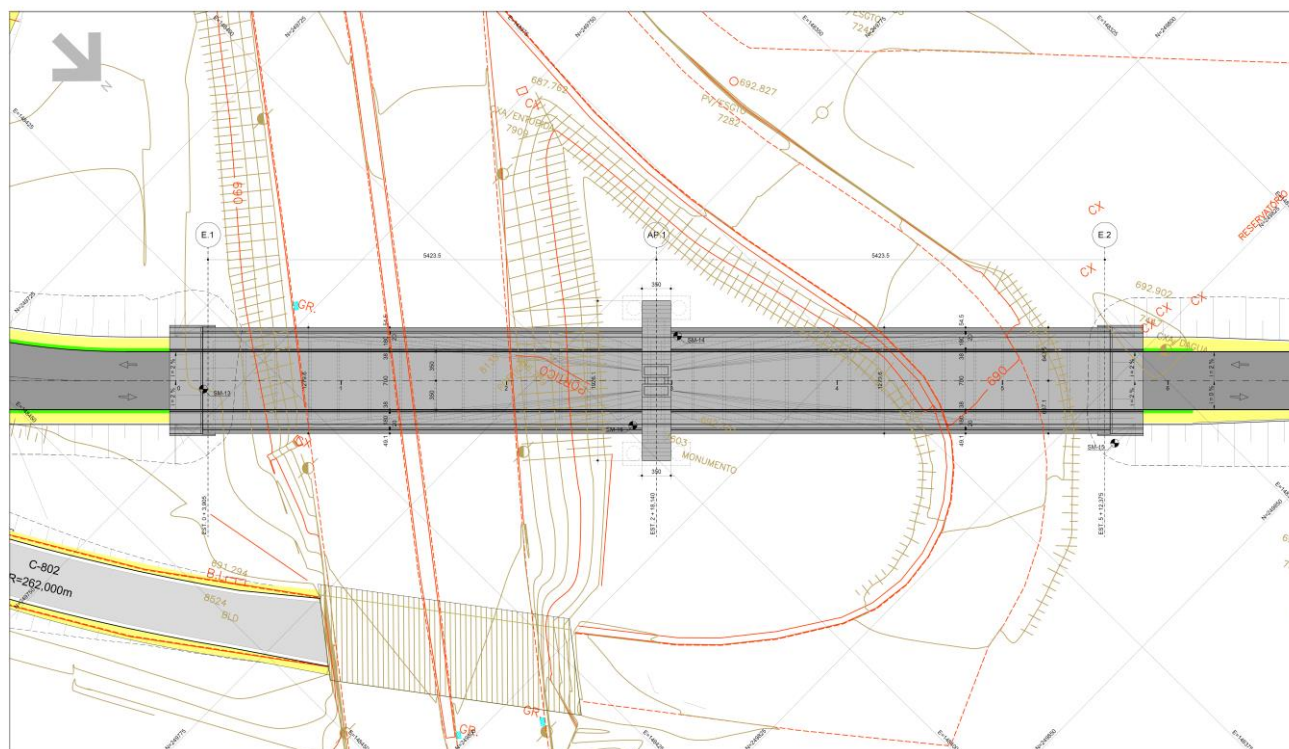


Figura 54: Projeto de implantação – Planta Geral
Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia

PERFIL LONGITUDINAL NO EIXO DO ESTAKEAMENTO

ESC 1:200

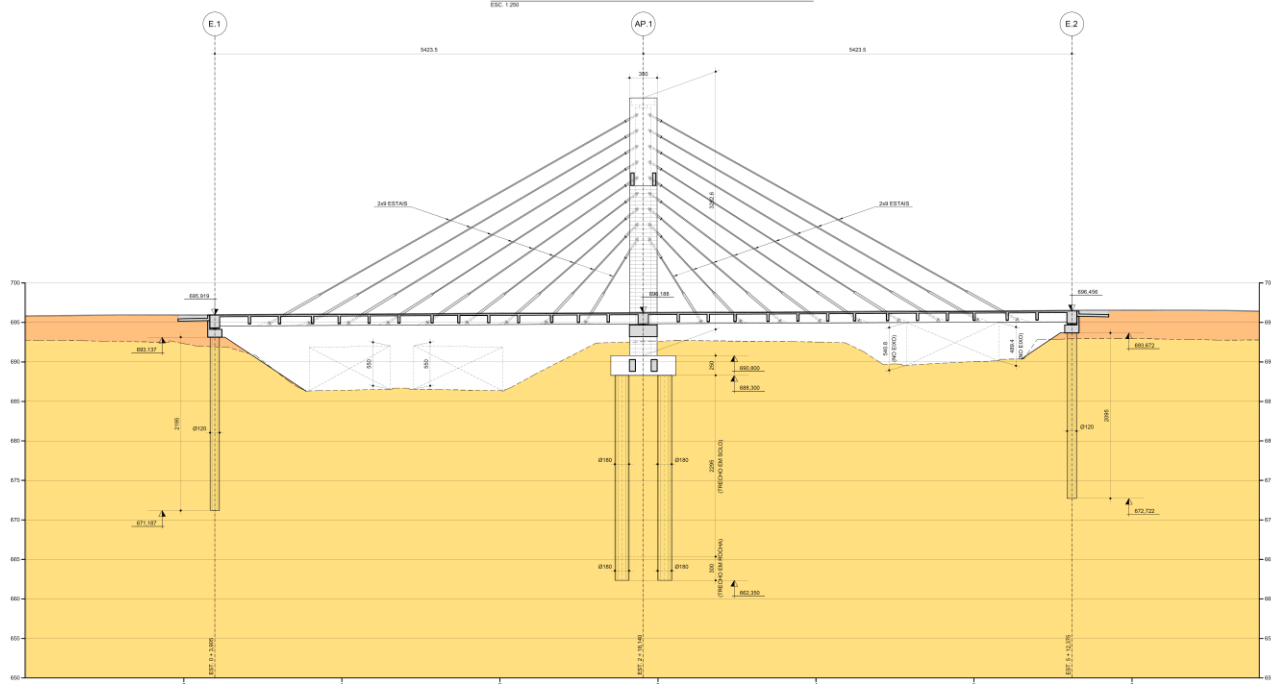


Figura 55: Projeto de Implantação – perfil longitudinal no eixo de estaqueamento
Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia

8.3. Sistemas estruturais longitudinal e transversal

O sistema estrutural longitudinal adotado foi o de viga contínua estaiada, enquanto que o sistema transversal foi concebido em forma de “ponte em duas vigas”. Apesar de possuir extensão total de 108,47 metros, o mastro perfeitamente centrado atua como apoio intermediário, fazendo com que se trabalhe com dois vãos contínuos de 54,24 metros.

Os estais são dispostos nos dois planos onde se encontram as vigas longarinas, de modo que o tabuleiro converta parte da torção nas longarinas em flexão nas transversinas, que será distribuída para os estais. Os dois primeiros pares de estais no meio do vão distam 7,24 metros do mastro. Os pares seguintes distam 5 metros entre si, sendo que ao final do trecho estaiado ainda restam 7 metros até o eixo dos encontros.

A Figura 56 mostra como os estais foram nomeados em planta.

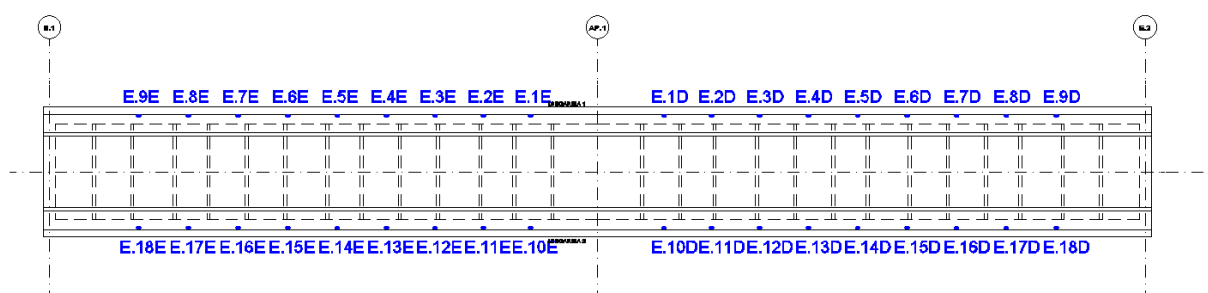


Figura 56: Nomeação dos estais em relação à planta do tabuleiro
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

O sistema transversal é em duas vigas, e as medidas foram disponibilizados pela Outec Engenharia, empresa responsável pelo projeto estrutural, e são as ilustradas na Figura 57. Ao longo do tabuleiro foram construídas transversinas, espaçadas de 3,40 m a 4,20 m, as quais transmitem os esforços do tabuleiro para as vigas longarinas, enquanto que estas os transferem aos apoios e aos estais.

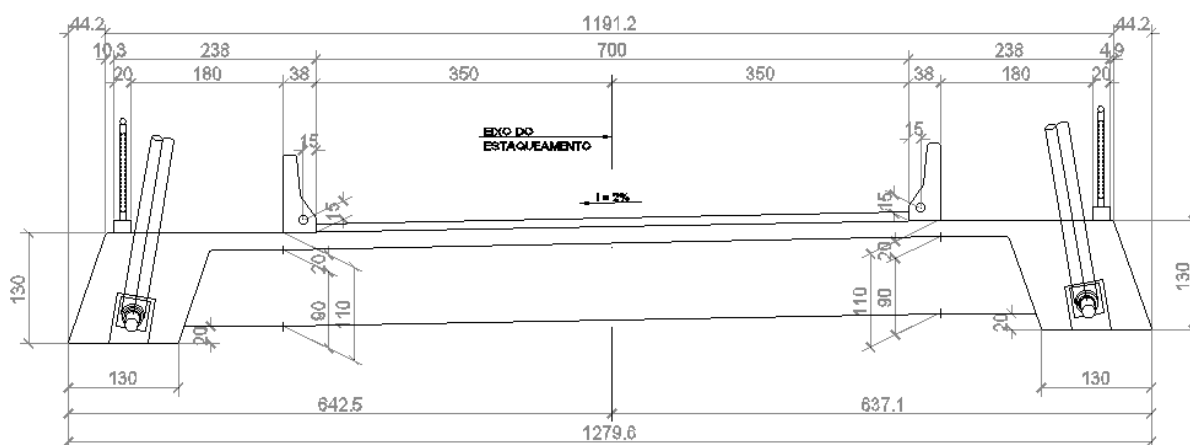


Figura 57: Seção transversal típica da obra de arte estudada
Fonte: Acervo de projetos da Outec Engenharia

8.4. Locação dos aparelhos de apoio

A Figura 58 apresenta a disposição dos aparelhos de apoio metálicos utilizados nesta obra de arte. Nela, os aparelhos de apoio estão aumentados em escala, para facilitar a visualização, e as setas em vermelho indicam tanto se eles são fixos, unidirecionais ou multidirecionais, quanto a direção em que os deslocamentos são permitidos.

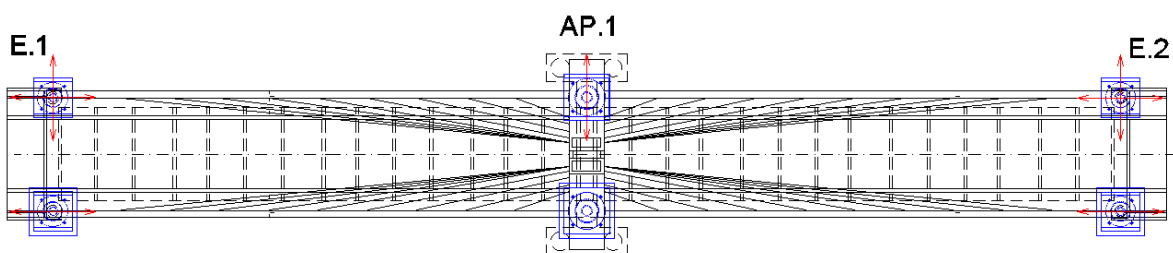


Figura 58: Vista em planta da obra de arte, com destaque para os aparelhos de apoio
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

O modo como foram dispostos os aparelhos de apoio permite que ambas as longarinas possam ser representadas pelo mesmo esquema estrutural, sendo este o de uma viga contínua de dois vãos, com apoios móveis nas extremidades e um apoio fixo no centro. O sistema também possui a vantagem de absorver de maneira eficaz

os efeitos de variação de temperatura, frenagem, retração e fluência, uma vez que permite deslocamento axial nas extremidades

Tendo em vista a locação dos aparelhos de apoio no sentido transversal, percebe-se que houve uma preocupação de que o sistema transversal pudesse ser representado como uma barra bi apoiada, com um apoio móvel e um fixo nos três eixos de apoio do viaduto, para que os efeitos citados no parágrafo anterior pudessem atuar na estrutura com acréscimo mínimo de tensões.

Os aparelhos de apoio utilizados nesta obra foram:

- Eixo E.1
 - ◆ Aparelho metálico esférico unidirecional p/ 2500 kN
 - ◆ Aparelho metálico esférico multidirecional p/ 2500 kN
- Eixo AP.1
 - ◆ Aparelho metálico esférico fixo p/ 4000 kN
 - ◆ Aparelho metálico esférico unidirecional p/ 4000 kN
- Eixo E.2
 - ◆ Aparelho metálico esférico unidirecional p/ 2500 kN
 - ◆ Aparelho metálico esférico multidirecional p/ 2500 kN

Foram previstos e mostrados em projeto a posição dos macacos hidráulicos utilizados na manutenção ou troca de aparelho de apoio durante a vida útil da estrutura. Estes pontos foram reforçados com armaduras de fretagem.

8.5. Fundações

Na obra de arte estudada, optou-se pela solução em estacões executados com fluido estabilizante. Cada encontro se apoia sobre dois estacões de 1,20 metros de diâmetro cada, enquanto que o mastro se apoia sobre quatro estacões de 1,80 metros cada. As estacas dos encontros E.1 e E.2 possuem, respectivamente, 23 e 21 metros de comprimento em solo, enquanto que as estacas do mastro possuem 26 metros de comprimento, sendo 23 metros em solo e 3 metros em rocha.

Para o dimensionamento dos elementos de fundação, foi imprescindível o uso dos gráficos gerados no ensaio SPT, mostrados no item abaixo.

[illegible]

Figura 60: Boletim de sondagem SM-13
Fonte: Boletim de sondagem fornecido pela Outec Engenharia

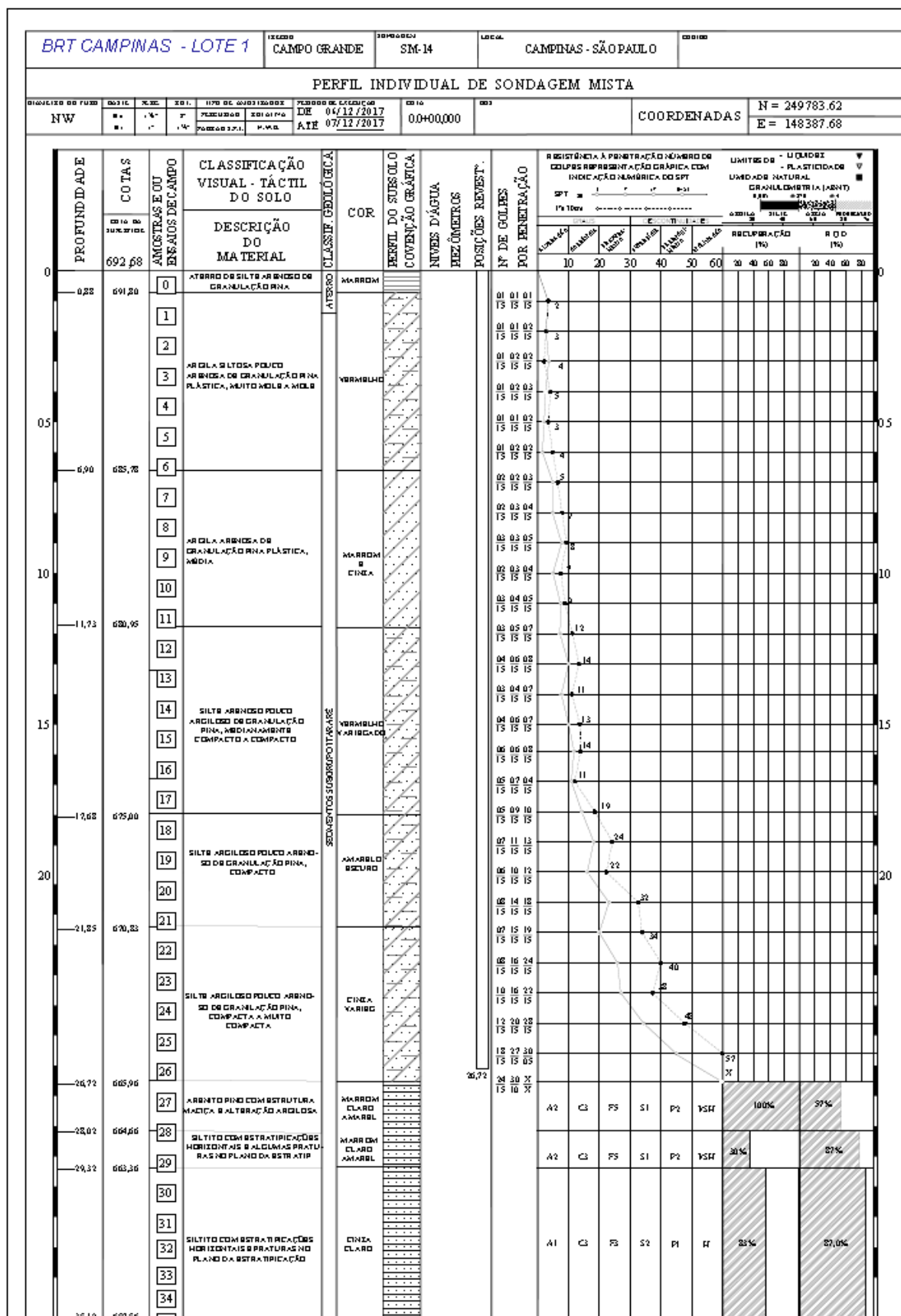


Figura 61: Boletim de sondagem SM-14
Fonte: Boletim de sondagem fornecido pela Outec Engenharia

BRT CAMPINAS - LOTE 1

CAMPO GRANDE

SM-15

LOCAL

CAMPINAS - SÃO PAULO

COTAS

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM MISTA

QUANTIDADE DE FUNDOS

NW

DATA DE EXECUÇÃO

DE 04/12/2017

ATÉ 07/12/2017

COORDENADA

00+00,000

COORDENADAS

N = 249.830,3660

E = 148.359,8070

PROFUNDIDADE

0

0,5

10

15

20

25

30

35

40

COTAS

692,79

692,60

694,01

695,91

693,01

699,46

692,31

AMOSTRAS E/OU ENSAIOS DE CAMPO

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

34

CLASSIFICAÇÃO VISUAL - TÁTIL DO SOLO

DESCRIÇÃO DO MATERIAL

ATERRRO DE ARGILA SILTOSA PLÁSTICA

ARGILA SILTOSA PLÁSTICA MOLE A MÉDIA

SILTOS ARENOSOS POLCO ARGILOSO DE GRANULAÇÃO FINA, POLCO COMPACTO A MUITO COMPACTO

SILTOS ARENOSOS POLCO ARENOSOS DE GRANULAÇÃO FINA, COMPACTO A MUITO COMPACTO

SILTOS COM ESTRATIFICAÇÃO HORIZONTAL

SILTOS COM ESTRATIFICAÇÕES HORIZONTAIS E PRATIRAMENTOS NO PLANO DA ESTRATIFICAÇÃO

FOLHOSO COM ESTRATIFICAÇÃO HORIZONTAL, BASTANTE PRATIRAMENTOS, COM PRATIRAMENTOS PLÁCIDOS

CLASSIF. GEOLÓGICA

TERRO

VERMELHO ESCURO

CINZA AMARELO

CINZA VARIE

MARROM CLARO

CINZA CLARO

CINZA ESCURO

COR

MARROM

VERMELHO ESCURO

CINZA AMARELO

CINZA VARIE

MARROM CLARO

CINZA CLARO

CINZA ESCURO

PERFIL DO SUBSOLO CONVENÇÃO GRÁFICA

NÍVEL D'ÁGUA

HZ ÔMETROS

POSICÕES REVEST.

26,22

Nº DE GOLPES POR PENETRAÇÃO

01 02 03

13 15 15

02 02 03

15 15 15

02 04 03

15 15 15

02 02 03

15 15 15

02 03 04

15 15 15

02 03 04

15 15 15

04 06 07

15 15 15

02 04 04

15 15 15

02 02 03

15 15 15

02 02 02

15 15 15

02 02 05

15 15 15

03 03 07

15 15 15

02 05 07

15 15 15

04 06 08

15 15 15

04 02 10

15 15 15

04 02 10

15 15 15

06 10 14

15 15 15

06 02 12

15 15 15

04 06 10

15 15 15

06 10 14

15 15 15

07 13 15

15 15 15

09 15 19

15 15 15

06 12 18

15 15 15

06 16 21

15 15 15

10 18 24

15 15 15

14 20 30

15 15 15

16 22 30

15 15 15

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO NÚMERO DE GOLPES REPRESENTAÇÃO GRÁFICA COM INDICAÇÃO NUMÉRICA DO SPT

SPT

10m

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

UNIDADES DE - UNIDADES

UNIDADES NATURAL

GRANULOMETRIA (ABNT)

0,075

0,15

0,25

0,425

0,6

0,85

1,18

1,6

2,0

2,5

3,0

3,75

4,75

6,0

7,5

9,5

12,5

16,0

20,0

25,0

31,5

40,0

50,0

63,0

80,0

100,0

RECUPIRAÇÃO (%)

R D D (%)

A1

C2

F4

S1

P1

HSH

29%

85%

A1

C2

F3

S1

P1

H

70%

91%

A2

C3

F3

S1

P1

HSH

6%

82%

Figura 62: Boletim de sondagem SM-15
Fonte: Boletim de sondagem fornecido pela Outec Engenharia

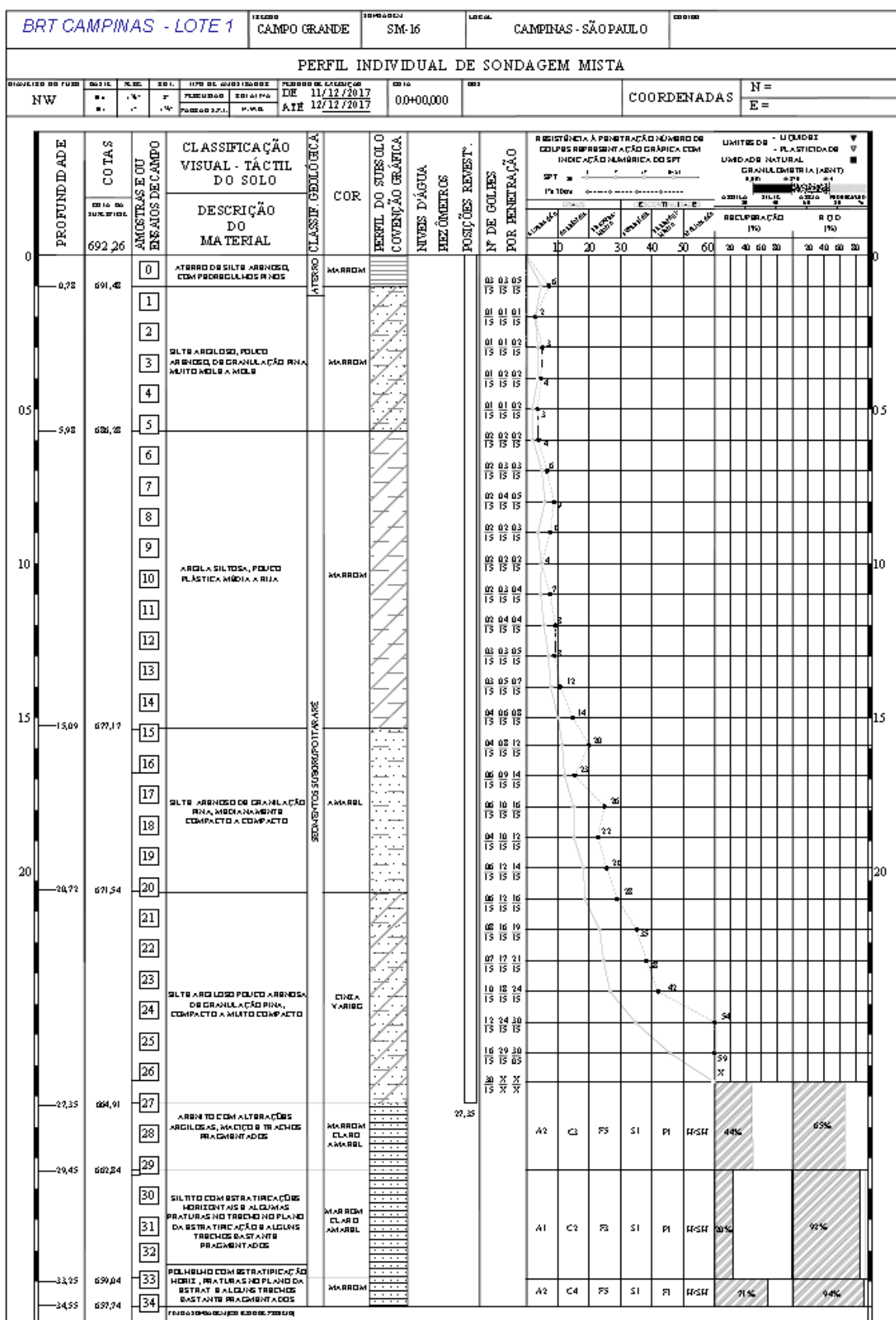


Figura 63: Boletim de sondagem SM-16
 Fonte: Boletim de sondagem fornecido pela Outec Engenharia

8.6. Método construtivo

Quando se trata da construção de grandes obras, tais como pontes e viadutos, é crucial definir o método construtivo no início da fase de projeto, de modo a garantir que certos critérios de projeto sejam atingidos. Isso porque este não leva em conta apenas a fase de operação do empreendimento, mas também todas as configurações de carregamento encontradas durante a construção da obra de arte, que são chamadas de “fases de construção”. Em relação ao dimensionamento dos elementos estruturais, não raro as fases de construção são mais críticas que a fase de operação, pois as solicitações nas etapas de concretagem, armazenamento ou transporte de alguns elementos são bem diferentes das que ocorrem ao longo da vida útil.

As pontes estaiadas, em geral, são obras custosas e de execução complexa. Sendo assim, essa opção usualmente se torna mais vantajosa economicamente quando é necessário vencer grandes vãos. Nesta situação, o método construtivo mais recomendável (e por vezes o único viável) é o dos balanços sucessivos, mas neste estudo de caso, por tratar-se de um vão relativamente curto, optou-se por uma obra feita com tabuleiro cimbrado.

Essa decisão trouxe diversos benefícios à obra como um todo. O primeiro foi a redução do custo de construção, uma vez que o aluguel de uma estrutura de cimbramento se mostrou mais barato que o de duas treliças para consolos sucessivos (já que o disparo teria que ser duplo nesta situação). Além disso, houve redução do custo de projeto, pois existem menos fases de projeto quando comparado ao método dos balanços sucessivos (que acrescenta uma etapa de projeto a cada aduela executada). O controle de flechas também é muito menos complexo, se comparado ao método dos balanços sucessivos, por existirem tantas etapas de projeto quantas forem as aduelas concretadas. Por fim, a possibilidade de manter a passagem de veículos na avenida Barão de Itapura durante a execução da obra, pois o tráfego poderia ser interrompido com o método dos balanços sucessivos, dependendo do modelo da treliça adotada (mais especificamente, de suas medidas na parte inferior suspensa da treliça).

Durante a construção, o cimbramento foi disposto de modo a não prejudicar ou interromper o tráfego na avenida, como mostra a Figura 64. O acesso dos ônibus à rodoviária foi temporariamente desviado durante a execução da obra. Vale também

citar que, para montagem e desmontagem do cimbramento, foi necessário que a avenida fosse interditada por 3 dias em horário comercial (das 9h às 17h).

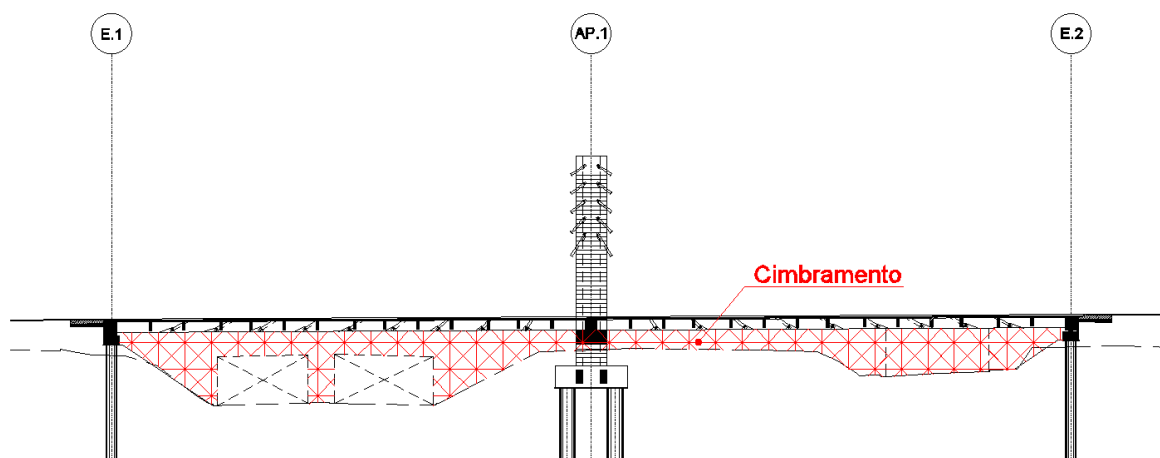


Figura 64: Elevação com representação do cimbramento no eixo de estaqueamento
Fonte: Elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

Em se tratando da sequência de construção, primeiramente executou-se o serviço de limpeza do terreno, movimentação de terra e fundações, tanto da obra de arte quanto do cimbramento.

Com as fundações finalizadas, deu-se início à execução dos encontros e ao levante do mastro pelo método de fôrmas deslizantes, realizado com auxílio de uma grua, até o nível da viga travessa do tabuleiro. Depois disso, locaram-se os aparelhos de apoio. A partir deste ponto, pode-se continuar a concretagem do mastro até o nível da viga de travamento. Esta foi executada, e o mastro finalizado. Paralelamente a este trabalho, a partir da locação dos aparelhos de apoio, foi montado o cimbramento e posteriormente executado o tabuleiro. Ao final desse processo, tanto o mastro quanto o tabuleiro estavam totalmente concretados, estando o tabuleiro totalmente apoiado sobre o cimbramento e o mastro já protendido para receber as cargas dos estais.

O próximo passo consistiu na protensão dos cabos nas longarinas. Após esta etapa, iniciou-se o estaiamento, partindo dos estais mais próximos do mastro em direção aos mais distantes. Os estais foram ativados simultaneamente em grupos de quatro, de modo a garantir dupla simetria em relação ao mastro e, conseqüentemente,

a ausência de momentos fletores ou torção durante a fase construtiva. É importante ressaltar que, para levar em consideração a influência dos estais na protensão das longarinas, neste trabalho houve uma inversão da sequência construtiva: considerou-se os estais instalados e tensionados antes da protensão das longarinas.

Em seguida, o cimbramento pôde ser retirado. Por fim, executaram-se juntas de dilatação, pavimento, guarda-rodas, guarda-corpo, sinalização e drenagem da via.

As obras foram iniciadas no começo do mês de novembro de 2018 e foram concluídas no final de junho de 2019.

Importante mencionar que, nos dias com previsão de ocorrência de raios, a obra era paralisada devido à quantidade de elementos metálicos presentes no canteiro e também à altura do mastro, o que aumentava as chances de acidentes nessas condições climáticas.

Ademais, como citado no início deste tópico, é fundamental conhecer as cargas atuantes durante a fase construtiva. Neste caso em específico, por se tratar de uma obra com tabuleiro cimbrado, até que se termine toda a execução dos elementos estruturais do viaduto, pouquíssimos processos construtivos seriam determinantes no dimensionamento dos elementos. Entretanto, é importante fazer algumas verificações como, por exemplo, a compressão excessiva no mastro devido à protensão transversal e à tensão aplicada nos estais.

8.7. Materiais

Dentre os principais materiais encontrados na obra, destacam-se o concreto usado nos elementos estruturais, o aço das armaduras passiva e ativa, a armadura de estaiamento e as fôrmas de madeira.

Foram utilizados diferentes tipos de concreto, a depender do elemento estrutural em que seria empregado. Nos pilares, mastro e superestrutura, por exemplo, foi adotado f_{ck} superior a 40 MPa. Para blocos, travessas e encontros, o valor passou a ser 30 MPa, uma vez que esses elementos não são protendidos e possuem grande volume, o que ajuda na dissipação das tensões térmicas a que são submetidos. Nas estacas este valor foi menor, sendo adotado f_{ck} mínimo de 20 MPa, visto que os elementos de fundação dependem de ambos os materiais (solo e

estrutura) e, como usualmente o solo é muito menos resistente que o concreto, não há necessidade de se aumentar a resistência do concreto empregado, quando o solo é o elemento crítico.

Para a armadura passiva foi considerado o aço CA-50, comumente utilizado em obras em concreto armado no Brasil, enquanto que para armadura ativa, tanto no mastro quanto no tabuleiro, foi utilizado o aço CP-190RB. No caso dos estais, optou-se por utilizar o aço CP-177RB, provavelmente porque o caso crítico no dimensionamento dos estais se deve à fadiga, e não à carga de ruptura estática, como será visto adiante neste trabalho.

Além desses materiais, também é preciso considerar: o uso de graute de alta resistência em pontos de carregamento concentrado (tais como sobre os apoios e nas ancoragens dos cabos de protensão e estais); o uso de concreto, principalmente como base para elementos em contato com o solo (como os blocos e encontros); e as fôrmas, utilizadas tanto na concretagem elementos enterrados (blocos, por exemplo), como naqueles em que há necessidade de bom acabamento visual (como mastro e tabuleiro).

9. Ações e combinações de ações

O primeiro passo para o dimensionamento da estrutura é determinar quais as ações e combinações de ações que irão atuar sobre ela. Assim, são considerados o seu peso próprio (g), as cargas móveis (q), a força devido à ação do vento (q_{vento}), a força provocada pela frenagem e aceleração dos veículos (H_f), e, por fim, os efeitos da retração e fluência do concreto e da variação de temperatura.

9.1. Peso próprio

Ao modelar o viaduto no *software* de análise estrutural, ele calcula automaticamente o peso próprio dos elementos da estrutura (vigas, lajes e pilares). No entanto, para evitar a contagem em duplicidade do peso das mesas colaborantes, os pesos próprios das longarinas e transversinas devem ser inseridos manualmente. O peso próprio da longarina é contabilizado como um carregamento por metro, que vale:

$$pp_{long} = \gamma_{conc} \cdot h_{long} \cdot b_{long} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 1,30 \text{ m} \times 1,30 \text{ m} = 4,23 \text{ tf/m}$$

A mesma lógica se aplica às transversinas distribuídas ao longo dos dois vãos e também àquelas localizadas sobre o eixo AP1, ou seja, sobre os pilares no meio do viaduto. Assim:

$$pp_{trans \text{vão}} = \gamma_{conc} \cdot h_{trans \text{vão}} \cdot b_{trans \text{vão}} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 1,10 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} = 0,83 \text{ tf/m}$$

$$pp_{trans AP1} = \gamma_{conc} \cdot h_{trans AP1} \cdot b_{trans AP1} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 1,10 \text{ m} \times 1,30 \text{ m} = 3,58 \text{ tf/m}$$

Os pesos próprios dos demais elementos que compõem o tabuleiro (guarda corpo, barreiras rígidas e pavimento) também devem ser contabilizados. Para o guarda-corpo, considera-se nele uma sobrecarga de 0,1 tf:

$$pp_{gc} = \gamma_{conc} \cdot h_{gc} \cdot b_{gc} + q_{sobrecarga \ gc}$$
$$pp_{gc} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} + 0,1 \text{ tf/m} = 0,18 \text{ tf/m}$$

As barreiras rígidas possuem seção transversal de área $0,23 \text{ m}^2$, de modo que seu peso próprio fica:

$$pp_{barreiras} = \gamma_{conc} \cdot A_{barreiras} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 0,23 \text{ m}^2 = 0,57 \text{ tf/m}$$

Por fim, para um pavimento com peso específico de $2,50 \text{ tf/m}^3$ e espessura de $0,1 \text{ m}$, tem-se a seguinte carga distribuída superficial:

$$pp_{pav} = \gamma_{pav} \cdot e_{pav} = 2,50 \text{ tf/m}^3 \times 0,10 \text{ m} = 0,25 \text{ tf/m}^2$$

9.2. Cargas móveis

Dois carregamentos móveis atuam sobre o tabuleiro: os carregamentos pontuais causados pelo Trem-Tipo, e o carregamento distribuído “de multidão”. Quanto ao seu posicionamento, o Trem-Tipo assume posição qualquer em toda a pista rodoviária (região entre os guarda rodas), com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída também deve ser aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias. Esses dois carregamentos devem ser multiplicados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), de impacto adicional (CIA), e de número de faixas (CNF), que serão discutidos adiante.

Conforme a NBR7188:2013, “a carga móvel rodoviária padrão TB-450 é caracterizada por um veículo tipo de 450 kN , com seis rodas, $P = 75 \text{ kN}$, três eixos de carga afastados entre si em $1,5 \text{ m}$, com área de ocupação de $18,0 \text{ m}^2$, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5 \text{ kN/m}^2$ ” (ver Figura 65). Já a sobrecarga devido à multidão foi considerada de 500 kgf/m^2 , tanto na pista quanto nos passeios.

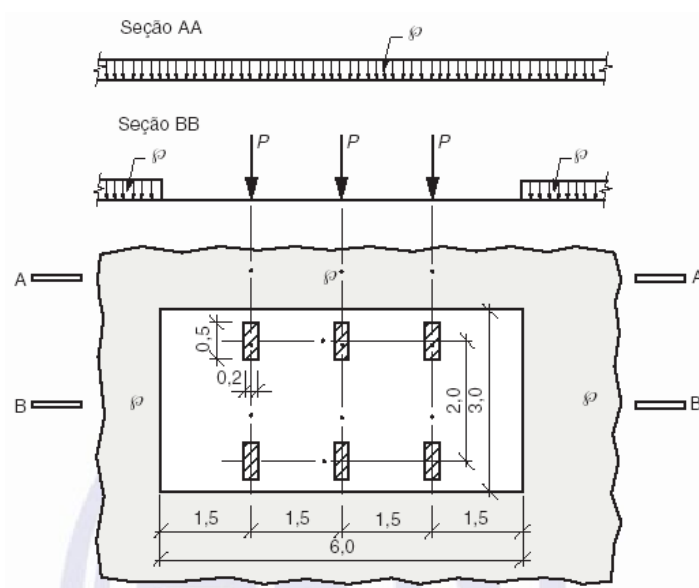


Figura 65: Distribuição das cargas estáticas

Fonte: (NBR7188:2013 Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas)

O coeficiente de impacto vertical é aquele que amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Ele é dado por:

$CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor que 10,0 m;

$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, para estruturas com vão entre 10 e 200 m.

O L_{iv} é o comprimento do vão em estruturas de vão isostático. Para estruturas de vãos contínuos, L_{iv} representa média aritmética dos vãos. Assim, para o viaduto estudado:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{54,235 + 50} \right) \cong 1,203$$

Para estruturas com vão acima de 200 metros, são necessários estudos específicos para definir o CIV.

O coeficiente de número de faixas reflete a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas da pista (n). Ele é calculado por meio da expressão:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

Para o viaduto em estudo, com duas faixas de pista, $CNF = 1,0$.

Por fim, o coeficiente de impacto adicional majora a carga móvel característica devido a imperfeições e/ou descontinuidades na pista de rolamento – por exemplo, juntas de dilatação e estruturas de transição e acessos nas extremidades da obra. Para estruturas em aço, $CIA = 1,15$; para obras em concreto ou mistas, $CIA = 1,25$.

9.3. Força devido à ação do vento

A única norma brasileira em vigor que trata do cálculo da força devido ao vento, no âmbito da engenharia civil, tem sua aplicação restrita a edifícios (é a NBR6123:1988 – “Forças devidas ao vento em edificações”). Não existe, atualmente, uma norma técnica que oriente o cálculo em relação a outras obras civis, incluindo pontes e viadutos.

Nesse caso, o engenheiro projetista dispõe de três opções: ensaio da estrutura em túnel de vento, utilizando um modelo reduzido; modelagem numérica em *software* apropriado para analisar a ação do vento na estrutura; ou, o estimar um carregamento distribuído que abranja, com suficiente nível de segurança, as ações críticas esperadas ao longo da vida útil da estrutura. Neste estudo de caso, essa foi a solução escolhida.

Desse modo, a força devido à ação do vento foi adotada superficialmente distribuída e de valor 150 kgf/m^2 , atuando sobre o mastro e o tabuleiro.

9.4. Força devido a aceleração e frenagem dos veículos

Conforme a norma NBR7188:2013, a aceleração e a frenagem dos veículos no nível do pavimento geram esforços horizontais no tabuleiro, os quais podem ser calculados pela seguinte expressão:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

Em que:

$$H_f \geq 135 \text{ kN};$$

B é a largura efetiva, expressa em metros, da carga distribuída de 5 kN/m^2 ; e

L é o comprimento concomitante, expresso em metros, da carga distribuída.

Assim, B e L são as dimensões da pista por onde trafegam os veículos: $7,0 \text{ m}$ e $108,47 \text{ m}$, respectivamente. Assim,

$$H_f = 0,25 \cdot 7 \cdot 108,47 \cdot 1,0 \cong 189,82 \text{ kN}$$

9.5. Efeitos da variação térmica, da retração e fluência do concreto

9.5.1. Variação térmica

Sabe-se que os efeitos da temperatura na estrutura podem impor deslocamentos significativos devido à dilatação e/ou retração dos materiais que a compõem, o que gera esforços que devem ser considerados no dimensionamento. Conforme orienta a NBR6118:2014 (que versa sobre o procedimento para

dimensionamento de estruturas de concreto) para a variação térmica causada pela variação de temperatura da atmosfera e pela insolação direta é uniforme na estrutura e para fins de cálculo pode ser considerada uma oscilação de $\pm 15^\circ\text{C}$. Já para o gradiente térmico, ou seja, a variação de temperatura entre duas faces de um mesmo elemento estrutural, pode ser adotado o valor de 5°C .

9.5.2. Fluência do concreto

Os fenômenos de fluência e retração do concreto são considerados no modelo estrutural tanto na forma de perda de esforço de protensão como também variação térmica; a fim de que se possa verificar os efeitos que o encurtamento da obra causa nos esforços solicitantes.

Elas são perdas progressivas, ou seja, têm início durante a obra e atuam na estrutura por um longo período de tempo, que abrange boa parte da sua vida útil. Assim, Uma vez que a obra em análise é feita sobre cimbramento, o instante inicial (t_0) se refere ao momento previsto para retirada do escoramento (45 dias), enquanto que o instante que corresponde ao “tempo infinito” (t_∞) se refere a 30 anos após o fim da obra (10950 dias).

Segundo a NBR6118:2014, a deformação por fluência do concreto (ε_{cc}) é composta por duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e tem esse nome pois ocorre nas primeiras 24 horas após a aplicação da carga que a originou. Já a deformação lenta subdivide-se em duas parcelas: a deformação lenta reversível e a deformação lenta irreversível.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0)$$

Em que E_{c28} é o módulo tangente de deformação aos 28 dias, σ_c é a tensão a que o concreto está submetido, e φ é o coeficiente de fluência. O φ é dado pela soma de três parcelas, cada uma delas referente a um tipo de deformação mencionado anteriormente:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$$

A primeira parcela, φ_a , é o coeficiente relacionado à deformação rápida. Para os concretos de classe C20 a C45, pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$$

Já na segunda parcela, tem-se $\varphi_{f\infty}$, valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C20 a C45:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$$

Em que φ_{1c} é um coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente (U , expressa em porcentagem), e da consistência do concreto (ver Tabela 16). Considerando abatimento entre 5 e 9 centímetros e 70% de umidade (ao ar livre, em geral), $\varphi_{1c} = 2,0$. Já φ_{2c} é um coeficiente que depende da espessura fictícia do concreto (h_{fic} , expressa em centímetros) e pode ser obtido pela fórmula:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

A espessura fictícia do concreto é definida como:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}}$$

Em que:

γ é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente ($U\%$, ver Tabela 16), sendo $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$;

A_c é a área de seção transversal da peça;

u_{ar} é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar, ou seja, descontada a parte coberta pelo pavimento e pelo guarda-rodas.

O β_f é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função da idade do concreto, e pode ser obtido pela expressão:

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D}$$

Em que os coeficientes A, B, C e D dependem da espessura fictícia (em metros) e valem:

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113 = 370,2$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} + 23 = 1005,8$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183 = 897,9$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931 = 13658,6$$

Tabela 16: Valor dos coeficientes para cálculo de retração e fluência em função da umidade
Fonte: (NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento)

Ambiente	Umidade U %	Fluência $\varphi_{1c}^{a, c}$			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}^{b, c}$			γ^d
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67						
		cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0

^a $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90$ %.

^b $10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/2\,284) - (U^3/133\,765) + (U^4/7\,608\,150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40 \leq U \leq 90$ %.

^c Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90$ % e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25 % menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25 % maiores.

^d $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90$ %.

NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.

NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

Por fim, a última parcela está relacionada com a deformação lenta reversível: $\varphi_{d\infty}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível, assumido igual a 0,4; e β_d é obtido a partir da expressão:

$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} = \frac{10950 - 45 + 20}{10950 - 45 + 70} \cong 0,995$$

Substituindo nessas expressões os valores do caso estudado, tem-se:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(45)}{f_c(10950)} \right] = 0,8 \left[1 - \frac{43,342}{57,378} \right] \cong 0,196$$

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 \cdot 70) \cong 1,4493$$

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} = 1,449 \frac{2 \cdot 5,25}{(28,95 - 7,76)} \cong 0,72m$$

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113 = 370,2$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} + 23 = 1005,8$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183 = 897,9$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931 = 13658,6$$

$$\beta_f(10955) = \frac{10950^2 + A \cdot 10950 + B}{10950^2 + C \cdot 10950 + D} = 0,955$$

$$\beta_f(45) = \frac{45^2 + A \cdot 45 + B}{45^2 + C \cdot 45 + D} = 0,351$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + 72}{20 + 72} \cong 1,240$$

$$\varphi_{f\infty} = 2,0 \cdot 1,24 = 2,48$$

$$\varphi(t, t_0) = 0,196 + 2,48[0,955 - 0,351] + 0,4 \cdot 0,995 = 2,092$$

O concreto estudado possui f_{ck} de 40MPa. Na falta de dados experimentais, a NBR6118:2014 permite aproximar o módulo de deformação de concretos dessa classe para 35MPa. Além disso, pode-se imaginar que o concreto esteja submetido a uma tensão de compressão da ordem de 20% do seu f_{ck} (8MPa), valor para o qual o material trabalha em regime elástico linear. Desse modo, a deformação devido à fluência pode ser estimada pela expressão vista anteriormente:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \varphi(t, t_0) = \frac{8}{35000} \cdot 2,092 \cong -0,0005$$

Como dito anteriormente, a deformação provocada pela fluência é interpretada como uma variação de temperatura equivalente para que possa ser introduzida no modelo estrutural. Assim,

$$\Delta T_{fluência}(45; 10950) = -50,03^\circ$$

9.5.3. Retração do concreto

Durante o processo químico de cura do concreto, ele sofre retração. Apesar de grande parte desta se dar nos primeiros dias após o lançamento, esse é um

fenômeno progressivo, que se estende ao longo da maior parte da vida útil da estrutura, e por isso deve ser considerado no dimensionamento. Depende de basicamente três fatores: umidade relativa no lançamento, consistência do concreto no lançamento e espessura fictícia da peça.

Para calcular o efeito da retração do concreto na estrutura, utilizou-se o item A.2.3 da NBR6118, que fornece a expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}(\beta_s(t) - \beta_s(t_0))$$

Em que:

$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s}\varepsilon_{2s}$ é o valor final da retração;

ε_{1s} é o coeficiente que depende da umidade relativa e da consistência do concreto.

Pela Tabela 16, é calculado por:

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + \left(\frac{U}{15}\right) - \left(\frac{U^2}{2284}\right) - \left(\frac{U^3}{133765}\right) + \left(\frac{U^4}{7608150}\right)$$

ε_{2s} é o coeficiente que depende da espessura fictícia da peça (em centímetros), e pode ser calculado por:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}}$$

t é a idade fictícia do concreto no instante considerado, expressa em dias; e

t_0 é a idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, expresso em dias;

β_s é o coeficiente relativo à retração, obtido pela expressão:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

Em que:

$A = 40$;

$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$;

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7;$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8;$$

$$E = 196h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8;$$

h é a espessura fictícia da peça (h_{fic}), expressa em metros. Para valores de h fora do intervalo ($0,05 \leq h \leq 1,6$), adotam-se os extremos correspondentes.

Assim, para o caso estudado, tem-se:

$$\varepsilon_{1s} = \left[-8,09 + \left(\frac{70}{15} \right) - \left(\frac{70^2}{2284} \right) - \left(\frac{70^3}{133765} \right) + \left(\frac{70^4}{7608150} \right) \right] 10^{-4} = -4,977 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot 72}{20,8 + 3 \cdot 72} = 0,748$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -4,977 \cdot 10^{-4} \cdot 0,748 = -3,721 \cdot 10^{-4}$$

$$B = 116 \cdot 0,72^3 - 282 \cdot 0,72^2 + 220 \cdot 0,72 - 4,8 = 50,7$$

$$C = 2,5 \cdot 0,72^3 - 8,8 \cdot 0,72 + 40,7 = 35,3$$

$$D = -75 \cdot 0,72^3 + 585 \cdot 0,72^2 + 496 \cdot 0,72 - 6,8 = 622,6$$

$$E = 196 \cdot 0,72^4 + 88 \cdot 0,72^3 + 584 \cdot 0,72^2 - 39 \cdot 0,72 + 0,8 = 261,2$$

Calcula-se a retração durante aos 45 e 10950 dias. Assim:

$$\beta_s(3) = \frac{\left(\frac{3}{100} \right)^3 + 40 \left(\frac{3}{100} \right)^2 + 50,7 \left(\frac{3}{100} \right)}{\left(\frac{3}{100} \right)^3 + 35,3 \left(\frac{3}{100} \right)^2 + 622,6 \left(\frac{3}{100} \right) + 261,2} = 0,006$$

$$\beta_s(45) = \frac{\left(\frac{45}{100} \right)^3 + 40 \left(\frac{45}{100} \right)^2 + 50,7 \left(\frac{45}{100} \right)}{\left(\frac{45}{100} \right)^3 + 35,3 \left(\frac{45}{100} \right)^2 + 622,6 \left(\frac{45}{100} \right) + 261,2} = 0,057$$

$$\beta_s(10950) = \frac{\left(\frac{10950}{100} \right)^3 + 40 \left(\frac{10950}{100} \right)^2 + 50,7 \left(\frac{10950}{100} \right)}{\left(\frac{10950}{100} \right)^3 + 35,3 \left(\frac{10950}{100} \right)^2 + 622,6 \left(\frac{10950}{100} \right) + 261,2} = 0,996$$

Portanto,

$$\varepsilon_{cs}(45; 3) = -3,721 \cdot 10^{-4}(0,057 - 0,006) = -0,000019$$

$$\varepsilon_{cs}(10950; 3) = -3,721 \cdot 10^{-4}(0,996 - 0,006) = -0,000369$$

$$\varepsilon_{cs}(10950; 45) = \varepsilon_{cs}(10950; 3) - \varepsilon_{cs}(45; 3) = -0,000350$$

Analogamente ao que foi feito na fluência, essa deformação imposta pela retração pode ser transformada em uma variação equivalente de temperatura a ser introduzida no modelo estrutural:

$$\Delta T_{retração}(45; 10950) = -34,97^{\circ}\text{C}$$

10. Modelagem com auxílio de programa de análise estrutural

10.1. Conceitos gerais sobre modelagem computacional

Uma vez determinados os carregamentos que irão atuar na estrutura, o próximo passo é definir o modelo estrutural em que estas cargas serão inseridas. A modelagem estrutural nada mais é do que uma simplificação da realidade que permita, com suficiente precisão, a obtenção dos esforços solicitantes; de modo que a partir deles seja possível dimensionar os elementos estruturais. Para que o modelo seja concebido de forma correta, é fundamental levar em consideração o comportamento dos elementos quando submetidos ao carregamento (em termos de deformação, por exemplo); e também o método de cálculo que será utilizado para a obtenção dos esforços. A Figura 66 representa uma idealização inicial de modelo para o viaduto em estudo, com barras reticuladas. Nela, é possível visualizar a infraestrutura (estacas) em azul; a mesoestrutura (pilares do mastro) em vermelho; e a superestrutura (tabuleiro) em rosa.

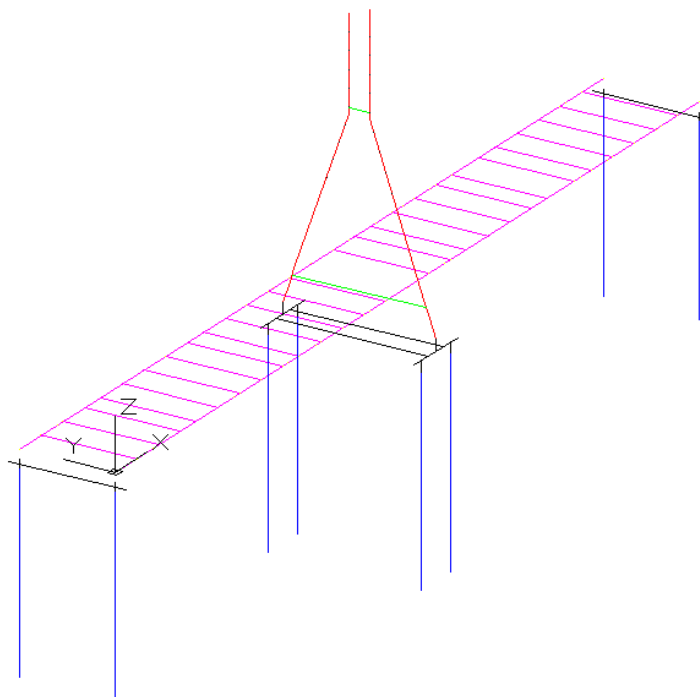


Figura 66: Modelo estrutural simplificado para o viaduto
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Assim, na modelagem, os diversos elementos que compõem a estrutura são reduzidos a barras (quando podem ser tratados como elementos unidimensionais, como as vigas longarinas e transversinas) e placas (quando podem ser tratados como elementos bidimensionais, como a laje do tabuleiro). Na extremidade das barras encontram-se os nós, que são pontos em relação aos quais são associados parâmetros de força e deslocamento e que estabelecem o tipo de vinculação entre esses elementos (que pode ser engastamento, apoio — fixo ou móvel, articulação, ou mesmo uma mola).

As estacas que compõem os elementos de fundação, por exemplo, são modeladas como barras. Ao longo do comprimento dessas barras, são distribuídas molas em duas direções, para simular sua interação com o solo (devido ao empuxo provocado por ele). O engenheiro geotécnico determina a rigidez dessas molas a partir das sondagens realizadas no terreno, sendo fornecidas ao engenheiro de estruturas junto com o projeto geotécnico.

Durante a fase construtiva, a título de simplificação, considerou-se o cimbramento como ideal (ou seja, indeformável na vertical). No entanto, num projeto mais elaborado, as deformações sofridas por ele não podem ser desconsideradas, pois geram recalques que alteram os esforços solicitantes nos elementos estruturais. Para levar em conta esses deslocamentos, uma solução seria distribuir uma série de molas ao longo do comprimento da viga, cuja rigidez é estimada com base no cimbramento utilizado.

A elevada tensão de tração nos estais introduzida pela protensão faz com que eles apresentem elevada rigidez transversal, de modo que podem ser modelados computacionalmente como barras, e não cabos. Para garantir que essa simplificação não altere o seu comportamento estrutural, são introduzidas articulações em suas extremidades, de modo que não haja transferência de momentos fletores e eles fiquem submetidos apenas a forças normais. Além disso, após encontrar a forma de protensão para cada estai, é preciso fazer a verificação da catenária, conforme o item “13.1 — Ajuste da catenária nos estais”.

Na modelagem estrutural, é comum utilizar também elementos fictícios, que não representam elementos da estrutura real. Por exemplo, os estais são ancorados na parte inferior das longarinas. Assim, quando protendidos, as forças que os estais

provocam na longarina serão concentradas em sua face inferior, e não em seu centro de massa (situado na metade da altura). O braço de alavanca resultante faz surgir momentos fletor e de torção, e para que estes não sejam perdidos nas simulações, criam-se barras rígidas fictícias entre os pontos de ancoragem dos estais e os centroides das seções transversais da longarina, de modo que esses momentos possam ser transferidos para ela.

10.2. Software utilizado (SAP2000)

O SAP2000 é um programa computacional de cálculo estrutural criado pela empresa estadunidense *Computers and Structures, Inc.* (CSI). É um *software* de elementos finitos que apresenta interface gráfica 3D orientada a objetos e permite realizar, de forma integrada, a modelagem, a análise e o dimensionamento de vários problemas de interesse da engenharia de estruturas. Ele permite gerar automaticamente cargas sísmicas, de vento e de veículos, bem como o dimensionamento automático de obras metálicas e de concreto armado com base em diversas normas técnicas utilizadas no mundo.

Segundo o *site* da empresa produtora do *software*, “ferramentas de análise de que o programa dispõe permitem considerar grandes deslocamentos em cada etapa da estrutura, a análise modal através dos vetores próprios Eigen e Ritz, baseada em casos de carga não lineares, a análise do comportamento de catenária em cabos, a não linearidade dos materiais (rótulas *fiber*) e dos objetos de área não lineares (*layered shell*), a análise de encurvamento ou colapso progressivo, a utilização de "links" não lineares para modelação do atrito, amortecimento, isoladores de base e rigidez multilinear ou plástica entre nós, e finalmente, o faseamento construtivo. As análises não lineares podem ser estáticas e/ou em função do tempo, com opções para análise dinâmica FNA (*Fast Nonlinear Analysis*), temporais (*time-history*) e por integração direta” (CSI Portugal).

Em suma, é uma solução eficiente que permite produzir desde modelos estáticos simples utilizados em análises 2D, até modelos complexos e de grandes dimensões que requerem avançadas análises não-lineares. Assim, é um programa que atende às necessidades relativas à modelagem e aos cálculos necessários no âmbito deste trabalho.

10.3. Definição dos materiais

O primeiro passo antes de modelar a estrutura é criar no *software* os materiais utilizados, de acordo com o item “8.7 — Materiais”. O módulo de elasticidade para as classes de concreto utilizadas foi retirado da Tabela 17. Para as estacas, foi utilizado concreto C20.

Tabela 17: Valores estimados de módulo de elasticidade em função do f_{ck} do concreto
Fonte: (NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento, 2014)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Os parâmetros introduzidos no *software* foram o peso específico ($2,5 \text{ tonf}/\text{m}^3$), o módulo de elasticidade (21 GPa), o coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$) e a resistência à compressão do concreto ($f_c = 2000 \text{ tonf}/\text{m}^2$), conforme a Figura 67.

Figura 67: Definição do concreto utilizado nas estacas
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Já para os dois blocos em que se assenta o mastro e para os encontros, foi utilizado concreto C30. Assim como no caso anterior, os parâmetros introduzidos no *software* foram o peso específico ($2,5 \text{ tonf}/\text{m}^3$), o módulo de elasticidade (27 GPa), o coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$) e a resistência à compressão do concreto ($f_c = 3000 \text{ tonf}/\text{m}^2$), conforme a Figura 68.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C30 [Color Selection]

Material Type: Concrete [Dropdown]

Material Notes: [Text Area] [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2,5 [Text Box]

Mass per Unit Volume: 0,2549 [Text Box]

Units: Tonf, m, C [Dropdown]

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2700000 [Text Box]

Poisson's Ratio, U: 0,2 [Text Box]

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05 [Text Box]

Shear Modulus, G: 1125000 [Text Box]

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 3000 [Text Box]

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Text Box]

☐ Switch To Advanced Property Display

[OK] [Cancel]

Figura 68: Definição do concreto utilizado nos blocos e encontros
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Já o concreto utilizado no tabuleiro e no mastro foi o C40. Os parâmetros introduzidos no *software* foram o peso específico ($2,5 \text{ tonf}/\text{m}^3$), o módulo de elasticidade (32 GPa), o coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$) e a resistência à compressão do concreto ($f_c = 4000 \text{ tonf}/\text{m}^2$), conforme a Figura 69.

The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following sections and values:

- General Data**
 - Material Name and Display Color: C40 (with a blue color swatch)
 - Material Type: Concrete (dropdown menu)
 - Material Notes: (empty text area) with a 'Modify/Show Notes...' button
- Weight and Mass**
 - Weight per Unit Volume: 2,5
 - Mass per Unit Volume: 0,2549
 - Units: Tonf, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data**
 - Modulus of Elasticity, E: 32000000
 - Poisson's Ratio, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05
 - Shear Modulus, G: 1333333,3
- Other Properties for Concrete Materials**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 4000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty text field)
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Figura 69: Definição do concreto utilizado no tabuleiro e no mastro
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

De modo análogo foi definido o aço utilizado nos estais (CP177-RB, Figura 70). Foi definido o peso específico ($7,849 \text{ tonf}/\text{m}^3$), o módulo de elasticidade (195 GPa) e o coeficiente Poisson ($\nu = 0,3$). A tensão de ruptura à tração do aço ($f_u = 1730 \text{ MPa}$) e a resistência ao escoamento do aço à tensão normal ($f_y = 1550 \text{ MPa}$) também foram inseridas no programa.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CP177-RB [Color: Blue]

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7,849

Mass per Unit Volume: 0,8004

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 19500000

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 7500000

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 155000

Minimum Tensile Stress, Fu: 173000

Effective Yield Stress, Fye: 173000

Effective Tensile Stress, Fue: 173000

☐ Switch To Advanced Property Display

[OK] [Cancel]

Figura 70: Definição do aço utilizado no estais
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Do mesmo modo foi definido o aço utilizado na protensão das longarinas (CP 190-RB, Figura 71). Foi definido o peso específico ($7,849 \text{ tonf}/\text{m}^3$), o módulo de elasticidade (195 GPa) e o coeficiente Poisson ($\nu = 0,3$). A tensão de ruptura à tração do aço ($f_u = 1900 \text{ MPa}$) e a resistência ao escoamento do aço à tensão normal ($f_y = 1710 \text{ MPa}$) também foram inseridas. Cabe ressaltar que nesse caso, ao definir o tipo de material, não se seleciona *steel*, e sim *tendon*; pois dessa forma o programa entende que se trata de um cabo.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CP190-RB

Material Type: Tendon

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7,849

Mass per Unit Volume: 0,8004

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 19500000

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 7500000

Other Properties for Tendon Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 171000

Minimum Tensile Stress, Fu: 190000

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 71: Definição do aço de protensão utilizado nas longarinas
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

10.4. Modelagem do tabuleiro

Para a modelagem do tabuleiro foi preciso tomar o cuidado de identificar de que forma cada elemento seria representado. Longarinas e transversinas foram modeladas como elementos de barras, discretizadas com nós a cada 50 cm (cerca de 1% do vão). A laje do tabuleiro, entretanto, foi discretizada com elementos de placa, em formato quadrado, com medidas de 50 cm x 50 cm, de modo que seus nós fossem coincidentes com o das vigas, o que otimiza os resultados.

As seções transversais das longarinas foram definidas com uma mesa colaborante, como mostra a Figura 72. De acordo com a NBR6118/2014, a largura colaborante pode ser estimada por $0,075L$, para o caso de viga com momento em uma extremidade, em que L é o comprimento do tramo da viga.

$$Mesa\ colaborante = 0,075 \cdot 54 = 4,05\ m$$

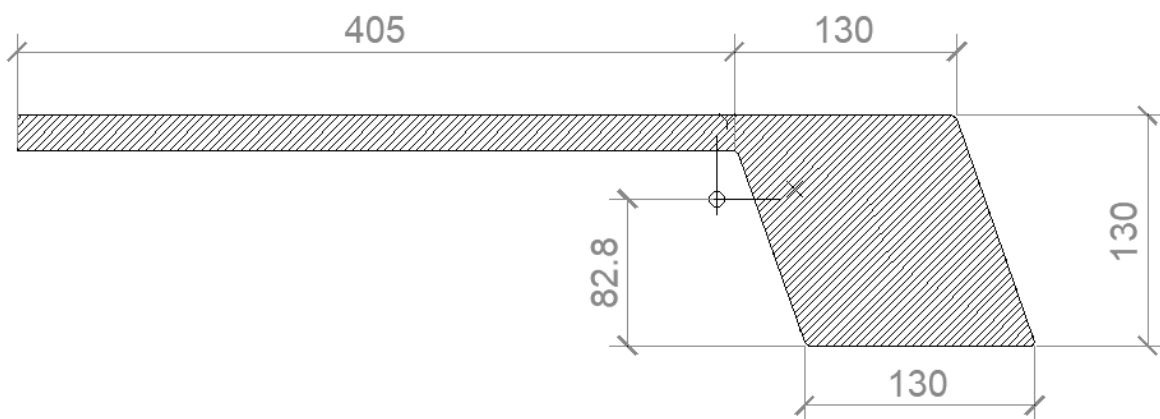


Figura 72: Seção transversal das longarinas
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Para as seções das vigas transversinas também foi considerada a mesa colaborante, mas, neste caso, como elas podem ser consideradas vigas biapoiadas, a NBR6118/2014 permite estimar sua largura como $0,1L$. Existem três diferentes tipos de seções: as dos encontros, com apenas um lado de mesa colaborante; a do AP1, onde o tabuleiro se apoia na travessa do mastro; e as demais. Todas as vigas possuem 11,06 metros de comprimento, o que define uma largura de mesa colaborante de 1,1 metros.

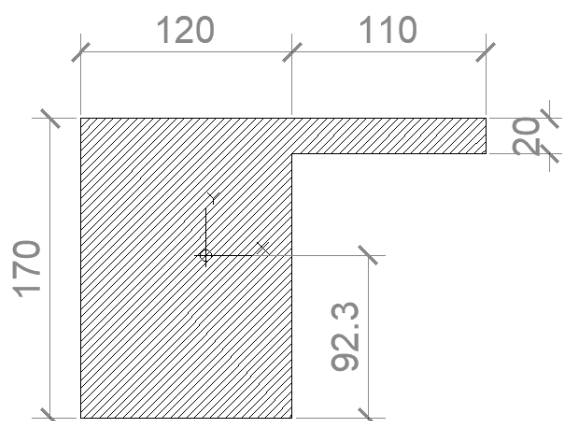


Figura 73: Seção transversal das transversinas nos encontros
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

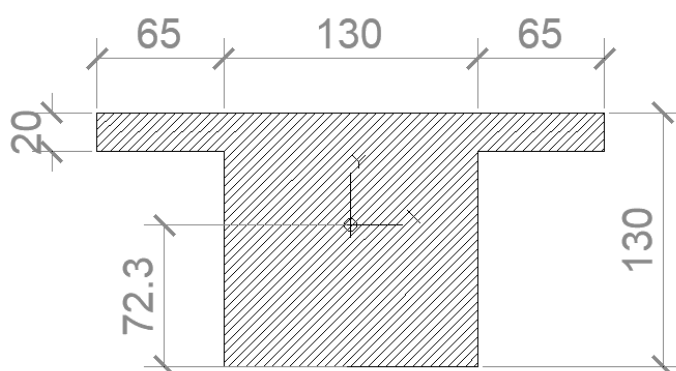


Figura 74: Seção transversal das transversinas no eixo AP1
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

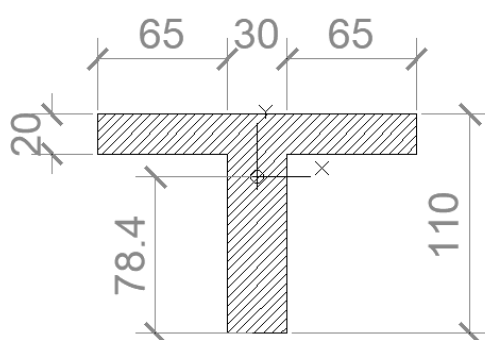


Figura 75: Seção transversal das transversinas que não se situam nos encontros nem no eixo AP1
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

A Figura 76 ilustra cada um desses elementos. Sobre a laje, as linhas em verde indicam os lugares dos guarda corpos, enquanto que as linhas em laranja dispostas na direção longitudinal indicam os guarda rodas. Os elementos em preto

representam os passeios, onde foi criada uma “faixa” nas configurações do programa, que fazem com que seja permitida a passagem de uma carga móvel de multidão. As malhas em azul representam a pista por onde transitarão os veículos, e sobre ela também foi configurada uma “faixa”, mas esta com passagem de multidão e do trem tipo de projeto, TB450.

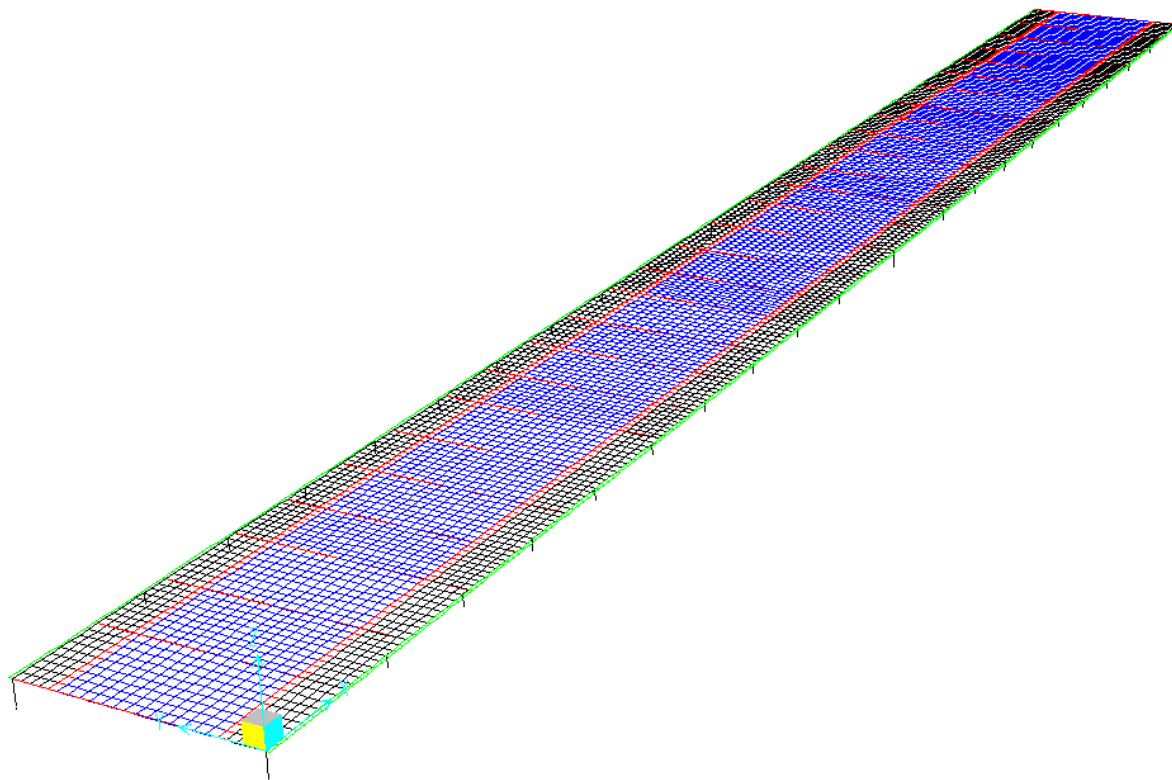


Figura 76: Modelagem do tabuleiro no programa SAP2000
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Como foi visto no item “9.1 — Peso próprio”, o *software* calcula o peso da estrutura e o lança como carregamento, que automaticamente nomeado como “*DEAD*”. Porém, como as seções transversais das longarinas e transversinas foram modeladas com laje colaborante, isso faz com que o programa considerasse o peso da laje colaborante duas vezes no carregamento “*DEAD*”. Para solucionar este problema, todas as vigas longarinas e transversinas foram removidas do carregamento “*DEAD*”, e seu peso próprio foi adicionado separadamente como carregamento distribuído sobre o centro de gravidade de suas seções transversais (calculado no item 9.1 deste trabalho).

Como mencionado no item “10.1 — Conceitos gerais sobre modelagem computacional”, foram utilizadas barras rígidas para transmitir carregamentos aplicados fora do centro de massa da seção transversal das vigas. As ancoragens dos estais ficam na parte inferior das longarinas, a certa distância do centro de massa da seção transversal, fazendo com que surjam momentos nas longarinas quando os estais forem protendidos. As barras rígidas têm a função de transmitir estes momentos para as longarinas. O programa SAP2000 considera como infinitamente rígido qualquer elemento que seja pelo menos 10.000 vezes mais rígido que os demais. Assim foi definida a rigidez dessas barras, mostradas na Figura 76, na vertical. Elas ligam os estais às longarinas e os tabuleiros aos aparelhos de apoio nas travessas e encontros.

Por se tratarem de aparelhos de apoio metálicos, foi possível utilizar “*rigid links*” para conectar o tabuleiro ao mastro e aos encontros. Estes links permitem ligar dois elementos liberando alguns graus de liberdade, exatamente como um aparelho de apoio metálico funciona.

Os cabos de protensão das longarinas foram modelados com o recurso “*Tendon*”, que permite realizar traçados mais facilmente. Este recurso foi desenvolvido exclusivamente para a modelagem de cabos de protensão em peças de concreto. Mais detalhes sobre ele serão mostrados no item “12.1 — Generalidades”.

Como mencionado no item “10.1 — Conceitos gerais sobre modelagem”, neste trabalho foi considerado cimbramento ideal sob o tabuleiro, ou seja, o cimbramento não possui deformações quando carregado com o peso da estrutura. Sem essa simplificação, as rigidezes do cimbramento e do solo em que ele está apoiado deveriam ter sido estimadas, e molas com rigidez equivalente deveriam ser criadas para considerar o efeito da sua deformação nos cálculos.

10.5. Modelagem do mastro

O mastro foi basicamente todo modelado por elementos de barras. Na Figura 77 é possível observar uma vista frontal do mastro. Destacam-se nesta vista os pontos de ancoragem dos estais (em amarelo); os elementos de barra rígida que representam a distância do centroide da seção transversal da viga travessa ao apoio das longarinas (em azul), e o nó com barras rígidas na mudança de seção transversal da travessa para o mastro (em vermelho). O ponto de ancoragem dos estais também é ligado ao centroide da seção transversal do mastro por meio de barras rígidas.

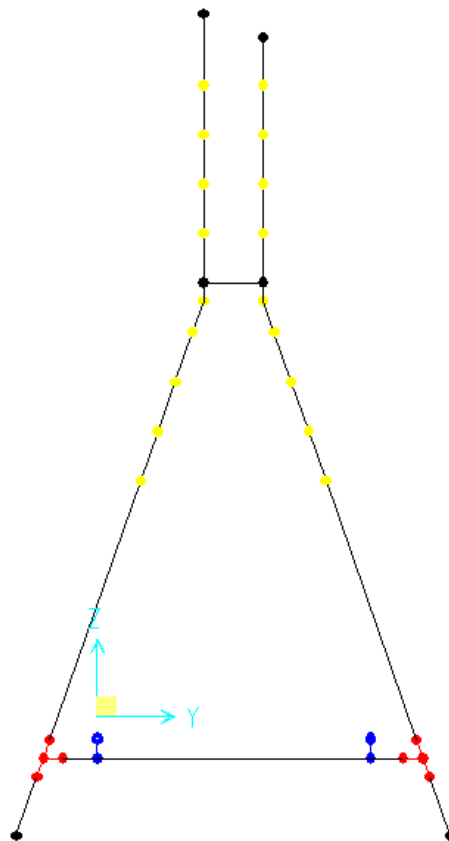


Figura 77: Vista frontal do modelo do mastro
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

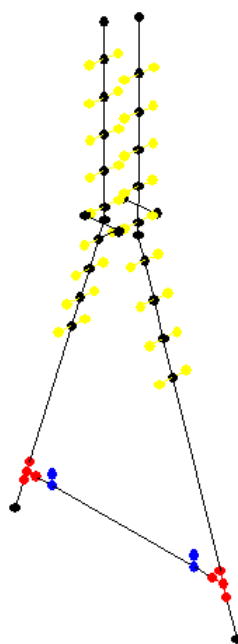


Figura 78: Vista isométrica do modelo do mastro
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

As seções transversais do mastro e da viga travessa foram as mesmas usadas no projeto original, e são mostradas nas figuras abaixo. A protensão do mastro não foi modelada por não influenciar na determinação dos esforços solicitantes nos demais elementos da estrutura, bem como na determinação das forças nos estais.

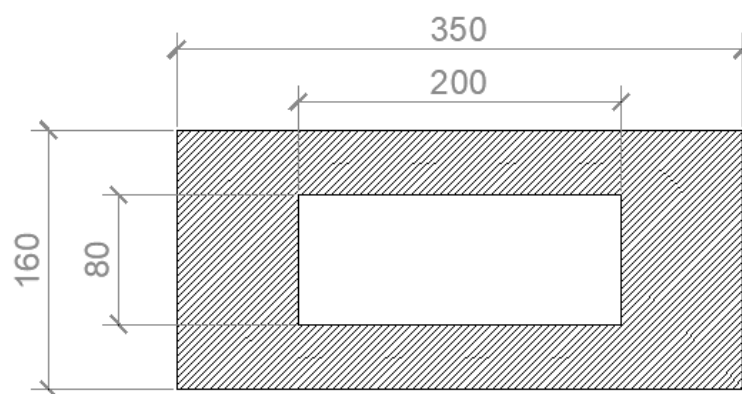


Figura 79: Seção transversal do mastro
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

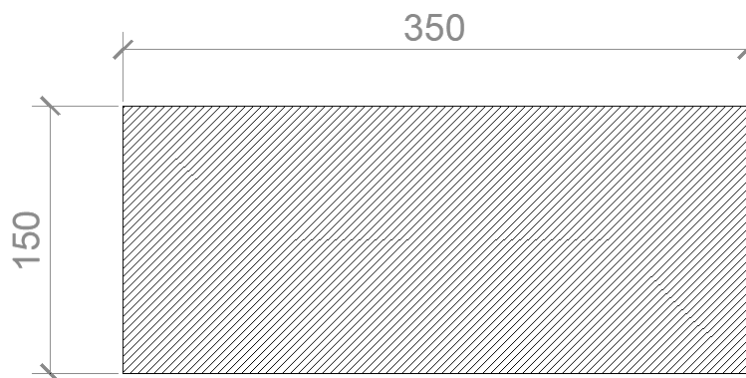


Figura 80: Seção transversal da travessa
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

10.6. Modelagem dos elementos de infraestrutura

Os elementos de fundação também foram modelados como elementos de barras, como mostra Figura 81. Nela, os elementos das estacas são mostrados em preto, os blocos são representados em verde, as barras rígidas em vermelho, os encontros em azul, a viga baldrame em roxo, os apoios simples em turquesa e as molas em ciano.

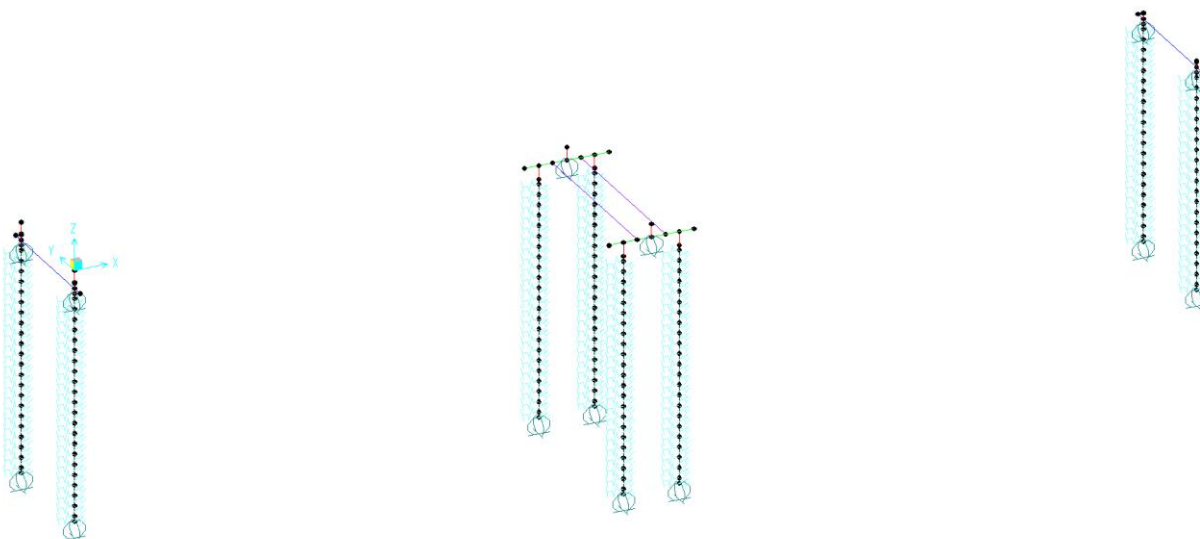


Figura 81: Modelagem dos elementos de infraestrutura
 Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Os encontros foram modelados de maneira semelhante. A única diferença, em termos práticos, é o comprimento das estacas, conforme o projeto executivo, e o

espelhamento da seção transversal do encontro. Esses elementos podem ser vistos mais detalhadamente na Figura 82. Acima da barra rígida que liga o centro do bloco ao seu topo, encontra-se o *rigid link* descrito no item “10.4 — Modelagem do tabuleiro”.

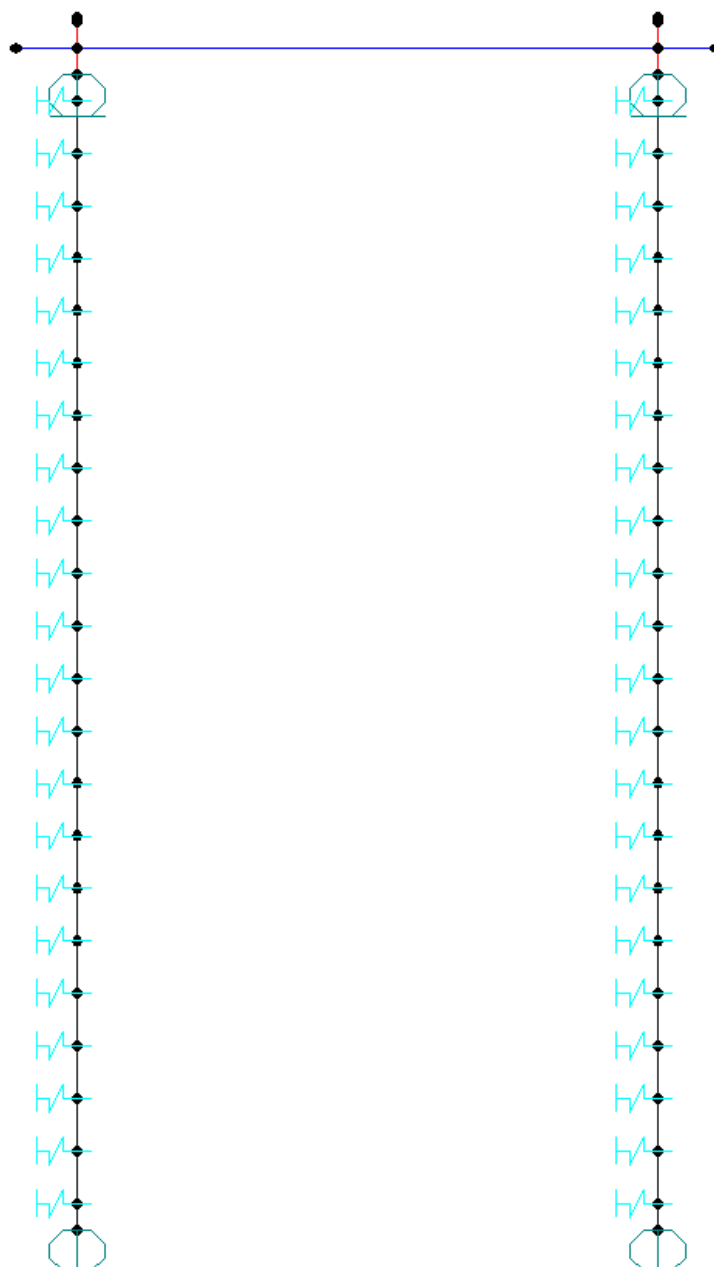


Figura 82: Elementos estruturais nos eixos dos encontros
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

No eixo AP.1 a configuração dos elementos estruturais fica como mostrado na Figura 83: Elementos estruturais no eixo AP.1. Acima da barra rígida que liga o centro do bloco ao seu topo, encontra-se o *rigid link* descrito no item “10.4 — Modelagem do tabuleiro”.

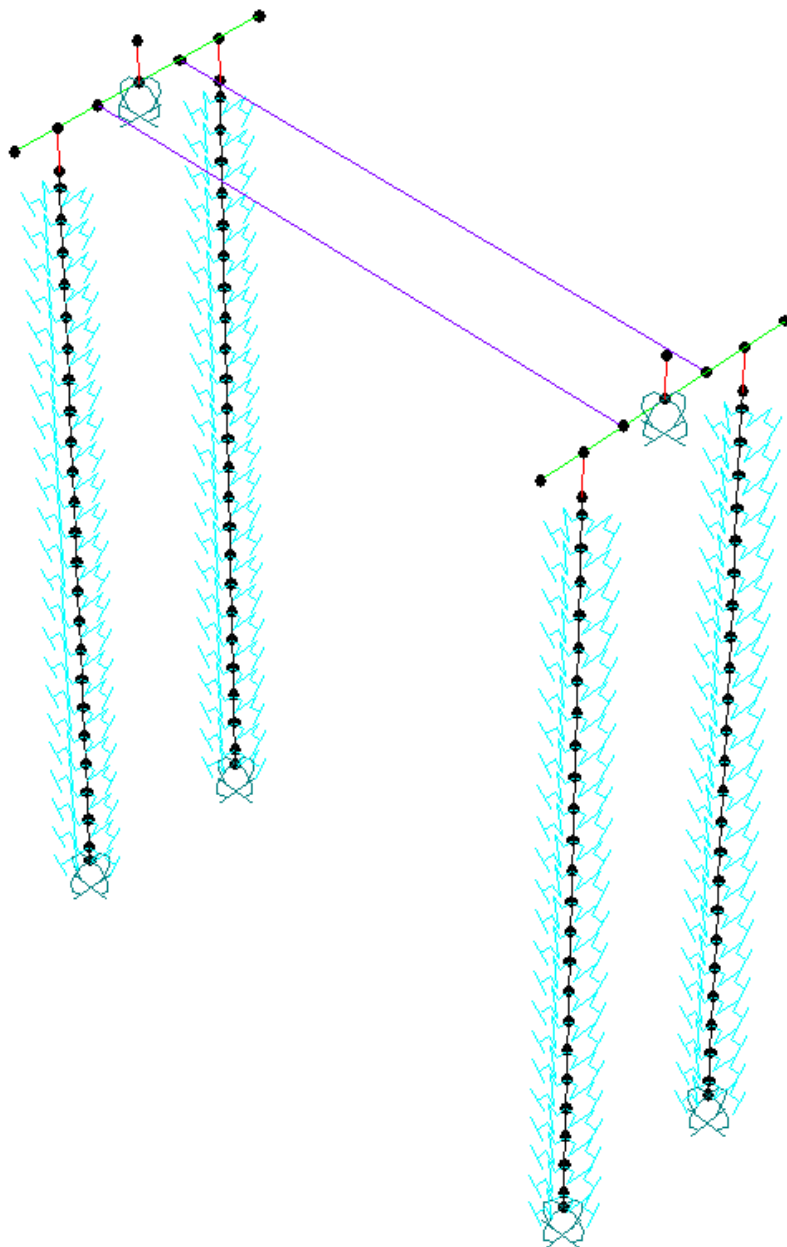


Figura 83: Elementos estruturais no eixo AP.1
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Os apoios simples verticais colocados na base das estacas têm o objetivo de garantir a estabilidade global do sistema estrutural, enquanto que os colocados nos blocos e encontros têm a função de separar as análises na superestrutura e mesoestrutura da infraestrutura. Cabe ressaltar que, apesar de discutir aspectos da infraestrutura, este trabalho possui mais ênfase nos efeitos que ocorrem na superestrutura (principalmente nos estais).

Ao longo das estacas foram dispostas molas que simulam a reação do empuxo de solo contra a estaca. Estes valores são fornecidos pelo projetista geotécnico com base no tipo de solo, seu peso específico, profundidade do ponto analisado, ângulo de atrito do solo e coesão (no caso de argilas). Nos eixos E1 e E2, a rigidez dessas molas variou de 600 tonf/m^2 a 6000 tonf/m^2 . No eixo AP.1, como existem duas sondagens, o lado direito da obra teve molas variando de 1268 ton/m^2 a 9000 ton/m^2 , enquanto que o lado esquerdo variou de 900 ton/m^2 a 9000 ton/m^2 , devido à mudança no perfil do solo, segundo o relatório geotécnico disponibilizado pela OUTEC (empresa projetista).

O modelo, então calcula as reações nas molas (elemento que simula o comportamento elástico do solo). Sempre que a reação nas molas é superior ao esforço do empuxo passivo, minorado pelo coeficiente de segurança, a mola é desligada e substituída pelo empuxo passivo ($E_p/1,5$). Quando isso ocorre, considera-se que houve a plastificação do solo.

À medida que as molas vão sendo desligadas, há redistribuição dos esforços horizontais e mudança nas reações das molas que ainda não foram plastificadas. Desta forma são necessárias algumas iterações (cálculo evolutivo) até que se chegue ao equilíbrio (todas as reações das molas não desligadas são inferiores ao empuxo passivo).

A maioria dos elementos modelados na infraestrutura são de seção transversal simples. Para as estacas, foram definidas seções transversais circulares, com diâmetros de $1,20 \text{ m}$ (nos encontros) e $1,80 \text{ m}$ (no eixo AP.1). As vigas baldrame e blocos foram modelados com seção retangular de $75 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$ e $250 \text{ cm} \times 280 \text{ cm}$, respectivamente. Os encontros (elementos que ligam as estacas ao tabuleiro nas extremidades do viaduto) foram modelados conforme a Figura 84.

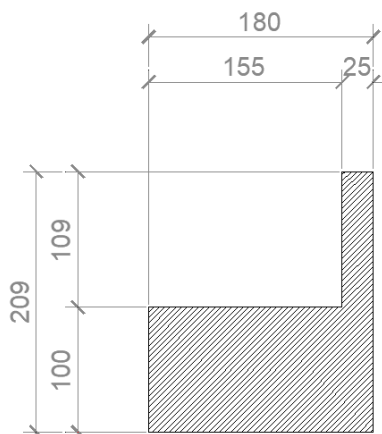


Figura 84: Modelagem dos encontros
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

10.7. Modelagem dos estais

Os estais foram modelados como elementos de barra. Para determinar as características de suas seções transversais, foi utilizado o catálogo da empresa “Protende” (vide Bibliografia), a fim de tornar os resultados mais coerentes com os reais.

Como o processo de determinação das cargas nos estais é iterativo, e a cada passo o número de cordoalhas varia, foram definidas diversas configurações de cabos, variando de 9 a 19 cordoalhas à disposição. Para configurar esses cabos foi utilizada a área nominal de 150 mm² para cada cordoalha. Assim, o cabo com 10 cordoalhas, por exemplo, teria 1500 mm² de área, e a partir disso chega-se a um diâmetro equivalente para o elemento de barra:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_{nominal}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 0,0015 [m^2]} = 0,0437 m$$

A Figura 85 apresenta um exemplo de definição da seção transversal dos cabos no programa.

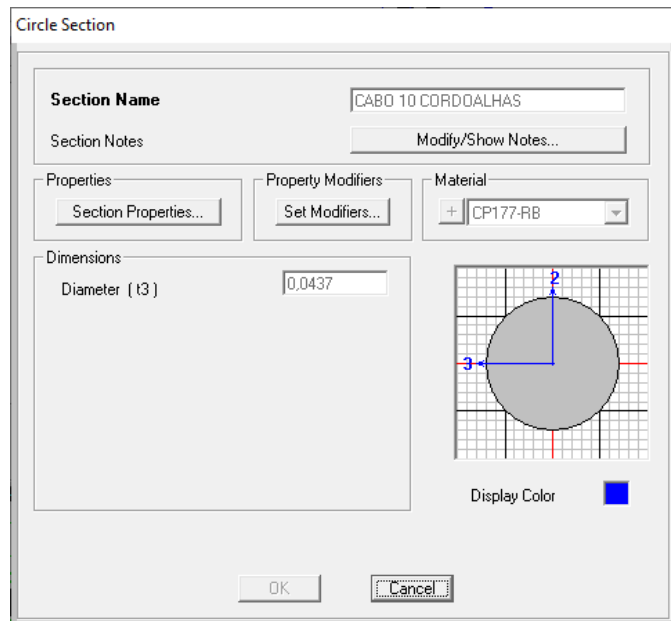


Figura 85: Exemplo de definição da seção transversal do cabo de 10 cordoalhas
 Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

A Figura 86 mostra o final da etapa de modelagem geométrica, com destaque para os estais (em azul). Os estais foram ligados a elementos de barras rígidas, que conectam os pontos de ancoragem aos centroides das seções transversais, tanto do mastro quanto das longarinas.

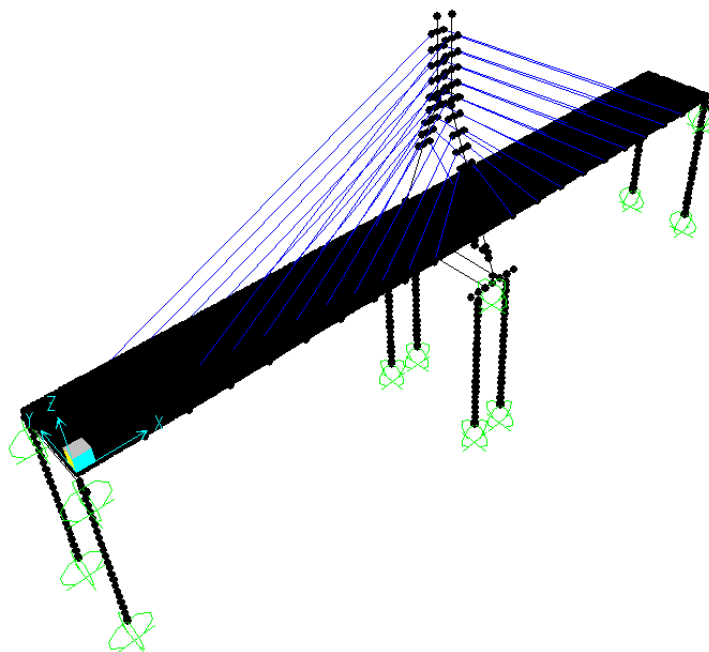


Figura 86: Modelo final utilizado para o viaduto
 Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

10.8. Carregamentos e combinações

A fim de facilitar a obtenção de resultados e evitar possíveis erros na seleção dos carregamentos a serem considerados em cada etapa do projeto, algumas combinações foram pré-estabelecidas no modelo.

Uma delas é a combinação “Cargas Permanentes”. Como mencionado no item “10.4 — Modelagem do Tabuleiro”, foi preciso tomar cuidado para que a mesa colaborante das longarinas não fosse considerada em duplicidade (nos pesos próprios da viga e da laje do tabuleiro, respectivamente). Para solucionar este problema, a laje foi carregada com o peso próprio fornecido automaticamente pelo *software*, enquanto que longarinas e transversinas foram carregadas manualmente com seu peso, descontado o peso da mesa colaborante. Esta combinação reúne todos os carregamentos de peso próprio.

Outra combinação muito utilizada foi a “Deslocamento Zero”. Nesta, são considerados os carregamentos da protensão dos estais e as “Cargas Permanentes”. Ela foi utilizada neste trabalho como objeto de validação de processo, e ela implica em deslocamentos nulos nos nós do tabuleiro, como será visto adiante.

Além das combinações, foram também adicionados carregamentos unitários em pontos estratégicos da estrutura (nos estais e cabos de protensão), de modo a permitir a obtenção das matrizes $[K]$ (matriz de rigidez) e $[e]$ (matriz de influência de forças).

11. Determinação das forças nos estais

11.1. Pré-dimensionamento dos estais

Tanto a definição do número de cordoalhas dos cabos dos estais quanto a obtenção da força de protensão aplicada em cada um deles são processos iterativos e interdependentes, que variam significativamente conforme se altera a relação entre a rigidez axial dos cabos e a rigidez à flexão do tabuleiro. A solução mais eficiente do ponto de vista estrutural é aquela que melhor aproveita as forças nos estais; uma vez que, de acordo com um dos princípios básicos de concepção estrutural, os esforços de tração se distribuem de forma mais eficiente que os esforços de flexão.

Com isso em mente, uma forma de encontrar a melhor solução é assumir que os estais às cargas atuantes no tabuleiro com a máxima capacidade que dispõem. Assim, foi medida a distância entre duas ancoragens de estais, e obtido o volume equivalente de concreto por estai (em verde na Figura 87). O peso desse volume, somado à carga do TB450 (posicionada o mais próximo possível do estai) define a força a ser equilibrada pelo estai. Obtém-se a força equivalente na direção paralela ao cabo; que em seguida é dividida pela tensão máxima admitida e pela área de cada cordoalha, de modo a determinar o número inicial de cordoalhas em cada cabo.

A área de cada cordoalha vale $0,00015 \text{ m}^2$ (segundo o catálogo da empresa Protende), e a tensão máxima admitida no estai é de $0,45 \cdot f_{puk}$ (Post-Tensioning Institute, 2001). Essa limitação para o valor da resistência se deve à grande oscilação de tensões conforme varia a carga accidental, o que faz com que a fadiga seja determinante para a vida útil do cabo.

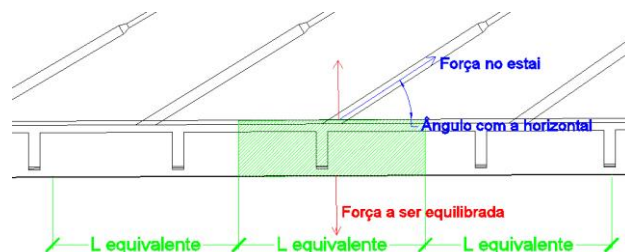


Figura 87: Equilíbrio do volume equivalente nos estais
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Os resultados podem ser observados na Tabela 18, a qual inclui o número inicial de cordoalhas a ser colocado no modelo. A nomenclatura para cada estai foi mencionada no item “8.2 — Implantação da Obra”.

Tabela 18: Número inicial de cordoalhas em cada estai

Estai	Comprimento no volume equivalente [m]	ângulo com a horizontal (°)	Carga Equilibrada [kN]	Número de cordoalhas Ø 15,7m
1E	6,1	58	93	11
2E	5	47	81	11
3E	5	41	81	12
4E	5	37	81	13
5E	5	34	81	14
6E	5	33	81	15
7E	5	31	81	16
8E	5	30	81	16
9E	6	29	92	19
10E	6,1	58	93	11
11E	5	47	81	11
12E	5	41	81	12
13E	5	37	81	13
14E	5	34	81	14
15E	5	33	81	15
16E	5	31	81	16
17E	5	30	81	16
18E	6	29	92	19
1D	6,1	58	93	11
2D	5	47	81	11
3D	5	41	81	12
4D	5	37	81	13
5D	5	34	81	14
6D	5	33	81	15
7D	5	31	81	16
8D	5	30	81	16
9D	6	29	92	19
10D	6,1	58	93	11
11D	5	47	81	11
12D	5	41	81	12
13D	5	37	81	13
14D	5	34	81	14
15D	5	33	81	15
16D	5	31	81	16
17D	5	30	81	16
18D	6	29	92	19

11.2. Processo de determinação das forças nos estais

Pra determinar as forças e o número de cordoalhas em cada estai, foi utilizado o Método da Anulação dos Deslocamentos, descrito e exemplificado no item “4.6.1 — O Método da Anulação dos Deslocamentos”. A premissa básica é deste método é permitir manter a obra de arte o mais alinhada possível com o greide do projeto geométrico.

Uma vez que o valor dos deslocamentos é muito inferior à ordem de grandeza das dimensões da viga do modelo, o uso da precisão padrão do SAP2000 leva a resultados pouco precisos. Assim, foi preciso extrair os resultados do *software* com dupla precisão.

Apesar da recomendação de que as tensões nos estais não sejam superiores a 45% de f_{puk} (Post-Tensioning Institute, 2001), nos projetos é comum utilizar um valor um pouco menor, garantindo certa margem para correção de eventuais problemas de obra e controle de flechas. Sendo assim, para este trabalho, foi utilizado o valor de 40% do f_{puk} .

A primeira iteração começa com o número de cordoalhas vindo do pré-dimensionamento, mostrado no item anterior.

11.2.1. Primeira iteração

O vetor $[W_0]$ pode ser determinado pelo próprio SAP2000, sendo este o valor dos deslocamentos no eixo U3 para a combinação de cargas permanentes nos pontos que ligam os estais ao tabuleiro. Seus valores são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
E.D.1	Cargas Permanentes	Combination	-0,000275624	0,000176	-0,01664657	0,000844	0,003920975	3,74E-07
E.D.2	Cargas Permanentes	Combination	-0,000461527	0,000175	-0,03929089	0,000894	0,004923864	6,73E-07
E.D.3	Cargas Permanentes	Combination	-0,000630959	0,000176	-0,06442599	0,000905	0,004965984	1E-06
E.D.4	Cargas Permanentes	Combination	-0,000776732	0,000179	-0,08763798	0,000896	0,004184474	1,55E-06
E.D.5	Cargas Permanentes	Combination	-0,000894681	0,000185	-0,10503931	0,000899	0,002661651	2,03E-06
E.D.6	Cargas Permanentes	Combination	-0,000982902	0,000194	-0,11320949	0,000895	0,000515327	2,32E-06
E.D.7	Cargas Permanentes	Combination	-0,001041486	0,000204	-0,10935354	0,000868	-0,002104084	2,62E-06
E.D.8	Cargas Permanentes	Combination	-0,001073259	0,000216	-0,09172624	0,000823	-0,004924598	2,78E-06
E.D.9	Cargas Permanentes	Combination	-0,001085497	0,000229	-0,06043041	0,000694	-0,007457471	2,79E-06
E.E.1	Cargas Permanentes	Combination	0,000283256	0,000171	-0,01661832	0,00084	-0,003917141	2,77E-07
E.E.2	Cargas Permanentes	Combination	0,000469117	0,000167	-0,03924411	0,000888	-0,004920324	-2,7E-08
E.E.3	Cargas Permanentes	Combination	0,000638529	0,000165	-0,06436312	0,000898	-0,004963157	-3,6E-07
E.E.4	Cargas Permanentes	Combination	0,000784297	0,000168	-0,08756341	0,000889	-0,004182664	-9,1E-07
E.E.5	Cargas Permanentes	Combination	0,000902255	0,000168	-0,10495859	0,000893	-0,002661026	-1,4E-06
E.E.6	Cargas Permanentes	Combination	0,000990491	0,000173	-0,11312885	0,00089	-0,000516008	-1,7E-06
E.E.7	Cargas Permanentes	Combination	0,001049094	0,00018	-0,10927978	0,000865	0,002101984	-2E-06
E.E.8	Cargas Permanentes	Combination	0,001080884	0,000189	-0,09166661	0,00082	0,004921041	-2,1E-06
E.E.9	Cargas Permanentes	Combination	0,001093133	0,000198	-0,06039196	0,000693	0,007452595	-2,2E-06
E.D.10	Cargas Permanentes	Combination	-0,000268093	0,000143	-0,01669035	-0,00084	0,003928611	1,03E-06
E.D.11	Cargas Permanentes	Combination	-0,000451238	0,000152	-0,03937072	-0,00088	0,004930223	1,31E-06
E.D.12	Cargas Permanentes	Combination	-0,000617953	0,000162	-0,06452694	-0,00089	0,004968078	1,56E-06
E.D.13	Cargas Permanentes	Combination	-0,00076112	0,000173	-0,08774221	-0,00088	0,004184511	1,55E-06
E.D.14	Cargas Permanentes	Combination	-0,000876644	0,000184	-0,10514169	-0,00088	0,00266126	1,58E-06
E.D.15	Cargas Permanentes	Combination	-0,000962701	0,000195	-0,11330882	-0,00088	0,000514594	1,74E-06
E.D.16	Cargas Permanentes	Combination	-0,001019453	0,000206	-0,10944645	-0,00085	-0,002105968	1,82E-06
E.D.17	Cargas Permanentes	Combination	-0,001049789	0,000217	-0,09180451	-0,00081	-0,004928665	1,95E-06
E.D.18	Cargas Permanentes	Combination	-0,00106105	0,000229	-0,06048193	-0,00069	-0,007464054	2,13E-06
E.E.10	Cargas Permanentes	Combination	0,000282725	0,000138	-0,01661858	-0,00084	-0,003918386	-3,8E-07
E.E.11	Cargas Permanentes	Combination	0,000465794	0,000144	-0,03925027	-0,00089	-0,004921647	-6,6E-07
E.E.12	Cargas Permanentes	Combination	0,000632469	0,000151	-0,06437599	-0,0009	-0,004964802	-9,1E-07
E.E.13	Cargas Permanentes	Combination	0,000775625	0,000159	-0,08758538	-0,00089	-0,004184888	-9,2E-07
E.E.14	Cargas Permanentes	Combination	0,000891164	0,000166	-0,10499228	-0,00089	-0,002663609	-9,4E-07
E.E.15	Cargas Permanentes	Combination	0,000977253	0,000174	-0,1131747	-0,00088	-0,000518278	-1,1E-06
E.E.16	Cargas Permanentes	Combination	0,001034044	0,000182	-0,10933376	-0,00086	0,002101081	-1,2E-06
E.E.17	Cargas Permanentes	Combination	0,001064418	0,00019	-0,09171927	-0,00081	0,004922577	-1,3E-06
E.E.18	Cargas Permanentes	Combination	0,001075705	0,000199	-0,06042984	-0,00069	0,007456934	-1,5E-06

A partir daí, com os carregamentos unitários em cada estai, obteve-se a matriz de flexibilidade $[f]$ e, em seguida, sua inversa, a matriz de rigidez $[K]$.

Fazendo-se $[T] = [K] \cdot [W_0]$, tem-se os valores das forças de protensão em cada estai, expressas como uma variação equivalente de temperatura em graus Celsius.

[T]=	-225,5	E.D.1
	-205,0	E.D.2
	-218,9	E.D.3
	-218,5	E.D.4
	-234,6	E.D.5
	-233,4	E.D.6
	-237,7	E.D.7
	-167,2	E.D.8
	-304,1	E.D.9
	-225,3	E.E.1
	-204,7	E.E.2
	-218,7	E.E.3
	-218,3	E.E.4
	-234,3	E.E.5
	-233,1	E.E.6
	-237,4	E.E.7
	-166,9	E.E.8
	-303,8	E.E.9
	-226,4	E.D.10
	-206,5	E.D.11
	-220,9	E.D.12
	-218,8	E.D.13
	-234,9	E.D.14
	-233,6	E.D.15
	-237,8	E.D.16
	-167,3	E.D.17
	-304,1	E.D.18
	-226,5	E.E.10
	-205,3	E.E.11
	-219,1	E.E.12
	-218,6	E.E.13
	-234,6	E.E.14
	-233,3	E.E.15
	-237,6	E.E.16
	-167,0	E.E.17
	-303,8	E.E.18

O próximo passo foi inserir os valores de $[T]$ no modelo no carregamento de “protensão nos estais” e verificar que a combinação com essas forças de protensão e carga permanente anulam os deslocamentos no tabuleiro, validando o modelo, como mostrado na Tabela 20.

Tabela 20: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
E.D.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000417989	8,68E-05	1,5514E-12	0,000806	-1,0838E-06	6,66E-07
E.D.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000693484	9,05E-05	3,1503E-12	0,000866	1,03708E-05	1,22E-06
E.D.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000949571	9,4E-05	4,8735E-12	0,000885	1,3875E-05	1,42E-06
E.D.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001179857	9,85E-05	6,6043E-12	0,000883	1,85897E-05	1,93E-06
E.D.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001380527	0,000106	8,1973E-12	0,00089	1,64897E-05	2,5E-06
E.D.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001548074	0,000116	8,8752E-12	0,000886	1,65234E-05	2,71E-06
E.D.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001682489	0,000126	8,0714E-12	0,000855	3,06248E-05	3,13E-06
E.D.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001774536	0,00014	6,0109E-12	0,000807	-4,51206E-06	3,43E-06
E.D.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001842727	0,000149	3,3949E-12	0,000665	9,22552E-05	4,36E-06
E.E.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000429724	8,25E-05	-6,1792E-13	0,000806	1,14177E-06	-8,4E-08
E.E.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000705143	8,33E-05	-5,7093E-13	0,000866	-1,0377E-05	-6,5E-07
E.E.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000961184	8,4E-05	-3,3473E-14	0,000885	-1,38752E-05	-8,6E-07
E.E.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00119143	8,57E-05	7,8257E-13	0,000883	-1,85898E-05	-1,4E-06
E.E.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001392063	9,04E-05	1,9659E-12	0,00089	-1,64897E-05	-1,9E-06
E.E.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001559579	9,79E-05	2,7634E-12	0,000886	-1,65234E-05	-2,1E-06
E.E.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001693969	0,000105	3,062E-12	0,000855	-3,06249E-05	-2,6E-06
E.E.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001785997	0,000116	2,9619E-12	0,000807	4,51214E-06	-2,9E-06
E.E.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001854176	0,000123	2,0719E-12	0,000665	-9,22555E-05	-3,8E-06
E.D.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000409135	4,08E-05	-1,1167E-12	-0,00081	-1,17522E-06	1,02E-06
E.D.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000680707	4,77E-05	-2,4607E-12	-0,00087	1,06689E-05	1,29E-06
E.D.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000932941	5,88E-05	-3,2942E-12	-0,00089	1,37959E-05	1,89E-06
E.D.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001159389	7,28E-05	-3,0587E-12	-0,00088	1,86566E-05	2,14E-06
E.D.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001356581	8,76E-05	-1,7941E-12	-0,00089	1,65409E-05	2,28E-06
E.D.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001521072	0,000103	-1,9874E-13	-0,00089	1,65676E-05	2,7E-06
E.D.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,00165293	0,000122	8,2109E-13	-0,00086	3,0734E-05	2,82E-06
E.D.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001742975	0,000139	1,1312E-12	-0,00081	-4,55642E-06	2,94E-06
E.D.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001809821	0,000163	7,7593E-13	-0,00066	9,25976E-05	2,3E-06
E.E.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000426973	3,66E-05	6,7489E-13	-0,00081	1,15497E-06	-4,3E-07
E.E.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000698337	4,05E-05	1,2046E-12	-0,00087	-1,04119E-05	-7,2E-07
E.E.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000950444	4,88E-05	2,2022E-12	-0,00089	-1,39159E-05	-1,3E-06
E.E.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001176975	6E-05	3,8967E-12	-0,00088	-1,86455E-05	-1,6E-06
E.E.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001374209	7,21E-05	5,4134E-12	-0,00089	-1,65417E-05	-1,7E-06
E.E.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001538734	8,47E-05	5,97E-12	-0,00089	-1,65675E-05	-2,1E-06
E.E.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001670619	0,0001	5,4633E-12	-0,00086	-3,0734E-05	-2,2E-06
E.E.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001760683	0,000115	4,3141E-12	-0,00081	4,55635E-06	-2,4E-06
E.E.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001827542	0,000136	2,8059E-12	-0,00066	-9,25973E-05	-1,7E-06

Os deslocamentos na direção U3 são da ordem de 10^{-12} metros, portanto podem ser considerados iguais a zero.

Por fim, foram inseridos todos os carregamentos na estrutura, de modo a verificar se os estais iriam ultrapassar o valor limite estabelecido de 40% de f_{puk} .

Tabela 21: Tabela de forças nos estais na primeira iteração

Estai	Cordoalhas [un]	N [ton]	A [m ²]	σ_{Analise} [ton/m ²]	σ_{Lim} [ton/m ²]
E.D.1	11	81,63	0,00165	49472	69200
E.D.2	11	77,76	0,00165	47130	69200
E.D.3	12	89,51	0,00180	49726	69200
E.D.4	13	95,21	0,00195	48826	69200
E.D.5	14	98,15	0,00210	46738	69200
E.D.6	15	93,02	0,00225	41343	69200
E.D.7	16	100,29	0,00240	41787	69200
E.D.8	16	61,63	0,00240	25679	69200
E.D.9	19	135,34	0,00285	47487	69200
E.E.1	11	77,42	0,00165	46923	69200
E.E.2	11	74,78	0,00165	45323	69200
E.E.3	12	87,49	0,00180	48605	69200
E.E.4	13	94,03	0,00195	48222	69200
E.E.5	14	97,81	0,00210	46575	69200
E.E.6	15	93,65	0,00225	41622	69200
E.E.7	16	102,11	0,00240	42546	69200
E.E.8	16	64,71	0,00240	26964	69200
E.E.9	19	140,58	0,00285	49326	69200
E.D.10	11	83,54	0,00165	50631	69200
E.D.11	11	79,04	0,00165	47903	69200
E.D.12	12	90,67	0,00180	50374	69200
E.D.13	13	95,70	0,00195	49078	69200
E.D.14	14	98,56	0,00210	46934	69200
E.D.15	15	93,28	0,00225	41457	69200
E.D.16	16	100,50	0,00240	41875	69200
E.D.17	16	61,81	0,00240	25755	69200
E.D.18	19	135,57	0,00285	47570	69200
E.E.10	11	79,57	0,00165	48227	69200
E.E.11	11	75,94	0,00165	46025	69200
E.E.12	12	88,25	0,00180	49025	69200
E.E.13	13	94,61	0,00195	48517	69200
E.E.14	14	98,25	0,00210	46785	69200
E.E.15	15	93,92	0,00225	41742	69200
E.E.16	16	102,32	0,00240	42635	69200
E.E.17	16	64,89	0,00240	27037	69200
E.E.18	19	140,80	0,00285	49403	69200

Observando a Tabela 21, é possível verificar que todos os valores de tensão analisados são inferiores ao valor limite de 40% de f_{puk} , mas estão muito distantes deste limite. Este resultado era esperado, dado que no pré dimensionamento não é considerada a rigidez da viga longitudinal. Caso a seção transversal da longitudinal não fosse dada, este seria o momento ideal para analisar a relação entre as rigidezes do tabuleiro e dos estais, de modo a determinar o comportamento da estrutura como um todo.

O próximo passo é reduzir o número de cordoalhas nos estais para que estejam submetidos a tensões próximas das tensões limites, otimizando a estrutura.

11.2.2. Segunda iteração

Para a segunda iteração, o número de cordoalhas nos nove estais de cada lado dos planos de estaiamento foi reduzido para 9, 9, 9, 10, 10, 10, 11, 11 e 14 (partindo do estai mais próximo do mastro); pois para estes números chegava-se próximo às tensões limites. Entretanto, ao mudar o número de cordoalhas, também se altera a distribuição dos esforços pela estrutura, então é necessário que se repita o processo do item “11.2.1 — Primeira iteração”.

Assim, tem-se o vetor $[W_0]$ é determinado pelo próprio SAP2000, sendo este o valor dos deslocamentos no eixo U3 para a combinação de cargas permanentes nos pontos que ligam os estais ao tabuleiro. Seus valores são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
E.D.1	Cargas Permanentes	Combination	-0,000241872	0,000449	-0,02018097	0,000848	0,004812054	-5,3E-07
E.D.2	Cargas Permanentes	Combination	-0,000408774	0,000443	-0,04823405	0,000901	0,006141248	-7,1E-07
E.D.3	Cargas Permanentes	Combination	-0,000558521	0,000436	-0,0797247	0,000915	0,006227972	-8,1E-07
E.D.4	Cargas Permanentes	Combination	-0,000686267	0,000429	-0,10882386	0,000908	0,00522456	-6,3E-07
E.D.5	Cargas Permanentes	Combination	-0,000786863	0,000424	-0,13040735	0,000913	0,003246907	-5E-07
E.D.6	Cargas Permanentes	Combination	-0,000860957	0,000419	-0,14003033	0,000908	0,000483234	-5,6E-07
E.D.7	Cargas Permanentes	Combination	-0,000910853	0,000414	-0,13437454	0,00088	-0,002790089	-5,3E-07
E.D.8	Cargas Permanentes	Combination	-0,000938075	0,00041	-0,11182459	0,000831	-0,006183615	-5,4E-07
E.D.9	Cargas Permanentes	Combination	-0,000949035	0,000406	-0,07311797	0,000699	-0,009122487	-5,8E-07
E.E.1	Cargas Permanentes	Combination	0,000263037	0,000443	-0,02014738	0,000844	-0,004807701	1,39E-06
E.E.2	Cargas Permanentes	Combination	0,000429959	0,000432	-0,04817995	0,000895	-0,006137413	1,56E-06
E.E.3	Cargas Permanentes	Combination	0,000579739	0,000421	-0,07965355	0,000908	-0,006225062	1,64E-06
E.E.4	Cargas Permanentes	Combination	0,000707526	0,00041	-0,10874111	0,0009	-0,005222866	1,45E-06
E.E.5	Cargas Permanentes	Combination	0,000808167	0,000401	-0,13031945	0,000906	-0,003246555	1,31E-06
E.E.6	Cargas Permanentes	Combination	0,000882306	0,000392	-0,13994413	0,000903	-0,000484273	1,37E-06
E.E.7	Cargas Permanentes	Combination	0,000932243	0,000383	-0,13429706	0,000876	0,002787634	1,33E-06
E.E.8	Cargas Permanentes	Combination	0,000959499	0,000375	-0,11176285	0,000828	0,006179782	1,34E-06
E.E.9	Cargas Permanentes	Combination	0,000970481	0,000366	-0,07307853	0,000698	0,009117438	1,38E-06
E.D.10	Cargas Permanentes	Combination	-0,000241682	0,000421	-0,02025874	-0,00083	0,004826705	9,43E-08
E.D.11	Cargas Permanentes	Combination	-0,000411175	0,000424	-0,048383	-0,00088	0,006154171	-1,8E-07
E.D.12	Cargas Permanentes	Combination	-0,000562984	0,000425	-0,07992323	-0,00088	0,006234707	-3,9E-07
E.D.13	Cargas Permanentes	Combination	-0,000692324	0,000425	-0,109043	-0,00087	0,005226851	-7,8E-07
E.D.14	Cargas Permanentes	Combination	-0,000794104	0,000423	-0,13062977	-0,00087	0,003246307	-1,1E-06
E.D.15	Cargas Permanentes	Combination	-0,000869051	0,000419	-0,14024267	-0,00087	0,000479933	-1,1E-06
E.D.16	Cargas Permanentes	Combination	-0,000919536	0,000415	-0,13456256	-0,00085	-0,002796477	-1,2E-06
E.D.17	Cargas Permanentes	Combination	-0,000947135	0,00041	-0,11197197	-0,00081	-0,006193447	-1,2E-06
E.D.18	Cargas Permanentes	Combination	-0,000958311	0,000406	-0,0732084	-0,00068	-0,009135192	-1,2E-06
E.E.10	Cargas Permanentes	Combination	0,000272327	0,000415	-0,02018035	-0,00084	-0,004815495	7,7E-07
E.E.11	Cargas Permanentes	Combination	0,00044168	0,000413	-0,04825134	-0,00088	-0,006144794	1,03E-06
E.E.12	Cargas Permanentes	Combination	0,000593392	0,00041	-0,07975791	-0,00089	-0,006231005	1,23E-06
E.E.13	Cargas Permanentes	Combination	0,000722666	0,000406	-0,10887073	-0,00088	-0,005227222	1,6E-06
E.E.14	Cargas Permanentes	Combination	0,000824413	0,000399	-0,13046584	-0,00088	-0,00324901	1,87E-06
E.E.15	Cargas Permanentes	Combination	0,000899348	0,000392	-0,14009646	-0,00088	-0,00048421	1,91E-06
E.E.16	Cargas Permanentes	Combination	0,000949833	0,000384	-0,13444104	-0,00085	0,002790916	2E-06
E.E.17	Cargas Permanentes	Combination	0,00097744	0,000375	-0,11188118	-0,00081	0,006186747	2,03E-06
E.E.18	Cargas Permanentes	Combination	0,000988622	0,000367	-0,07315352	-0,00069	0,009127596	2,01E-06

A partir daí, com os carregamentos unitários em cada estai, novamente se obteve a matriz de flexibilidade $[f]$ e a sua inversa, a matriz de rigidez $[K]$.

Fazendo-se $[T] = [K] \cdot [W_0]$, tem-se os valores das forças de protensão em cada estai, expressas como uma variação equivalente de temperatura, em graus Celsius.

[T]=	-248,7	E.D.1
	-226,2	E.D.2
	-264,7	E.D.3
	-260,9	E.D.4
	-280,3	E.D.5
	-278,8	E.D.6
	-300,7	E.D.7
	-210,8	E.D.8
	-367,7	E.D.9
	-248,5	E.E.1
	-225,9	E.E.2
	-264,5	E.E.3
	-260,7	E.E.4
	-280,0	E.E.5
	-278,6	E.E.6
	-300,4	E.E.7
	-210,6	E.E.8
	-367,5	E.E.9
	-249,5	E.D.10
	-227,8	E.D.11
	-267,0	E.D.12
	-261,1	E.D.13
	-280,5	E.D.14
	-279,0	E.D.15
	-300,8	E.D.16
	-210,9	E.D.17
	-367,7	E.D.18
	-249,7	E.E.10
	-226,5	E.E.11
	-264,9	E.E.12
	-260,9	E.E.13
	-280,2	E.E.14
	-278,7	E.E.15
	-300,5	E.E.16
	-210,6	E.E.17
	-367,5	E.E.18

O próximo passo foi inserir os valores de $[T]$ no modelo, no carregamento de “protensão nos estais”, e verificar que a combinação com essas forças de protensão e carga permanente anulam os deslocamentos no tabuleiro, validando o modelo, como mostrado na Tabela 23.

Tabela 23: Vetor $[W_o]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
E.D.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000404974	0,000414	-4,8749E-13	0,000805	-1,09805E-06	-4,2E-07
E.D.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000676617	0,00041	-7,6125E-13	0,000866	1,03697E-05	-5,2E-07
E.D.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000929231	0,000403	-1,1064E-12	0,000885	1,38619E-05	-8,7E-07
E.D.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001156434	0,000394	-1,336E-12	0,000883	1,85745E-05	-8,2E-07
E.D.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001354418	0,000387	-1,4939E-12	0,00089	1,64614E-05	-6,5E-07
E.D.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001519701	0,00038	-1,7518E-12	0,000886	1,64777E-05	-7,7E-07
E.D.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001652303	0,000372	-2,1174E-12	0,000855	3,0561E-05	-6,1E-07
E.D.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001743016	0,000366	-2,0875E-12	0,000808	-4,55868E-06	-4,9E-07
E.D.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001810363	0,000356	-1,4241E-12	0,000666	9,212E-05	3,37E-07
E.E.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000430561	0,000407	1,1506E-12	0,000805	1,11722E-06	1,26E-06
E.E.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000702215	0,000399	2,1564E-12	0,000866	-1,03708E-05	1,33E-06
E.E.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000954855	0,000388	2,9566E-12	0,000885	-1,38626E-05	1,66E-06
E.E.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001182082	0,000376	3,5422E-12	0,000883	-1,85747E-05	1,59E-06
E.E.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001380084	0,000365	4,2275E-12	0,00089	-1,64613E-05	1,42E-06
E.E.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001545381	0,000354	4,661E-12	0,000886	-1,64777E-05	1,53E-06
E.E.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001677993	0,000342	4,3653E-12	0,000855	-3,0561E-05	1,37E-06
E.E.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001768714	0,000333	3,3136E-12	0,000808	4,55865E-06	1,25E-06
E.E.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001836065	0,000318	1,848E-12	0,000666	-9,21199E-05	4,24E-07
E.D.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000405169	0,000368	4,1031E-13	-0,00081	-1,1617E-06	-1,2E-07
E.D.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000679445	0,000367	-1,6251E-14	-0,00087	1,06634E-05	-4,7E-07
E.D.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000934032	0,000368	-1,0365E-12	-0,00089	1,37831E-05	-4E-07
E.D.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001162492	0,000369	-1,9519E-12	-0,00088	1,86415E-05	-6,2E-07
E.D.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001361353	0,000369	-2,4337E-12	-0,00089	1,6512E-05	-8,7E-07
E.D.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,00152719	0,000367	-2,2981E-12	-0,00089	1,65227E-05	-7,7E-07
E.D.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001660107	0,000368	-1,4883E-12	-0,00086	3,06661E-05	-9,2E-07
E.D.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001750953	0,000366	-4,609E-13	-0,00081	-4,59473E-06	-9,9E-07
E.D.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001818341	0,000369	7,1831E-14	-0,00067	9,24279E-05	-1,8E-06
E.E.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000439827	0,000362	-2,3373E-13	-0,00081	1,1804E-06	9,62E-07
E.E.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000713809	0,000357	-1,8652E-14	-0,00087	-1,04114E-05	1,29E-06
E.E.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000968197	0,000353	4,3603E-13	-0,00089	-1,39027E-05	1,19E-06
E.E.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001196676	0,000351	5,3092E-13	-0,00088	-1,86305E-05	1,39E-06
E.E.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001395524	0,000347	2,2521E-13	-0,00089	-1,65129E-05	1,64E-06
E.E.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00156135	0,000341	-1,4411E-13	-0,00089	-1,65226E-05	1,54E-06
E.E.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001694257	0,000338	-3,6293E-13	-0,00086	-3,06661E-05	1,68E-06
E.E.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001785096	0,000332	-4,0189E-13	-0,00081	4,59476E-06	1,75E-06
E.E.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001852479	0,000331	-2,182E-13	-0,00067	-9,2428E-05	2,53E-06

Os deslocamentos na direção U3 são da ordem de 10^{-13} metros, portanto podem ser considerados iguais a zero. Por fim, foram inseridos todos os carregamentos na estrutura, de modo a verificar se os estais iriam ultrapassar o valor limite estabelecido de 40% de f_{puk} (Tabela 24).

A Tabela 25 é um resumo da tabela anterior e nela foram sempre consideradas as cargas permanentes; já as acidentais, apenas quando intensificam os esforços analisados.

Tabela 25: Tabela de forças nos estais na segunda iteração

Estai	Cordoalhas [un]	N _{Max} [ton]	N _{Min} [ton]	A [m²]	$\sigma_{Análise}$ [ton/m²]	σ_{Lim} [ton/m²]	Porcentagem acima do limite
E.D.1	9	88,22	51,63	0,00135	65345	69200	
E.D.2	9	85,07	59,56	0,00135	63013	69200	
E.D.3	9	94,92	69,19	0,00135	70310	69200	1,6%
E.D.4	10	102,14	75,35	0,00150	68092	69200	
E.D.5	10	105,09	80,90	0,00150	70060	69200	1,2%
E.D.6	10	101,92	80,80	0,00150	67948	69200	
E.D.7	11	115,22	96,43	0,00165	69829	69200	0,9%
E.D.8	11	82,43	68,43	0,00165	49957	69200	
E.D.9	14	168,39	152,58	0,00210	80186	69200	15,9%
E.E.1	9	86,28	64,37	0,00135	63909	69200	
E.E.2	9	83,68	58,17	0,00135	61984	69200	
E.E.3	9	94,07	68,34	0,00135	69679	69200	0,7%
E.E.4	10	101,66	74,87	0,00150	67777	69200	
E.E.5	10	105,02	80,84	0,00150	70016	69200	1,2%
E.E.6	10	102,26	81,14	0,00150	68172	69200	
E.E.7	11	116,04	97,25	0,00165	70328	69200	1,6%
E.E.8	11	83,73	69,73	0,00165	50745	69200	
E.E.9	14	170,66	154,85	0,00210	81268	69200	17,4%
E.D.10	9	87,18	65,36	0,00135	64579	69200	
E.D.11	9	84,71	59,25	0,00135	62749	69200	
E.D.12	9	94,99	69,28	0,00135	70360	69200	1,7%
E.D.13	10	101,75	74,97	0,00150	67835	69200	
E.D.14	10	104,82	80,63	0,00150	69877	69200	1,0%
E.D.15	10	101,70	80,59	0,00150	67801	69200	
E.D.16	11	115,01	96,22	0,00165	69704	69200	0,7%
E.D.17	11	82,23	68,23	0,00165	49837	69200	
E.D.18	14	168,11	152,30	0,00210	80053	69200	15,7%
E.E.10	9	85,43	63,61	0,00135	63285	69200	
E.E.11	9	83,12	57,65	0,00135	61569	69200	
E.E.12	9	93,68	67,98	0,00135	69396	69200	0,3%
E.E.13	10	101,33	74,55	0,00150	67555	69200	
E.E.14	10	104,76	80,58	0,00150	69839	69200	0,9%
E.E.15	10	102,04	80,93	0,00150	68030	69200	
E.E.16	11	115,84	97,05	0,00165	70204	69200	1,5%
E.E.17	11	83,53	69,53	0,00165	50623	69200	
E.E.18	14	170,38	154,57	0,00210	81134	69200	17,2%

Nota-se que os valores destacados em vermelho ultrapassam os limites de tensão estabelecidos. Neste caso, aumenta-se a quantidade de cordoalhas nestes estais, mantendo-os com número crescente de cordoalhas a medida que se afastam do mastro.

11.2.3. Terceira iteração

Para a terceira iteração, o número de cordoalhas nos estais, para cada lado dos planos de estaiamento foi redefinido para 9, 9, 10, 10, 11, 11, 12, 12, 17 (partindo do estai mais próximo do mastro); pois com estes números chegava-se próximo às tensões limites. Entretanto, ao mudar o número de cordoalhas, também se altera a distribuição dos esforços pela estrutura, de modo que se faz necessário que se repita o processo de iteração.

Tabela 26: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 para cargas permanentes

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
E.D.1	Cargas Permanentes	Combination	-0,000248667	0,000449	-0,01943019	0,000848	0,004613961	-5,3E-07
E.D.2	Cargas Permanentes	Combination	-0,000420447	0,000443	-0,04623351	0,000901	0,005849899	-7,4E-07
E.D.3	Cargas Permanentes	Combination	-0,000576083	0,000435	-0,07616806	0,000914	0,005915356	-8,2E-07
E.D.4	Cargas Permanentes	Combination	-0,000707931	0,000429	-0,10376761	0,000908	0,004944583	-6,6E-07
E.D.5	Cargas Permanentes	Combination	-0,000814487	0,000423	-0,1241506	0,000912	0,003063702	-5,4E-07
E.D.6	Cargas Permanentes	Combination	-0,000893117	0,000418	-0,13321437	0,000907	0,000451703	-5,7E-07
E.D.7	Cargas Permanentes	Combination	-0,000946418	0,000413	-0,12782638	0,000879	-0,002649205	-5,3E-07
E.D.8	Cargas Permanentes	Combination	-0,000976203	0,000409	-0,10640357	0,00083	-0,005876584	-5,4E-07
E.D.9	Cargas Permanentes	Combination	-0,000989264	0,000404	-0,06959931	0,000698	-0,008675091	-5,5E-07
E.E.1	Cargas Permanentes	Combination	0,000269317	0,000443	-0,01939776	0,000845	-0,004609764	1,39E-06
E.E.2	Cargas Permanentes	Combination	0,000441118	0,000432	-0,0461813	0,000895	-0,005846204	1,59E-06
E.E.3	Cargas Permanentes	Combination	0,000596788	0,000421	-0,07609941	0,000907	-0,00591254	1,65E-06
E.E.4	Cargas Permanentes	Combination	0,000728679	0,00041	-0,10368769	0,000901	-0,004942923	1,49E-06
E.E.5	Cargas Permanentes	Combination	0,000835281	0,0004	-0,12406554	0,000905	-0,003063321	1,35E-06
E.E.6	Cargas Permanentes	Combination	0,000913958	0,000391	-0,1331307	0,000902	-0,000452655	1,37E-06
E.E.7	Cargas Permanentes	Combination	0,000967302	0,000382	-0,1277509	0,000875	0,002646873	1,33E-06
E.E.8	Cargas Permanentes	Combination	0,000997123	0,000374	-0,10634317	0,000827	0,005872882	1,34E-06
E.E.9	Cargas Permanentes	Combination	0,001010208	0,000365	-0,0695606	0,000696	0,008670153	1,35E-06
E.D.10	Cargas Permanentes	Combination	-0,000248508	0,00042	-0,01950791	-0,00083	0,004628567	8,45E-08
E.D.11	Cargas Permanentes	Combination	-0,000422897	0,000422	-0,04638188	-0,00088	0,005862645	-1,6E-07
E.D.12	Cargas Permanentes	Combination	-0,000580609	0,000424	-0,07636494	-0,00088	0,005921859	-4E-07
E.D.13	Cargas Permanentes	Combination	-0,000714056	0,000423	-0,10398389	-0,00087	0,004946603	-7,6E-07
E.D.14	Cargas Permanentes	Combination	-0,000821801	0,000421	-0,12436887	-0,00087	0,003062885	-1E-06
E.D.15	Cargas Permanentes	Combination	-0,000901281	0,000418	-0,13342182	-0,00087	0,000448338	-1,1E-06
E.D.16	Cargas Permanentes	Combination	-0,000955165	0,000414	-0,12800962	-0,00085	-0,002655488	-1,2E-06
E.D.17	Cargas Permanentes	Combination	-0,000985319	0,000409	-0,10654705	-0,00081	-0,005886171	-1,2E-06
E.D.18	Cargas Permanentes	Combination	-0,000998588	0,000405	-0,06968734	-0,00068	-0,008687449	-1,2E-06
E.E.10	Cargas Permanentes	Combination	0,000278633	0,000413	-0,01943132	-0,00084	-0,004617615	7,8E-07
E.E.11	Cargas Permanentes	Combination	0,00045288	0,000411	-0,0462533	-0,00088	-0,005853513	1,01E-06
E.E.12	Cargas Permanentes	Combination	0,000610493	0,000409	-0,07620377	-0,00089	-0,005918318	1,23E-06
E.E.13	Cargas Permanentes	Combination	0,000743876	0,000404	-0,1038163	-0,00088	-0,004947031	1,59E-06
E.E.14	Cargas Permanentes	Combination	0,000851588	0,000398	-0,12420965	-0,00088	-0,00306554	1,85E-06
E.E.15	Cargas Permanentes	Combination	0,000931056	0,000391	-0,13327983	-0,00088	-0,000452474	1,91E-06
E.E.16	Cargas Permanentes	Combination	0,000984943	0,000383	-0,12789146	-0,00085	0,002650128	2,01E-06
E.E.17	Cargas Permanentes	Combination	0,001015107	0,000374	-0,10645854	-0,00081	0,005879689	2,03E-06
E.E.18	Cargas Permanentes	Combination	0,001028385	0,000366	-0,06963368	-0,00068	0,008680047	2,04E-06

Logo, mais uma vez, tem-se o vetor $[W_0]$ determinado pelo próprio SAP2000, sendo este o valor dos deslocamentos no eixo U3 para a combinação de cargas permanentes nos pontos que ligam os estais ao tabuleiro. Seus valores são mostrados na

Tabela 26.

A partir daí, com os carregamentos unitários em cada estai, obteve-se a matriz de flexibilidade $[f]$ e sua inversa, a matriz de rigidez $[K]$.

Fazendo-se $[T] = [K] \cdot [W_0]$, tem-se os valores das forças de protensão em cada estai, expressas como variação equivalente de temperatura, em graus Celsius.

[T]=	-248,7	E.D.1
	-226,2	E.D.2
	-239,6	E.D.3
	-260,9	E.D.4
	-255,9	E.D.5
	-254,6	E.D.6
	-275,6	E.D.7
	-193,4	E.D.8
	-304,0	E.D.9
	-248,5	E.E.1
	-225,9	E.E.2
	-239,4	E.E.3
	-260,7	E.E.4
	-255,6	E.E.5
	-254,3	E.E.6
	-275,3	E.E.7
	-193,1	E.E.8
	-303,8	E.E.9
	-249,5	E.D.10
	-227,8	E.D.11
	-241,7	E.D.12
	-261,1	E.D.13
	-256,1	E.D.14
	-254,7	E.D.15
	-275,7	E.D.16
	-193,5	E.D.17
	-304,1	E.D.18
	-249,7	E.E.10
	-226,5	E.E.11
	-239,8	E.E.12
	-260,9	E.E.13
	-255,8	E.E.14
	-254,4	E.E.15
	-275,4	E.E.16
	-193,2	E.E.17
	-303,8	E.E.18

O próximo passo foi inserir os valores de $[T]$ no modelo, no carregamento de “protensão nos estais”, e verificar que a combinação com essas forças de protensão e carga permanente anulam os deslocamentos no tabuleiro, o que valida o modelo, como mostrado na Tabela 27.

Tabela 27: Vetor $[W_0]$ representado na coluna U3 deslocamentos nulos

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
E.D.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,00040521	0,000413	-7,1408E-14	0,000805	-1,0975E-06	-4,2E-07
E.D.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000677016	0,00041	-4,105E-14	0,000866	1,03677E-05	-5,2E-07
E.D.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000929795	0,000403	5,861E-13	0,000885	1,3869E-05	-8,7E-07
E.D.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001157153	0,000394	1,5624E-12	0,000883	1,8571E-05	-8,2E-07
E.D.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001355296	0,000387	2,3923E-12	0,00089	1,64706E-05	-6,5E-07
E.D.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001520725	0,00038	2,6674E-12	0,000886	1,64838E-05	-7,7E-07
E.D.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001653458	0,000372	2,4556E-12	0,000855	3,0582E-05	-6,1E-07
E.D.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001744277	0,000366	1,9163E-12	0,000808	-4,57208E-06	-4,9E-07
E.D.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001811727	0,000356	1,2368E-12	0,000666	9,22157E-05	3,38E-07
E.E.1	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000430797	0,000407	-1,0542E-12	0,000805	1,11667E-06	1,26E-06
E.E.2	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000702614	0,000399	-2,3029E-12	0,000866	-1,03688E-05	1,33E-06
E.E.3	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000955419	0,000388	-3,0476E-12	0,000885	-1,38697E-05	1,66E-06
E.E.4	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001182802	0,000376	-2,9897E-12	0,000883	-1,85711E-05	1,59E-06
E.E.5	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001380963	0,000365	-2,2433E-12	0,00089	-1,64706E-05	1,42E-06
E.E.6	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001546405	0,000354	-1,0771E-12	0,000886	-1,64838E-05	1,53E-06
E.E.7	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001679149	0,000342	-1,0147E-13	0,000855	-3,05819E-05	1,37E-06
E.E.8	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001769975	0,000333	4,0584E-13	0,000808	4,57205E-06	1,25E-06
E.E.9	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00183743	0,000318	4,9165E-13	0,000666	-9,22156E-05	4,22E-07
E.D.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000405404	0,000368	2,292E-12	-0,00081	-1,16114E-06	-1,2E-07
E.D.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000679843	0,000367	4,2426E-12	-0,00087	1,06614E-05	-4,7E-07
E.D.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,000934595	0,000368	5,5745E-12	-0,00089	1,37902E-05	-4E-07
E.D.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,00116321	0,000369	5,8251E-12	-0,00088	1,8638E-05	-6,2E-07
E.D.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,00136223	0,000369	4,9634E-12	-0,00089	1,65213E-05	-8,7E-07
E.D.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001528212	0,000367	3,4263E-12	-0,00089	1,65288E-05	-7,7E-07
E.D.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001661259	0,000367	1,9484E-12	-0,00086	3,06872E-05	-9,2E-07
E.D.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001752211	0,000366	1,141E-12	-0,00081	-4,6082E-06	-9,9E-07
E.D.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	-0,001819702	0,000369	7,5523E-13	-0,00067	9,25239E-05	-1,8E-06
E.E.10	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000440063	0,000362	-5,8177E-13	-0,00081	1,17985E-06	9,62E-07
E.E.11	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,000714207	0,000357	-9,9522E-13	-0,00087	-1,04094E-05	1,29E-06
E.E.12	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00096876	0,000353	-1,3891E-12	-0,00089	-1,39098E-05	1,19E-06
E.E.13	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001197394	0,000351	-1,4261E-12	-0,00088	-1,8627E-05	1,39E-06
E.E.14	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001396401	0,000346	-1,4774E-12	-0,00089	-1,65222E-05	1,64E-06
E.E.15	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001562371	0,000341	-1,6852E-12	-0,00089	-1,65287E-05	1,54E-06
E.E.16	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00169541	0,000338	-1,6758E-12	-0,00086	-3,06872E-05	1,68E-06
E.E.17	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,001786354	0,000332	-1,3956E-12	-0,00081	4,60824E-06	1,75E-06
E.E.18	DESLOCAMENTO ZERO	Combination	0,00185384	0,000331	-7,7979E-13	-0,00067	-9,2524E-05	2,53E-06

Os deslocamentos na direção U3 são da ordem de 10^{-13} metros, portanto podem ser considerados iguais a zero.

Por fim, foram inseridos todos os carregamentos na estrutura, para verificar se os estais iriam ultrapassar o valor limite estabelecido de 40% de f_{puk} (Tabela 28).

Tabela 28: Esforços nos estais devidos a cada carregamento

Estai	Cargas Permanentes	PROT ESTAIS	TB450+	TB450-	PASSEIOS+	PASSEIOS-	FRENAAGEM	VENTO	TEMP+	TEMP-	TEMPgrad	RETRAÇÃO	FLUÊNCIA
E.D.1	32,3	31,5	16,1	-6,5	5,1	-2,2	1,9	0,0	0,4	-0,4	0,1	-1,0	-1,5
E.D.2	48,4	9,3	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,4	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,7	-1,0
E.D.3	61,9	6,1	20,7	-3,2	6,8	-1,1	1,0	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,6	-0,9
E.D.4	63,8	10,5	19,4	-1,6	6,3	-0,5	0,5	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,8	-1,2
E.D.5	67,0	13,0	19,2	-0,5	6,2	-0,1	0,1	0,0	0,6	-0,6	0,2	-1,4	-2,0
E.D.6	59,9	19,6	16,6	-0,2	5,5	0,0	-0,3	0,0	1,0	-1,0	0,3	-2,2	-3,2
E.D.7	54,0	40,3	14,6	-0,2	5,0	0,0	-0,8	0,0	1,6	-1,6	0,5	-3,7	-5,3
E.D.8	39,7	25,8	10,6	-0,9	4,0	-0,3	-1,3	0,0	2,3	-2,3	0,8	-5,3	-7,5
E.D.9	33,7	114,2	13,4	-5,2	5,0	-1,9	-2,6	0,1	4,3	-4,3	1,4	-9,9	-14,2
E.E.1	32,2	31,5	16,1	-6,5	5,1	-2,2	1,9	0,0	0,4	-0,4	0,1	-1,0	-1,5
E.E.2	48,4	9,3	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,4	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,7	-1,0
E.E.3	61,9	6,1	20,7	-3,2	6,8	-1,1	-1,0	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,6	-0,9
E.E.4	63,8	10,5	19,4	-1,5	6,3	-0,5	-0,5	0,0	0,3	-0,3	0,1	-0,8	-1,2
E.E.5	67,0	13,0	19,2	-0,4	6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,6	-0,6	0,2	-1,4	-2,0
E.E.6	59,9	19,6	16,6	0,0	5,5	0,0	0,3	0,0	1,0	-1,0	0,3	-2,2	-3,2
E.E.7	54,0	40,3	14,6	-0,1	5,0	0,0	0,8	0,0	1,6	-1,6	0,5	-3,7	-5,3
E.E.8	39,7	25,8	10,6	-0,9	4,0	-0,3	1,3	0,0	2,3	-2,3	0,8	-5,3	-7,5
E.E.9	33,7	114,2	13,4	-5,3	5,0	-1,9	2,6	0,1	4,3	-4,3	1,4	-9,9	-14,2
E.D.10	31,8	31,5	16,0	-6,6	5,1	-2,2	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1
E.D.11	48,2	9,5	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,3	0,0	0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,2
E.D.12	61,8	6,5	20,7	-3,2	6,8	-1,1	0,9	0,0	0,1	-0,1	0,0	-0,2	-0,3
E.D.13	63,7	10,4	19,4	-1,6	6,3	-0,5	0,5	0,0	0,2	-0,2	0,1	-0,5	-0,7
E.D.14	66,9	12,9	19,1	-0,5	6,2	-0,1	0,1	0,0	0,5	-0,5	0,2	-1,2	-1,6
E.D.15	59,9	19,6	16,6	-0,2	5,5	0,0	-0,3	0,0	0,9	-0,9	0,3	-2,1	-2,9
E.D.16	54,0	40,3	14,6	-0,2	5,0	0,0	-0,8	0,0	1,5	-1,5	0,5	-3,6	-5,1
E.D.17	39,7	25,8	10,6	-0,9	4,0	-0,3	-1,3	0,0	2,2	-2,2	0,7	-5,1	-7,3
E.D.18	33,6	114,2	13,4	-5,3	5,0	-1,9	-2,6	0,0	4,2	-4,2	1,4	-9,7	-13,9
E.E.10	31,7	31,8	16,0	-6,6	5,1	-2,2	-1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1
E.E.11	48,1	9,4	18,6	-4,7	6,0	-1,6	-1,3	0,0	0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,2
E.E.12	61,7	6,1	20,7	-3,2	6,8	-1,1	-0,9	0,0	0,1	-0,1	0,0	-0,2	-0,3
E.E.13	63,6	10,5	19,4	-1,6	6,3	-0,5	-0,5	0,0	0,2	-0,2	0,1	-0,5	-0,7
E.E.14	66,9	13,0	19,1	-0,5	6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,5	-0,5	0,2	-1,2	-1,6
E.E.15	59,8	19,6	16,6	-0,1	5,5	0,0	0,3	0,0	0,9	-0,9	0,3	-2,1	-2,9
E.E.16	54,0	40,3	14,6	-0,1	5,0	0,0	0,8	0,0	1,5	-1,5	0,5	-3,6	-5,1
E.E.17	39,7	25,8	10,6	-0,9	4,0	-0,3	1,3	0,0	2,2	-2,2	0,7	-5,1	-7,3
E.E.18	33,6	114,2	13,4	-5,3	5,0	-1,9	2,6	0,0	4,2	-4,2	1,4	-9,7	-13,9

A Tabela 29 é um resumo da tabela anterior, na qual foram sempre consideradas as cargas permanentes; e as acidentais apenas quando intensificam os esforços analisados.

Tabela 29: Tabela de forças nos estais na terceira iteração

Estai	Cordoalhas [un]	N _{Max} [ton]	N _{Min} [ton]	A [m²]	$\sigma_{\text{Análise}}$ [ton/m²]	σ_{Lim} [ton/m²]
E.D.1	9	87,47	52,04	0,00135	64792	69200
E.D.2	9	84,11	59,49	0,00135	62305	69200
E.D.3	10	96,76	69,29	0,00150	64507	69200
E.D.4	10	101,05	75,26	0,00150	67367	69200
E.D.5	11	106,33	80,94	0,00165	64444	69200
E.D.6	11	102,93	80,81	0,00165	62382	69200
E.D.7	12	116,09	96,52	0,00180	64495	69200
E.D.8	12	83,15	68,59	0,00180	46193	69200
E.D.9	17	172,00	153,64	0,00255	67451	69200
E.E.1	9	85,55	64,34	0,00135	63373	69200
E.E.2	9	82,74	58,11	0,00135	61287	69200
E.E.3	10	95,82	68,34	0,00150	63878	69200
E.E.4	10	100,56	74,76	0,00150	67038	69200
E.E.5	11	106,21	80,82	0,00165	64372	69200
E.E.6	11	103,23	81,11	0,00165	62561	69200
E.E.7	12	116,89	97,32	0,00180	64938	69200
E.E.8	12	84,44	69,89	0,00180	46913	69200
E.E.9	17	174,57	156,21	0,00255	68458	69200
E.D.10	9	86,44	65,31	0,00135	64030	69200
E.D.11	9	83,76	59,18	0,00135	62046	69200
E.D.12	10	96,80	69,35	0,00150	64532	69200
E.D.13	10	100,67	74,89	0,00150	67115	69200
E.D.14	11	106,04	80,65	0,00165	64269	69200
E.D.15	11	102,70	80,59	0,00165	62242	69200
E.D.16	12	115,87	96,31	0,00180	64375	69200
E.D.17	12	82,94	68,38	0,00180	46076	69200
E.D.18	17	171,68	153,33	0,00255	67325	69200
E.E.10	9	84,72	63,58	0,00135	62752	69200
E.E.11	9	82,18	57,59	0,00135	60876	69200
E.E.12	10	95,41	67,95	0,00150	63605	69200
E.E.13	10	100,23	74,45	0,00150	66821	69200
E.E.14	11	105,93	80,54	0,00165	64203	69200
E.E.15	11	103,00	80,89	0,00165	62426	69200
E.E.16	12	116,67	97,11	0,00180	64819	69200
E.E.17	12	84,23	69,67	0,00180	46796	69200
E.E.18	17	174,24	155,89	0,00255	68331	69200

Neste caso, todos os valores atendem ao critério da tensão máxima admissível no estai, mas os estais de índice 2, 8, 11 e 17 fogem ao padrão de aumento de força conforme sua ancoragem no tabuleiro se distancia do mastro.

Para corrigir este efeito e conseguir que a estrutura se comporte de uma maneira mais homogênea, para estes estais foi corrigida a força de protensão, impondo o valor médio entre seus estais adjacentes. Os carregamentos após a otimização podem ser vistos na Tabela 30.

$[T_{ANT}] =$	-249	E.D.1	$[T_{DEP}] =$	-249	E.D.1
	-226	E.D.2		-244	E.D.2
	-240	E.D.3		-240	E.D.3
	-261	E.D.4		-261	E.D.4
	-256	E.D.5		-256	E.D.5
	-255	E.D.6		-255	E.D.6
	-276	E.D.7		-276	E.D.7
	-193	E.D.8		-290	E.D.8
	-304	E.D.9		-304	E.D.9
	-249	E.E.1		-249	E.E.1
	-226	E.E.2		-244	E.E.2
	-239	E.E.3		-239	E.E.3
	-261	E.E.4		-261	E.E.4
	-256	E.E.5		-256	E.E.5
	-254	E.E.6		-254	E.E.6
	-275	E.E.7		-275	E.E.7
	-193	E.E.8		-290	E.E.8
	-304	E.E.9		-304	E.E.9
	-250	E.D.10		-250	E.D.10
	-228	E.D.11		-246	E.D.11
	-242	E.D.12		-242	E.D.12
	-261	E.D.13		-261	E.D.13
	-256	E.D.14		-256	E.D.14
	-255	E.D.15		-255	E.D.15
	-276	E.D.16		-276	E.D.16
	-193	E.D.17		-290	E.D.17
	-304	E.D.18		-304	E.D.18
	-250	E.E.10		-250	E.E.10
	-226	E.E.11		-245	E.E.11
	-240	E.E.12		-240	E.E.12
	-261	E.E.13		-261	E.E.13
	-256	E.E.14		-256	E.E.14
	-254	E.E.15		-254	E.E.15
	-275	E.E.16		-275	E.E.16
	-193	E.E.17		-290	E.E.17
	-304	E.E.18		-304	E.E.18

Tabela 30: Esforços nos estais devidos a cada carregamento

Text	Tonf	Cargas Permanentes	PROT ESTAIS	Tonf	TB450	TB4502	PASSEIOS	PASSEIOS3	Tonf	FREAGEM	VENTO	TEMP+	TEMP	TEMPgrad	Tonf	RETENÇÃO	Tonf	FLUÊNCIA
E.D.1	32,3		30,5	16,1	-6,5		5,1	-2,2	1,9	0,0	0,4	0,4	-0,4	0,1	-1,0		-1,5	
E.D.2	48,4		12,5	18,6	-4,7		6,0	-1,6	1,4	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,7		-1,0	
E.D.3	61,9		3,9	20,7	-1,1		6,8	-0,5	1,0	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,6		-0,9	
E.D.4	63,8		7,9	19,4	-1,6		6,3	-0,5	0,5	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,8		-1,2	
E.D.5	67,0		9,8	19,2	-0,5		6,2	-0,1	0,1	0,0	0,6	0,6	-0,6	0,2	-1,4		-2,0	
E.D.6	59,9		16,3	16,6	-0,2		5,5	0,0	-0,3	0,0	1,0	1,0	-1,0	0,3	-2,2		-3,2	
E.D.7	54,0		36,8	14,6	-0,2		5,0	0,0	-1,6	0,0	1,6	1,6	-1,6	0,5	-3,7		-5,3	
E.D.8	39,7		56,7	10,6	-0,9		4,0	-0,3	-1,3	0,0	2,3	2,3	-2,3	0,8	-5,3		-7,5	
E.D.9	33,7		111,5	13,4	-5,2		5,0	-1,9	-2,6	0,1	4,3	4,3	-4,3	1,4	-9,9		-14,2	
E.E.1	32,2		EE.1	16,1	-6,5		30,5	5,1	-2,2	-0,4	0,1	-1,5	-0,4	0,1	-1,5		-1,0	
E.E.2	48,4		12,5	18,6	-4,7		6,0	-1,6	-1,4	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,7		-1,0	
E.E.3	61,9		3,9	20,7	-3,2		6,8	-1,1	-1,0	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,6		-0,9	
E.E.4	63,8		8,0	19,4	-1,5		6,3	-0,5	-0,5	0,0	0,3	0,3	-0,3	0,1	-0,8		-1,2	
E.E.5	67,0		9,8	19,2	-0,4		6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,6	0,6	-0,6	0,2	-1,4		-2,0	
E.E.6	59,9		16,3	16,6	0,0		5,5	0,0	0,3	0,0	1,0	1,0	-1,0	0,3	-2,2		-3,2	
E.E.7	54,0		36,8	14,6	0,0		5,0	0,0	-0,8	0,0	1,6	1,6	-1,6	0,5	-3,7		-5,3	
E.E.8	39,7		56,7	10,6	-0,9		4,0	-0,3	1,3	0,0	2,3	2,3	-2,3	0,8	-5,3		-7,5	
E.E.9	33,7		111,5	13,4	-5,3		5,0	-1,9	2,6	0,1	4,3	4,3	-4,3	1,4	-9,9		-14,2	
E.D.10	31,8		ED.10	16,0	-6,6		30,6	5,1	-2,2	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1	
E.D.11	48,2		12,7	18,6	-4,7		6,0	-1,6	1,3	0,0	0,1	0,1	-0,1	0,0	-0,1		-0,2	
E.D.12	61,8		4,3	20,7	-3,2		6,8	-1,1	0,9	0,0	0,1	0,1	-0,1	0,0	-0,2		-0,3	
E.D.13	63,7		7,8	19,4	-1,6		6,3	-0,5	0,5	0,0	0,2	0,2	-0,2	0,1	-0,5		-0,7	
E.D.14	66,9		9,8	19,1	-0,5		6,2	-0,1	0,1	0,0	0,5	0,5	-0,5	0,2	-1,2		-1,6	
E.D.15	59,9		16,2	16,6	-0,2		5,5	0,0	-0,3	0,0	0,9	0,9	-0,9	0,3	-2,1		-2,9	
E.D.16	54,0		36,8	14,6	-0,2		5,0	0,0	-0,8	0,0	1,5	1,5	-1,5	0,5	-3,6		-5,1	
E.D.17	39,7		56,7	10,6	-0,9		4,0	-0,3	-1,3	0,0	2,2	2,2	-2,2	0,7	-5,1		-7,3	
E.D.18	33,6		ED.18	13,4	-5,3		5,0	-1,9	-2,6	0,0	4,2	4,2	-4,2	1,4	-9,7		-13,9	
E.E.10	31,7		30,8	16,0	-6,6		5,1	-2,2	-1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1	
E.E.11	48,1		12,6	18,6	-4,7		6,0	-1,6	-4,7	0,0	0,1	0,1	-0,1	0,0	-0,1		-0,2	
E.E.12	61,7		3,9	20,7	-3,2		6,8	-1,1	-0,9	0,0	0,1	0,1	-0,1	0,0	-0,2		-0,3	
E.E.13	63,6		7,9	19,4	-1,6		6,3	-0,5	-0,5	0,0	0,2	0,2	-0,2	0,1	-0,5		-0,7	
E.E.14	66,9		9,8	19,1	-0,5		6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,5	0,5	-0,5	0,2	-1,2		-1,6	
E.E.15	59,8		16,2	16,6	-0,1		5,5	0,0	0,3	0,0	0,9	0,9	-0,9	0,3	-2,1		-2,9	
E.E.16	54,0		36,8	14,6	-0,1		5,0	0,0	0,8	0,0	1,5	1,5	-1,5	0,5	-3,6		-5,1	
E.E.17	39,7		56,7	10,6	-0,9		5,0	0,0	1,3	0,0	2,2	2,2	-2,2	0,7	-5,1		-7,3	
E.E.18	33,6		111,4	13,4	-5,3		4,0	-1,9	2,6	0,0	4,2	4,2	-4,2	1,4	-9,7		-13,9	

A Tabela 31 é um resumo da tabela anterior, na qual foram sempre consideradas as cargas permanentes; enquanto que as acidentais apenas quando intensificam os esforços analisados.

Tabela 31: Tabela de forças nos estais após a otimização

Estai	Cordoalhas [un]	N _{Max} [ton]	N _{Min} [ton]	A [m²]	σ_{Analise} [ton/m²]	σ_{Lim} [ton/m²]
E.D.1	9	86,49	51,07	0,00135	64069	69200
E.D.2	9	87,26	62,64	0,00135	64640	69200
E.D.3	10	94,55	67,08	0,00150	63034	69200
E.D.4	10	98,47	72,68	0,00150	65648	69200
E.D.5	11	103,17	77,77	0,00165	62528	69200
E.D.6	11	99,59	77,48	0,00165	60359	69200
E.D.7	12	112,56	92,99	0,00180	62531	69200
E.D.8	12	114,05	99,49	0,00180	63360	69200
E.D.9	17	169,27	150,91	0,00255	66381	69200
E.E.1	9	84,57	63,35	0,00135	62644	69200
E.E.2	9	85,90	61,27	0,00135	63630	69200
E.E.3	10	93,60	66,12	0,00150	62401	69200
E.E.4	10	97,97	72,18	0,00150	65316	69200
E.E.5	11	103,05	77,65	0,00165	62455	69200
E.E.6	11	99,89	77,77	0,00165	60538	69200
E.E.7	12	113,35	93,78	0,00180	62973	69200
E.E.8	12	115,34	100,79	0,00180	64080	69200
E.E.9	17	171,84	153,48	0,00255	67388	69200
E.D.10	9	85,47	64,34	0,00135	63310	69200
E.D.11	9	86,88	62,30	0,00135	64356	69200
E.D.12	10	94,59	67,14	0,00150	63061	69200
E.D.13	10	98,10	72,31	0,00150	65397	69200
E.D.14	11	102,88	77,49	0,00165	62353	69200
E.D.15	11	99,36	77,25	0,00165	60219	69200
E.D.16	12	112,34	92,77	0,00180	62409	69200
E.D.17	12	113,83	99,27	0,00180	63240	69200
E.D.18	17	168,95	150,60	0,00255	66254	69200
E.E.10	9	83,72	62,59	0,00135	62015	69200
E.E.11	9	85,39	60,80	0,00135	63255	69200
E.E.12	10	93,18	65,73	0,00150	62123	69200
E.E.13	10	97,64	71,86	0,00150	65096	69200
E.E.14	11	102,77	77,37	0,00165	62282	69200
E.E.15	11	99,66	77,55	0,00165	60400	69200
E.E.16	12	113,13	93,56	0,00180	62851	69200
E.E.17	12	115,13	100,57	0,00180	63959	69200
E.E.18	17	171,51	153,16	0,00255	67259	69200

12. Estudo da Protensão das longarinas

12.1. Generalidades

Para a protensão das longarinas, a título de simplificação (por se tratar de um trabalho acadêmico), optou-se por criar um cabo equivalente. As seguintes premissas foram assumidas no traçado:

- O cabo começa e termina na posição da linha neutra da viga longarina;
- O cabo muda a inflexão da curva no ponto onde o momento se anula para cargas permanentes, ou seja, a 75% do comprimento do vão, a partir do encontro (viga apoiada engastada);
- O centro de massa do cabo equivalente está a 20 cm das faces, tanto superior quanto inferior da viga, nos trechos retos;
- Trechos curvos com 7 metros de comprimento, já que o limite mínimo de curvatura da bainha é 7 metros de raio.

A Figura 88 representa o resultado final do traçado. O desenho está na escala 7 vezes na vertical para 1 na horizontal, para melhor visualização.

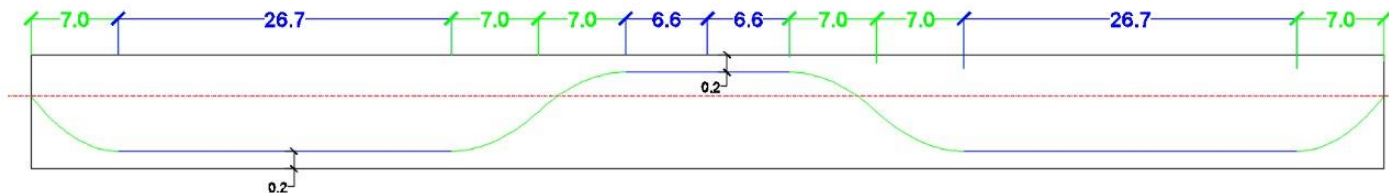


Figura 88: Traçado dos cabos equivalentes de protensão

Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

As características dos materiais envolvidos na protensão da seção transversal das longarinas foram resumidas abaixo:

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,i} = \alpha \cdot f_{ctk,inf} = 2,9 \text{ MPa} ; \text{ com } \alpha = 1,2 \text{ ("seção T")}$$

$$E_c = 32000 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = 6,1$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 0,9 \cdot f_{ptk} = 1710 \text{ MPa}$$

Tabela 32: Características da seção transversal dos elementos em estado de protensão

Ac	2,497 m ²
I	0,406 m ⁴
y _{inf}	0,828 m
y _{sup}	0,472 m
w _{inf}	3,015 m ³
w _{sup}	5,289 m ³

Para iniciar o processo de modelagem, inseriu-se um cabo genérico com força de protensão de 100 *tonf*. Para aproveitar ao máximo este cabo, dividiu-se esta força por $0,87f_{pyk} \cong 0,74f_{puk}$ (para cabos de baixa relaxação), que é uma de suas tensões limites, e obteve-se um valor de área inicial $A_i = 0,00065 \text{ m}^2$.

Em seguida, este cabo de protensão foi modelado no programa SAP2000, com o recurso “*Tendon*”, que permite configurar parâmetros dos elementos de protensão mais facilmente, como veremos a seguir.

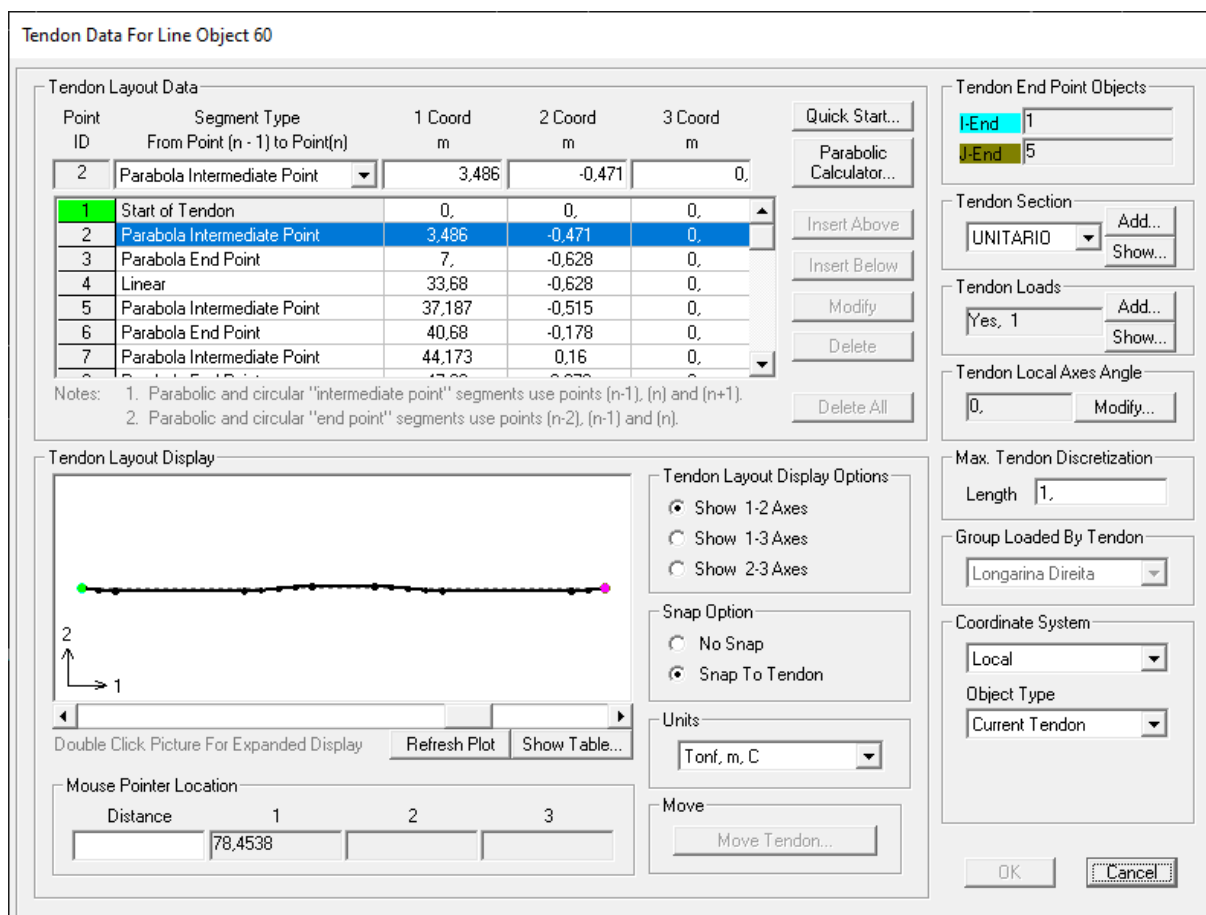


Figura 89: Características do cabo de protensão
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Na Figura 89 é possível identificar as configurações de “*Tendon*” do software. No canto superior esquerdo, observam-se os pontos que definem o traçado do cabo, que por sua vez pode ser visto no canto inferior esquerdo. Na lateral direita é possível encontrar outras informações, como a seção transversal (selecionada como “UNITARIO”), seguida dos carregamentos (indicando que existe protensão neste cabo). Em seguida, é possível definir uma discretização máxima (que neste caso foi de 1 metro), e os elementos que são carregados por esta protensão (neste caso, a “Longarina Direita”, já que o cabo protende esta viga).

Em “*Tendon Section*”, clicando em “*show*”, é possível ver os parâmetros inseridos no programa, como a área inicial de $6,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ e o material CP190-RB, indicados abaixo.

Tendon Section Data

Tendon Section Name UNITARIO
Section Notes Modify/Show...

Tendon Modeling Options For Analysis Model
☒ Model Tendon as Loads
☐ Model Tendon as Elements

Tendon Parameters
Prestress Type Prestress
Material Property + CP190-RB

Tendon Properties
☐ Specify Tendon Diameter 0,0288
☒ Specify Tendon Area 6,498E-04
Torsional Constant 6,720E-08
Moment of Inertia 3,360E-08
Shear Area 5,848E-04

Units
Tonf, m, C

Display Color ☒

OK Cancel

Figura 90: Características da seção do cabo de protensão
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

Em “*Tendon Loads*”, clicando em “*show*”, é possível ver as características do carregamento aplicados ao cabo, como mostra a Figura 91.

Tendon Load Assignment Data For Line Object 60

Tabular Data	
Load Pattern	PROT LONGARINA
Load Type	Force
Jack From This Location	Both Ends
Tendon End Force (Tonf)	100,
Tendon End Stress (Tonf/m2)	
Curvature Coefficient (Unitless)	0,2
Wobble Coefficient (1/m)	2,000E-03
Anchorage Set Slip (m)	6,000E-03
Loss - Elastic Shortening Stress (Tonf/m2)	4617,
Loss - Creep Stress (Tonf/m2)	10260,
Loss - Shrinkage Stress (Tonf/m2)	10260,
Loss - Steel Relaxation Stress (Tonf/m2)	10260,

Units: Tonf, m, C

Done

Figura 91: Características do carregamento do cabo de protensão
Fonte: Imagem obtida pelos alunos por meio do *software* SAP2000

A tabela na Figura 91 mostra que o carregamento é uma força de magnitude 100 *tonf*, aplicada em ambos os extremos do cabo. Mais que isso, mostra também os parâmetros utilizados para o cálculo automático das perdas de protensão. Os dois primeiros parâmetros são os de atrito, seguidos do recuo na ancoragem. Os próximos dizem respeito à perda por encurtamento elástico do concreto e às três perdas progressivas. Para tanto, foi adotada uma perda por encurtamento elástico de 3% e perdas progressivas em 20%. Essas porcentagens são em relação à tensão no cabo no ato da protensão, ou seja, os $0,87f_{pyk}$ utilizados para calcular a área inicial.

Ao realizar a simulação para este carregamento específico, o programa retorna as forças e momentos para cada seção discretizada na viga. Para este trabalho, serão apenas utilizados o momento que flexiona a viga na direção vertical (M_p) e a força normal no cabo (P). Os demais valores tendem a zero.

Esses esforços são referenciados no tempo infinito (t_∞ , horizonte de 30 anos). Para saber os esforços no momento em que a obra é acabada (t_0), basta zerar as perdas progressivas.

Independentemente do tipo de protensão adotada, a formulação para determinar os estados limites de serviço são semelhantes. Logo, modelando este cabo inicial, basta inserir um fator “ k ” nos elementos que dependem da força de protensão para refinar o modelo mais tarde.

$$\frac{M_g}{W_{i/s}} + \psi \frac{M_q}{W_{i/s}} + \frac{M_e}{W_{i/s}} + \frac{N_e}{A} + \frac{k \cdot M_p}{W_{i/s}} + \frac{k \cdot N_p}{A} \leq \sigma_{limite}$$

Em que:

M_g é o momento fletor na seção de interesse, provocado pela ação das cargas permanentes;

$W_{i/s}$ é o módulo de resistência, superior ou inferior, da seção de interesse;

M_q é o momento fletor na seção de interesse, provocado pela ação das cargas acidentais;

M_e é o momento fletor na seção de interesse, provocado pela protensão dos estais;

N_e é a força normal no tabuleiro devido à protensão dos estais;

M_p é o momento fletor na seção de interesse, provocado pela protensão da longarina;

N_p é a força de protensão introduzida no cabo;

A é a área da seção transversal de interesse;

k é o multiplicador do efeito da protensão das longarinas.

12.2. Tipo de protensão

Como foi comentado no item “6.3.1 — Introdução” (ver Tabela 7), existem três tipos de protensão (parcial, limitada e completa), e para a escolha de qual tipo utilizar, é preciso verificar a classe de agressividade ambiental relacionada ao local em que a estrutura será locada (Tabela 8). Apesar de a obra se situar em ambiente urbano (Classe II de agressividade, segundo a tabela), foi adotada a Classe III como base para escolher o tipo de protensão utilizado, assumindo grande probabilidade de deterioração da estrutura. Assim, de acordo com a Tabela 7, a obra poderia ser feita com protensão limitada (por meio de protensão com aderência posterior, ou pós-tração) ou protensão completa (por meio de protensão com aderência inicial, ou pré-tração).

Uma vez que a protensão com aderência inicial tem custo bem mais elevado que a protensão com aderência posterior, foi escolhida a segunda. Assim, o tipo de protensão escolhido foi a protensão limitada. Ela apresenta duas exigências com relação à fissuração: a primeira é o Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F) para carregamentos na combinação frequente ($\Psi_{cf} = 0,5$); e a segunda é o Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D) para carregamentos em combinação quase permanente ($\Psi_{cqp} = 0,3$), sendo Ψ o coeficiente que multiplica os carregamentos acidentais.

A primeira exigência é expressa pela fórmula:

$$\frac{M_g}{W_i} + \Psi_{cf} \frac{M_q}{W_{i/s}} + \frac{M_e}{W_{i/s}} + \frac{N_e}{A} + \frac{k \cdot M_p}{W_{i/s}} + \frac{k \cdot N_p}{A} \leq \alpha \cdot f_{ctk,inf}$$

Já a segunda exigência se traduz na expressão:

$$\frac{M_g}{W_{i/s}} + \Psi_{cqp} \frac{M_q}{W_{i/s}} + \frac{M_e}{W_{i/s}} + \frac{N_e}{A} + \frac{k \cdot M_p}{W_{i/s}} + \frac{k \cdot N_p}{A} \leq 0$$

Em que:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Vale 1,2 para seções T ou duplo T; e 1,5 para seções retangulares.

$f_{ctk,inf}$ é a resistência característica inferior de tração do concreto, e vale $0,21(f_{ck})^{2/3}$, em MPa.

É importante ressaltar que ambas as verificações são feitas para esforços atuantes no tempo infinito, ou seja, após a ocorrência as perdas progressivas.

A Tabela 33 mostra os valores dos esforços para cada seção discretizada da longarina:

Tabela 33: Esforços para verificação de ELS na protensão

Nó	Coordx	Tonf.m Mg	Tonf.m Me	Tonf.m Mq,máx	Tonf.m Mq,mín	Tonf.m Mp ∞	Tonf Pestais	Tonf P ∞
2	0,2	9,2	-1,7	46,4	-41,2	-0,2	-1,9	53,2
10	0,7	52,6	4,7	57,2	-33,4	-4,5	-2,4	52,3
14	1,2	95,3	2,4	72,0	-31,0	-8,6	-2,9	51,6
18	1,7	137,0	-0,4	90,0	-34,1	-12,2	-3,5	50,9
20	2,2	177,7	-4,0	112,8	-40,5	-15,5	-4,1	50,2
30	2,7	217,1	-8,3	137,5	-48,1	-18,4	-4,8	49,6
32	3,2	255,4	-13,4	163,0	-56,4	-20,9	-5,5	49,0
42	3,7	292,6	-19,2	189,1	-65,1	-23,0	-6,3	48,4
44	4,2	328,7	-25,7	215,3	-74,1	-24,7	-7,1	48,0
48	4,6	362,9	-33,6	240,7	-83,2	-26,0	-9,6	46,9
52	5,0	385,6	-47,1	254,6	-91,0	-26,8	-10,5	46,5
56	5,5	407,5	-61,0	269,0	-98,8	-27,4	-11,6	46,2
58	5,9	428,6	-75,4	284,0	-106,6	-27,6	-12,9	46,0
88	6,3	448,8	-90,3	299,3	-114,5	-27,5	-14,3	45,7
90	6,7	468,2	-105,7	315,0	-122,3	-27,1	-16,6	45,5
92	7,0	486,9	-121,3	330,9	-130,1	-26,5	-20,9	45,3
94	7,2	472,8	-198,1	336,8	-143,7	-25,9	75,8	44,6
96	7,6	493,9	-185,6	349,5	-145,9	-25,4	73,0	44,5
98	8,0	517,6	-171,9	364,4	-148,5	-24,8	71,1	44,5
100	8,4	539,6	-159,9	377,9	-151,1	-24,2	66,8	44,1
102	8,9	556,0	-154,9	384,1	-154,1	-23,6	65,4	44,2
103	9,4	571,5	-150,8	390,9	-157,0	-23,0	64,0	44,3
104	9,8	586,1	-147,6	398,0	-160,0	-22,4	62,6	44,4
105	10,3	599,5	-145,6	405,6	-162,9	-21,8	61,3	44,5
106	10,8	611,9	-144,6	413,5	-165,9	-21,1	60,0	44,6
107	11,2	623,1	-144,7	421,7	-168,8	-20,5	58,7	44,7
108	11,7	633,4	-145,8	430,4	-171,7	-19,9	57,0	44,9
109	12,0	642,8	-147,5	439,2	-174,6	-19,3	54,4	45,2

Nó	Coordx	Tonf.m Mg	Tonf.m Me	Tonf.m Mq,máx	Tonf.m Mq,mín	Tonf.m Mp∞	Tonf Pestais	Tonf P∞
108	11,7	633,4	-145,8	430,4	-171,7	-19,9	57,0	44,9
109	12,0	642,8	-147,5	439,2	-174,6	-19,3	54,4	45,2
110	12,2	624,5	-196,2	438,2	-181,4	-18,8	103,1	44,4
111	12,6	638,3	-179,9	444,8	-181,2	-18,4	98,9	44,4
112	13,0	645,5	-170,8	444,7	-181,1	-18,1	97,9	44,6
113	13,3	652,0	-162,1	445,0	-181,0	-17,7	97,0	44,7
114	13,7	658,0	-154,0	446,0	-180,9	-17,3	96,1	44,7
115	14,1	663,3	-146,6	447,4	-180,8	-16,8	95,3	44,7
116	14,5	667,9	-139,7	449,2	-180,7	-16,3	94,5	44,6
117	14,9	671,9	-133,5	451,6	-180,7	-15,8	93,8	44,5
118	15,2	675,3	-127,9	454,4	-180,6	-15,2	93,1	44,4
119	15,6	678,1	-122,9	457,7	-180,5	-14,7	92,5	44,3
120	16,0	679,3	-119,3	459,6	-180,4	-14,2	90,3	44,3
121	16,4	674,3	-121,9	454,6	-180,3	-13,6	89,5	44,2
122	16,8	668,5	-125,2	449,9	-180,2	-13,0	88,3	44,1
123	17,0	637,7	-172,9	440,7	-184,3	-12,0	119,5	43,0
124	17,3	638,2	-169,9	440,0	-183,9	-11,9	117,9	43,0
125	17,7	642,4	-154,8	439,2	-181,9	-11,6	116,8	43,0
126	18,1	645,8	-140,6	438,8	-179,9	-11,3	116,0	42,9
165	18,5	648,2	-127,4	438,9	-178,0	-10,9	115,3	42,9
166	19,0	649,9	-114,9	439,6	-176,0	-10,6	114,7	42,8
167	19,4	650,8	-103,2	441,0	-174,0	-10,3	114,2	42,8
168	19,8	649,5	-93,7	440,3	-172,0	-10,0	112,8	42,8
173	20,2	641,8	-90,6	432,7	-170,1	-9,6	112,3	42,7
175	20,7	633,3	-88,3	425,4	-168,1	-9,3	111,9	42,7
177	21,1	624,1	-86,8	418,7	-166,1	-9,0	111,4	42,6
179	21,5	614,1	-86,1	412,5	-164,2	-8,6	110,9	42,6
182	21,9	603,2	-86,1	406,8	-162,2	-8,3	110,3	42,6
183	22,1	567,5	-123,2	394,3	-163,0	-7,5	123,8	41,5
184	22,3	567,8	-117,2	394,1	-161,9	-7,5	123,1	41,5
185	22,8	568,8	-101,8	394,0	-159,0	-7,4	122,6	41,5
186	23,2	569,0	-87,1	394,5	-156,1	-7,4	122,2	41,5
187	23,6	566,9	-74,6	393,0	-153,1	-7,4	121,2	41,5
188	24,1	557,2	-68,3	383,4	-149,9	-7,3	120,9	41,5
189	24,6	546,6	-62,9	374,3	-146,7	-7,2	120,5	41,4
190	25,0	535,0	-58,6	365,7	-143,5	-7,2	120,2	41,4
191	25,5	522,3	-55,3	357,5	-140,3	-7,1	119,9	41,3
192	26,0	508,5	-53,1	349,8	-137,1	-7,1	119,6	41,3
193	26,4	493,7	-51,9	342,7	-133,9	-7,0	119,3	41,3
194	26,8	477,9	-51,7	336,2	-130,7	-7,0	119,0	41,3
195	27,1	435,6	-88,0	320,1	-129,0	-6,3	127,0	40,1
196	27,4	435,7	-81,3	321,1	-127,8	-6,4	126,6	40,2
197	27,8	433,8	-64,8	319,4	-124,3	-6,7	125,9	40,3
198	28,2	426,4	-57,4	311,7	-121,6	-6,9	125,6	40,2
199	28,5	418,5	-50,5	304,5	-118,8	-7,2	125,4	40,2
200	28,9	409,9	-44,3	297,8	-116,0	-7,4	125,2	40,2
201	29,3	400,7	-38,6	291,7	-113,2	-7,7	125,0	40,1
202	29,7	390,9	-33,7	286,1	-110,4	-7,9	124,9	40,1
203	30,1	380,4	-29,3	281,1	-107,8	-8,2	124,8	40,1
204	30,4	369,2	-25,6	276,8	-105,2	-8,4	124,7	40,1
205	30,8	357,6	-22,4	273,3	-102,7	-8,6	124,6	40,1
206	31,2	344,2	-20,8	268,5	-100,3	-8,9	124,1	40,2
207	31,6	322,9	-25,5	256,3	-98,1	-9,2	123,9	40,1
208	31,9	301,0	-30,8	244,9	-96,1	-9,4	123,5	40,1
209	32,1	265,2	-64,1	231,3	-95,9	-8,9	129,7	39,0
210	32,5	260,3	-56,8	228,1	-94,9	-9,3	129,4	39,1
211	32,9	252,5	-46,3	224,1	-93,4	-9,9	129,2	39,1
212	33,3	243,9	-36,7	220,8	-92,2	-10,5	129,0	39,0
213	33,7	234,4	-28,0	218,2	-91,1	-11,1	128,9	39,0
214	34,2	224,1	-20,0	216,4	-90,2	-11,6	128,8	38,9
215	34,6	213,1	-12,5	215,4	-89,5	-11,8	128,7	38,8

Nó	Coordx	Tonf.m Mg	Tonf.m Me	Tonf.m Mq,máx	Tonf.m Mq,mín	Tonf.m Mp∞	Tonf Pestais	Tonf P∞
215	34,6	213,1	-12,5	215,4	-89,5	-11,8	128,7	38,8
216	35,0	199,8	-7,0	212,8	-90,0	-11,9	128,4	38,8
217	35,4	180,1	-7,7	203,3	-91,1	-11,7	128,2	38,6
218	35,9	159,7	-8,9	194,4	-92,6	-11,3	128,0	38,4
219	36,3	138,5	-10,7	186,4	-94,4	-10,7	127,9	38,3
220	36,7	116,5	-13,1	179,2	-96,6	-9,9	127,7	38,1
221	37,0	93,8	-16,0	173,0	-99,1	-8,9	127,5	38,0
222	37,2	63,3	-43,6	163,6	-102,5	-8,2	130,4	37,1
223	37,5	57,6	-32,5	163,8	-103,6	-7,4	130,2	37,0
224	38,0	49,9	-19,5	164,5	-105,0	-6,3	130,2	36,8
225	38,4	41,5	-9,4	166,6	-107,3	-5,0	130,1	36,7
226	38,8	30,7	-5,5	168,5	-110,8	-3,5	129,7	36,6
227	39,3	11,5	-8,3	162,3	-115,1	-1,6	129,5	36,4
228	39,8	-8,7	-12,3	156,7	-119,8	0,5	129,3	36,1
229	40,2	-29,9	-19,0	152,0	-124,7	2,8	129,1	36,0
230	40,7	-52,2	-26,7	147,9	-130,0	5,3	128,9	35,8
231	41,2	-75,5	-35,5	144,6	-135,6	8,0	128,7	35,7
232	41,6	-99,9	-45,3	142,1	-141,6	10,4	128,5	35,7
233	41,9	-125,2	-56,0	140,5	-148,1	12,6	128,1	35,7
234	42,2	-150,4	-81,7	134,5	-152,4	13,4	136,6	35,2
235	42,6	-158,0	-75,7	138,0	-156,0	14,6	136,3	35,1
236	43,0	-170,8	-70,4	140,3	-160,7	16,0	135,7	35,1
237	43,4	-186,9	-71,8	135,8	-164,9	17,0	135,5	35,0
238	43,7	-203,6	-73,8	131,7	-169,3	17,8	135,3	34,9
239	44,1	-220,9	-76,4	128,3	-173,9	18,4	135,1	34,8
240	44,5	-238,9	-79,6	125,5	-178,6	18,9	135,0	34,7
241	44,9	-257,5	-83,5	123,4	-183,6	19,2	134,8	34,6
242	45,3	-276,7	-88,0	121,9	-188,8	19,3	134,7	34,5
243	45,6	-296,6	-93,2	121,2	-194,2	19,3	134,6	34,4
244	46,0	-317,0	-98,8	121,1	-199,9	19,0	134,5	34,2
245	46,4	-339,4	-106,3	119,9	-205,8	18,6	133,7	34,2
246	46,8	-370,4	-120,9	111,5	-213,0	18,0	133,3	34,0
247	47,0	-404,8	-151,2	103,3	-220,9	17,4	149,3	33,8
248	47,3	-410,2	-151,4	101,6	-222,2	17,2	148,5	33,8
249	47,7	-431,6	-146,2	98,0	-228,4	16,2	148,1	33,6
250	48,1	-453,9	-141,8	94,9	-234,9	14,9	147,8	33,5
251	48,5	-477,0	-138,4	92,3	-241,7	13,7	147,5	33,5
252	48,9	-501,1	-135,8	90,4	-248,7	12,5	147,3	33,4
253	49,4	-525,9	-134,1	89,2	-256,2	11,2	147,2	33,4
254	49,8	-551,5	-133,1	88,8	-264,1	10,0	147,1	33,4
255	50,2	-580,0	-135,0	86,3	-272,5	8,8	146,7	33,4
256	50,7	-618,2	-143,4	76,3	-282,8	7,4	146,6	33,3
257	51,2	-657,2	-152,7	67,1	-293,9	6,0	146,5	33,2
258	51,6	-697,3	-163,1	59,3	-306,0	4,7	146,4	33,2
259	52,1	-738,5	-174,6	52,6	-319,2	3,3	146,4	33,1
260	52,6	-780,8	-187,1	47,6	-333,8	1,9	146,4	33,0
261	53,1	-824,1	-200,7	45,1	-349,8	0,6	146,5	33,0
262	53,5	-868,3	-216,1	44,1	-366,9	-0,8	146,6	33,0
263	54,0	-913,3	-232,8	44,5	-384,9	-2,2	146,7	32,9
264	54,5	-956,1	-212,7	82,9	-364,2	-4,2	146,8	33,7
265	54,9	-909,9	-196,2	80,8	-346,5	-2,9	146,7	33,7
266	55,4	-864,4	-180,5	79,3	-329,7	-1,5	146,5	33,7
267	55,9	-819,9	-165,7	79,2	-313,9	-0,2	146,5	33,7
268	56,4	-776,4	-153,1	80,9	-299,4	1,1	146,4	33,8
269	56,8	-734,0	-141,7	85,1	-286,3	2,4	146,5	33,8
270	57,3	-692,7	-131,5	90,8	-274,5	3,7	146,5	33,9
271	57,8	-652,4	-122,2	98,0	-263,8	5,1	146,7	33,9
272	58,2	-613,1	-113,9	106,5	-254,1	6,4	146,8	34,0
273	58,7	-575,8	-107,6	113,5	-245,4	7,7	147,1	34,0
274	59,1	-549,3	-108,8	112,7	-238,2	8,9	147,2	34,0

Nó	Coordx	Tonf.m Mg	Tonf.m Me	Tonf.m Mq,máx	Tonf.m Mq,mín	Tonf.m Mp∞	Tonf Pestais	Tonf P∞
275	59,5	-523,4	-110,7	112,5	-231,5	10,1	147,4	34,0
282	60,0	-498,4	-113,4	113,0	-225,3	11,3	147,6	34,1
283	60,4	-474,2	-116,9	114,1	-219,4	12,4	147,8	34,1
284	60,8	-450,9	-121,4	115,8	-213,9	13,6	148,2	34,2
285	61,2	-428,4	-126,6	118,1	-208,6	14,8	148,6	34,3
298	61,5	-406,6	-132,5	121,1	-203,6	15,8	149,4	34,4
299	61,7	-395,5	-115,2	124,4	-200,9	15,9	133,5	34,5
300	62,1	-366,4	-101,4	131,5	-194,4	16,6	133,9	34,6
301	62,5	-336,3	-88,0	137,4	-187,9	17,2	134,6	34,7
302	62,8	-315,0	-82,0	136,9	-182,4	17,6	134,7	34,8
303	63,2	-294,3	-76,6	136,9	-177,2	17,8	134,8	34,9
304	63,6	-274,3	-71,8	137,6	-172,3	17,8	135,0	35,0
305	64,0	-254,8	-67,6	139,0	-167,6	17,7	135,1	35,1
306	64,4	-236,1	-64,1	141,0	-163,2	17,4	135,3	35,2
307	64,7	-217,9	-61,2	143,6	-159,0	16,9	135,5	35,3
308	65,1	-200,4	-59,0	147,0	-154,9	16,2	135,7	35,5
345	65,5	-183,4	-57,2	151,1	-151,0	15,4	135,9	35,6
346	65,9	-167,8	-56,8	153,6	-147,4	14,4	136,5	35,6
347	66,3	-156,2	-64,1	148,8	-143,1	12,9	136,8	35,7
517	66,5	-131,5	-47,0	152,3	-137,5	11,7	128,3	36,1
535	66,8	-122,7	-43,7	152,0	-135,2	11,0	128,6	36,1
562	67,3	-96,9	-32,6	154,1	-128,9	8,8	128,9	36,1
563	67,8	-72,2	-22,6	156,8	-123,1	6,4	129,0	36,1
564	68,2	-48,6	-13,8	160,3	-117,7	3,8	129,2	36,2
565	68,7	-26,0	-6,0	164,6	-112,6	1,3	129,4	36,4
566	69,2	-4,5	-0,1	169,8	-107,8	-0,9	129,6	36,6
567	69,6	16,1	3,7	175,8	-103,4	-2,9	129,8	36,8
568	70,1	33,9	5,0	179,6	-99,4	-4,7	130,2	36,9
569	70,5	43,3	-0,4	176,1	-95,9	-6,1	130,3	37,1
570	70,9	52,0	-11,1	174,5	-94,0	-7,4	130,4	37,2
571	71,3	60,0	-24,0	174,2	-92,8	-8,4	130,6	37,4
572	71,5	90,2	-6,8	182,7	-88,8	-9,4	127,4	38,3
573	71,8	96,6	-6,4	184,2	-88,1	-9,7	127,6	38,2
574	72,2	119,7	-2,9	191,0	-85,4	-10,6	127,8	38,4
575	72,6	141,9	0,0	198,7	-83,2	-11,3	127,9	38,6
576	73,0	163,3	2,2	207,3	-81,3	-11,8	128,1	38,8
577	73,5	184,0	4,0	216,9	-79,8	-12,1	128,3	38,9
578	73,9	202,5	3,7	224,7	-78,8	-12,1	128,7	39,0
579	74,3	214,5	-2,8	225,7	-78,1	-11,9	128,7	39,1
580	74,7	225,7	-9,8	227,3	-78,8	-11,6	128,8	39,2
581	75,2	236,2	-17,4	229,7	-79,6	-10,9	129,0	39,3
582	75,6	245,8	-25,7	232,8	-80,6	-10,3	129,1	39,4
583	76,0	254,6	-34,9	236,5	-81,8	-9,6	129,3	39,4
584	76,3	262,6	-44,9	241,0	-83,2	-8,9	129,7	39,4
585	76,6	294,0	-20,5	253,4	-83,5	-9,0	123,5	40,3
586	76,8	303,8	-17,8	258,8	-84,1	-8,8	123,8	40,3
587	77,3	326,2	-11,7	271,0	-85,9	-8,3	124,1	40,3
588	77,7	346,3	-7,7	281,7	-88,1	-7,9	124,6	40,3
589	78,0	358,8	-9,7	285,3	-90,2	-7,5	124,7	40,3
590	78,4	370,6	-12,3	289,4	-92,5	-7,1	124,8	40,3
591	78,8	381,9	-15,6	294,3	-94,9	-6,8	124,9	40,3
592	79,2	392,5	-19,4	299,9	-97,5	-6,4	125,0	40,3
593	79,6	402,5	-23,9	305,9	-100,1	-6,0	125,2	40,4
594	79,9	411,8	-29,1	312,6	-102,7	-5,6	125,4	40,4
595	80,3	420,5	-34,9	319,9	-105,3	-5,2	125,6	40,5
596	80,7	428,7	-41,2	327,8	-107,9	-4,8	125,8	40,5
597	81,1	435,4	-49,1	334,5	-110,6	-4,5	126,6	40,4
598	81,4	436,2	-66,2	334,4	-113,8	-4,0	127,0	40,4
599	81,6	466,6	-36,2	345,6	-114,2	-4,4	119,0	41,3
600	82,0	479,0	-35,3	350,5	-116,4	-4,2	119,3	41,3

Nó	Coordx	Tonf.m Mg	Tonf.m Me	Tonf.m Mq,máx	Tonf.m Mq,mín	Tonf.m Mp∞	Tonf Pestais	Tonf P∞
601	82,5	495,1	-34,7	357,8	-119,4	-4,0	119,6	41,3
602	83,0	510,1	-35,1	365,6	-122,4	-3,9	119,9	41,4
603	83,4	524,0	-36,6	373,8	-125,3	-3,7	120,2	41,4
604	83,9	536,9	-39,3	382,6	-128,3	-3,5	120,5	41,5
605	84,4	548,7	-42,9	392,0	-131,3	-3,3	120,9	41,5
606	84,8	559,7	-47,4	402,1	-134,3	-3,1	121,2	41,6
607	85,3	567,9	-54,6	409,9	-137,2	-2,9	122,2	41,6
608	85,7	568,8	-67,8	409,8	-139,9	-2,8	122,6	41,6
609	86,1	568,9	-81,6	410,1	-142,6	-2,6	123,1	41,6
610	86,4	568,3	-96,2	411,1	-145,3	-2,4	123,8	41,6
611	86,6	595,8	-65,0	420,1	-144,3	-2,9	110,3	42,5
612	87,0	604,2	-64,2	424,2	-145,6	-2,9	110,9	42,5
613	87,4	615,3	-63,3	430,4	-147,4	-3,0	111,4	42,5
614	87,8	625,5	-63,4	437,2	-149,3	-3,0	111,9	42,6
615	88,2	635,0	-64,3	444,6	-151,1	-3,1	112,4	42,7
616	88,7	643,7	-65,8	452,5	-152,9	-3,2	112,8	42,7
617	89,1	650,2	-69,6	458,7	-154,7	-3,2	114,2	42,8
618	89,5	650,2	-79,9	457,6	-156,6	-3,3	114,8	42,8
619	89,9	649,6	-90,9	457,0	-158,4	-3,3	115,3	42,8
620	90,4	648,1	-102,7	456,9	-160,2	-3,4	116,0	42,9
621	90,8	645,8	-115,3	457,3	-162,1	-3,5	116,9	42,9
622	91,2	642,7	-128,8	458,1	-163,9	-3,5	117,9	43,0
623	91,4	638,7	-143,0	459,5	-165,7	-3,6	119,6	43,1
624	91,7	663,6	-101,7	465,4	-162,3	-4,1	88,3	43,9
625	92,0	669,5	-97,7	469,6	-162,4	-4,3	89,5	44,0
626	92,5	675,6	-93,7	474,7	-162,5	-4,6	90,3	44,1
627	92,9	679,3	-92,0	477,9	-162,6	-4,9	92,5	44,2
628	93,2	677,3	-96,0	474,7	-162,7	-5,1	93,1	44,3
629	93,6	674,7	-100,5	471,7	-162,9	-5,4	93,8	44,3
630	94,0	671,4	-105,6	469,2	-163,0	-5,6	94,5	44,4
631	94,4	667,5	-111,5	467,3	-163,1	-5,9	95,3	44,5
632	94,8	663,0	-117,9	465,7	-163,3	-6,1	96,1	44,6
633	95,1	657,8	-124,9	464,6	-163,4	-6,3	97,0	44,6
634	95,5	652,0	-132,6	464,1	-163,5	-6,5	98,0	44,7
635	95,9	645,7	-140,7	464,3	-163,6	-6,6	98,9	44,6
636	96,3	637,5	-150,4	462,9	-163,7	-6,6	103,1	44,6
637	96,5	643,9	-118,1	457,9	-158,3	-7,1	54,4	45,1
638	96,8	640,8	-119,0	454,5	-157,7	-7,1	57,0	45,1
639	97,2	631,8	-116,5	445,8	-155,1	-7,4	58,7	44,9
640	97,7	621,7	-115,1	437,4	-152,5	-7,7	60,0	44,8
641	98,2	610,6	-114,7	429,2	-150,0	-7,9	61,3	44,7
642	98,6	598,3	-115,5	421,2	-147,4	-8,2	62,7	44,5
643	99,1	585,0	-117,3	413,6	-144,8	-8,5	64,0	44,5
644	99,6	570,7	-120,1	406,6	-142,2	-8,7	65,4	44,4
645	100,0	555,5	-123,8	400,2	-139,6	-9,0	66,8	44,3
646	100,5	537,1	-130,3	391,0	-136,9	-9,3	71,1	44,6
647	100,9	514,4	-142,8	376,0	-134,6	-9,5	73,0	44,6
648	101,3	490,9	-156,0	361,4	-132,2	-9,8	75,8	44,6
649	101,5	489,4	-94,7	346,2	-119,6	-10,5	-20,9	45,4
650	101,8	484,2	-92,3	341,5	-118,0	-10,6	-16,6	45,6
651	102,2	465,8	-76,8	325,0	-110,9	-11,4	-14,3	45,8
652	102,6	446,5	-62,5	308,8	-103,9	-12,4	-12,9	46,1
653	103,0	426,4	-49,5	293,0	-96,9	-13,8	-11,6	46,4
654	103,4	405,4	-37,5	277,7	-89,9	-15,5	-10,5	46,7
655	103,9	383,8	-26,6	262,9	-82,9	-17,4	-9,6	47,0
656	104,3	358,7	-18,9	245,0	-75,8	-19,6	-7,1	48,1
657	104,8	323,8	-16,8	218,1	-68,4	-22,6	-6,3	48,6
658	105,3	287,9	-15,3	191,4	-61,7	-25,2	-5,5	49,1
659	105,8	250,9	-9,9	165,0	-55,3	-22,7	-4,8	49,7
660	106,3	212,6	-5,3	138,8	-49,4	-19,8	-4,1	50,4
661	106,8	173,2	-1,5	113,3	-44,2	-16,5	-3,5	51,1
662	107,3	132,6	1,5	90,1	-40,1	-12,9	-2,9	51,8
663	107,7	91,1	3,9	72,0	-37,8	-8,9	-2,4	52,6
664	108,2	48,7	5,8	56,8	-38,0	-4,5	-1,9	53,6

Ao montar as combinações como descritas acima, obtiveram-se os seguintes resultados para as tensões nas faces superior e inferior da viga:

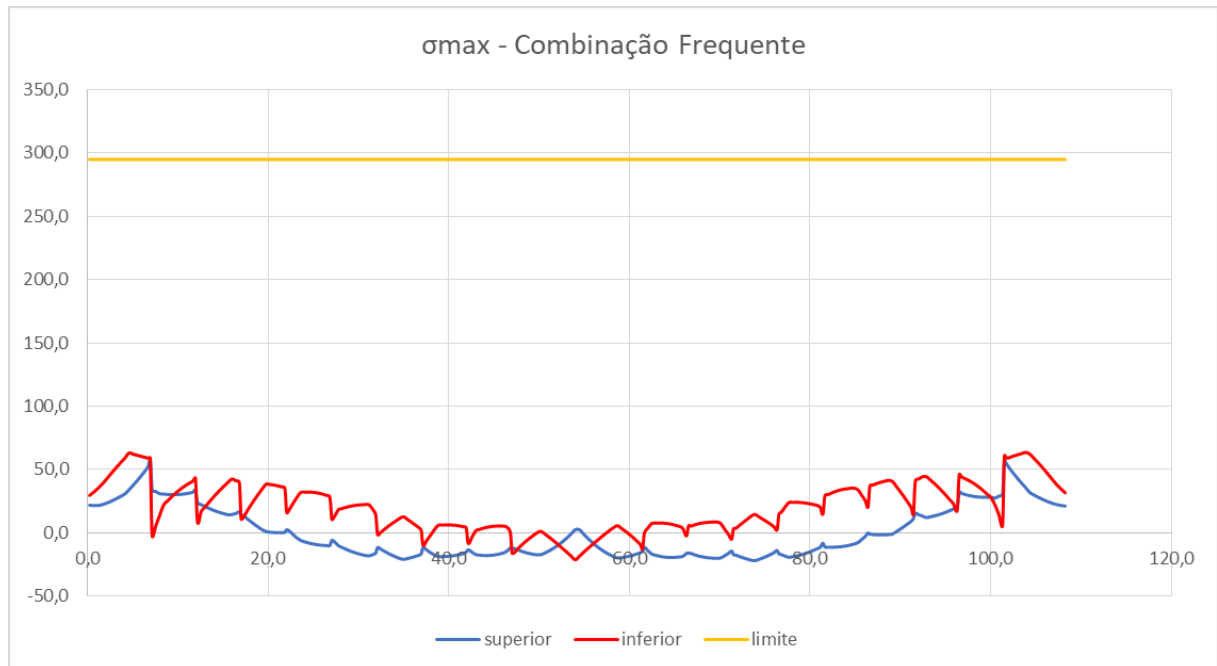


Figura 92: Verificação do ELS na combinação frequente (σ em ton/m²)
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

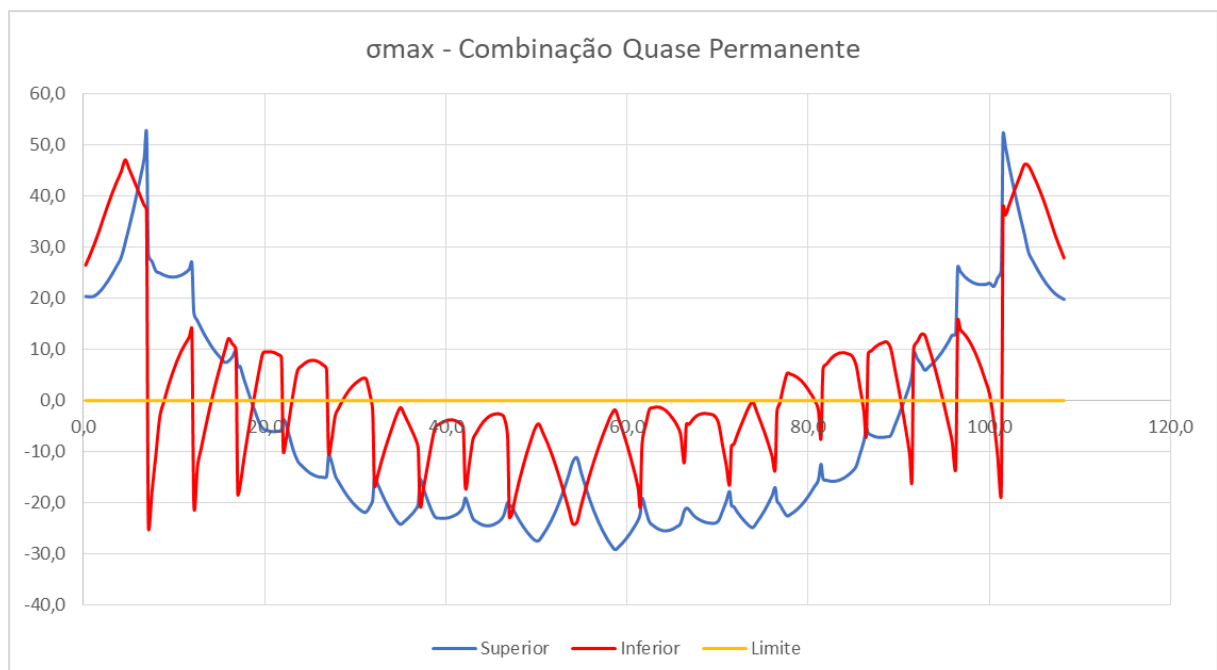


Figura 93: Verificação do ELS na combinação quase permanente (σ em ton/m²)
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Nas figuras Figura 92 e Figura 93, nota-se que na combinação quase permanente a protensão ultrapassa o limite exigido por norma. Para atender a este critério, variou-se o valor de “ k ” até que a estrutura passasse. O valor para o qual isso ocorreu foi $k = 11$.

Alterando-se o valor de “ k ”, altera-se o valor de A_p . Este valor chegou mais próximo de 51 cordoalhas, com área nominal de 140 mm^2 (segundo catálogo da Protende). No final, os cabos e as forças foram atualizados ($A_p = 0,00714 \text{ m}^2$ e $P = 1100 \text{ tonf}$), e geraram os seguintes resultados:

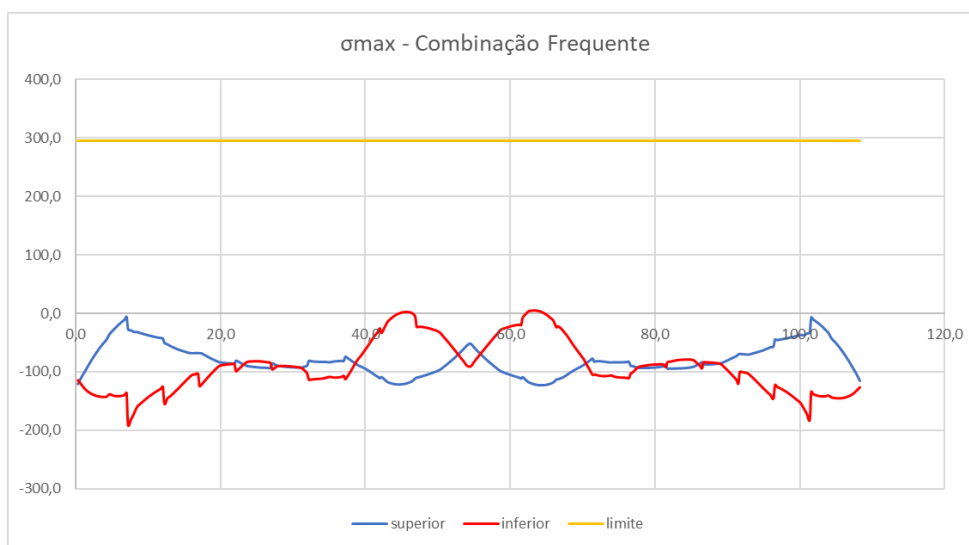


Figura 94: Verificação final do ELS na combinação frequente (σ em ton/m^2)
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

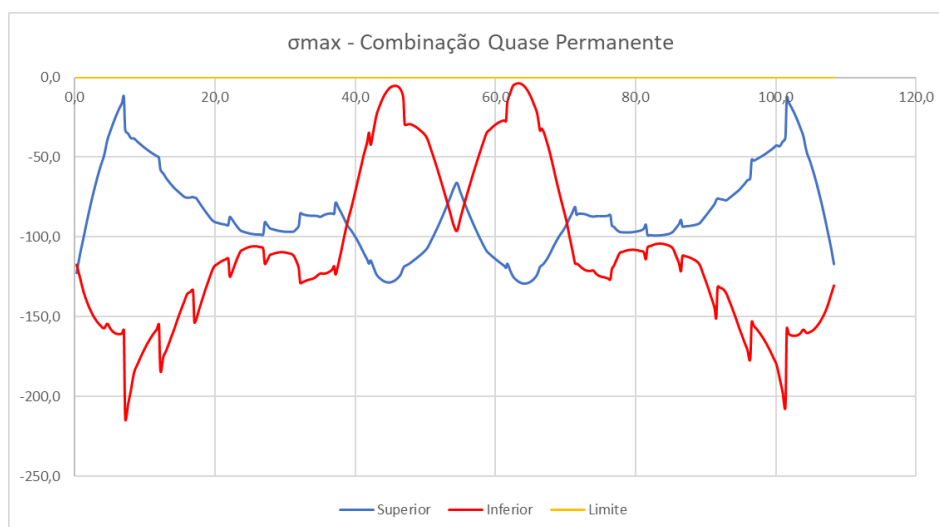


Figura 95: Verificação final do ELS na combinação quase permanente (σ em ton/m^2)
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Na Figura 94 e na Figura 95 é possível observar que o lado direito possui tensões um pouco maiores que o lado esquerdo. Isso acontece porque, como a ponte é simétrica e reta, foram modelados carregamentos horizontais apenas em uma direção.

Outro ponto importante de se notar é que estes cabos estão mal aproveitados. Num projeto real, esta protensão poderia ter passado por otimizações, colocando mais ou menos cabos ao longo da longarina, conforme a necessidade, e essas figuras teriam a maioria dos pontos próximos aos limites.

Além disso, pode-se observar na Tabela 37.

Tabela 37 que a força inicial é de 53 *tonf*. Como a força aplicada foi de 100 *tonf*, tem-se aí uma perda de 47%. Como 20% dessas perdas são progressivas, sobra um total de 27% de perdas imediatas no cabo, um valor demasiadamente elevado. Ele ocorre pela perda de atrito, dado que o cabo é muito longo e possui muitas curvas. Num projeto real, também o traçado poderia ser otimizado, alocando cabos em trechos menores para reduzir as perdas.

Essas otimizações não foram feitas durante este trabalho, devido a limitações de tempo; bem como a existência de outros aspectos ainda a serem abordados, mas cabe frisar a ciência de que o projeto poderia ser mais econômico.

12.3. Verificação das perdas na protensão

12.3.1. Perdas por encurtamento imediato do concreto

Com as perdas por atrito e encunhamento é possível calcular as perdas por encurtamento elástico do concreto. Para isso, conforme o item “6.3.2.3 — Perda por encurtamento elástico do concreto”, utiliza-se a fórmula:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_e(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n}$$

Em que:

σ_p é a tensão no aço de protensão;

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

σ_{cp} é a tensão inicial do concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos, já descontadas as perdas por atrito e acomodação da ancoragem; e

σ_{cg} é a tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

Como se trata de um cabo equivalente, será adotado como “ n ” (número de cabos por longarina) o mesmo valor utilizado no projeto original. Sendo assim, adota-se uma acomodação de 7 cabos na seção transversal

As características de seção transversal e materiais foram mostradas na Tabela 32, de onde podem ser retirados os valores:

$$A = 2,497 \text{ m}^2$$

$$I = 0,406 \text{ m}^4$$

12.3.1.1. Na seção com maior M_g positivo

Os valores das tensões foram verificados para a seção com maior M_g positivo, e da tensão σ_{cp} foram descontadas as perdas de atrito e encunhamento calculadas pelo *software*.

$$y_{cm} = y_{inf} = 0,828 \text{ m}$$

$$e = y_{cm} - 0,2 = 0,628 \text{ m}$$

$$\sigma_g = \frac{M_{g,m\acute{a}x}}{I} \cdot e = \frac{679,3}{0,406} \cdot 0,628 = 1052,10 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = P_{(at+encun)} \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) = 487 \cdot \left(\frac{1}{2,497} + \frac{0,628^2}{0,406} \right) = 668,70 \text{ tonf/m}^2$$

$$\Delta\sigma_p = 6,09 \cdot |1052,10 + 668,70| \cdot \left(\frac{7-1}{14} \right) = 4494,1 \text{ tonf/m}^2$$

No final do processo, as perdas foram inferiores e da mesma ordem de grandeza em relação à utilizada no modelo (4617 tonf/m^2), o que valida o valor utilizado nos cálculos da protensão.

12.3.1.2. Na seção com maior M_g negativo

O mesmo cálculo feito anteriormente é efetuado para a seção de maior M_g negativo ($M_{g,min}$).

$$y_{cm} = y_{sup} = 0,472 \text{ m}$$

$$e = y_{cm} - 0,2 = 0,272 \text{ m}$$

$$\sigma_g = \frac{M_{g,min}}{I} \cdot e = \frac{-956,1}{0,406} \cdot 0,272 = -641,35 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = P_{(at+encun)} \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) = 623,8 \cdot \left(\frac{1}{2,497} + \frac{0,272^2}{0,406} \right) = 216,18 \text{ tonf/m}^2$$

$$\Delta\sigma_g = 6,09 \cdot |-641,35 + 216,18| \cdot \left(\frac{7-1}{14} \right) = 1110,4 \text{ tonf/m}^2$$

Novamente, como as perdas foram inferiores às utilizada no modelo (4617 tonf/m^2), o valor utilizado nos cálculos da protensão pode ser validado.

12.3.1.3. Na seção com maior M_p positivo

Por fim, o cálculo é feito para a seção com o maior valor de momento fletor devido à protensão das longarinas ($M_{p0,máx} = 276,2 \text{ tonf/m}^2$).

$$y_{cm} = y_{inf} = 0,828 \text{ m}$$

$$e = y_{cm} - 0,2 = 0,628 \text{ m}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{I} \cdot e = \frac{-276,7}{0,406} \cdot 0,628 = -428,56 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = P_{(at+encun)} \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) = 379,2 \cdot \left(\frac{1}{2,497} + \frac{0,628^2}{0,406} \right) = 520,7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_p = 6,09 \cdot |-428,26 + 520,7| \cdot \left(\frac{7-1}{14} \right) = 240,6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Novamente, como as perdas foram inferiores às utilizada no modelo (4617 tonf/m^2), o valor utilizado nos cálculos da protensão pode ser validado.

12.3.1.4. Na seção com maior M_p negativo

Por fim, é verificada a seção com maior M_p negativo ($M_{p0,min} = 395,8 \text{ tonf/m}^2$):

$$y_{cm} = y_{sup} = 0,472 \text{ m}$$

$$e = y_{cm} - 0,2 = 0,272 \text{ m}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{I} \cdot e = \frac{428,6}{0,406} \cdot 0,272 = 287,47 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = P_{(at+encun)} \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right) = 505,7 \cdot \left(\frac{1}{2,497} + \frac{0,272^2}{0,406} \right) = 294,84 \text{ tonf/m}^2$$

$$\Delta\sigma_p = 6,09 \cdot |-428,26 + 520,7| \cdot \left(\frac{7-1}{14} \right) = 1520,8 \text{ tonf/m}^2$$

Mais uma vez, como as perdas foram inferiores à utilizada no modelo (4617 tonf/m^2), o valor utilizado nos cálculos da protensão pode ser validado.

12.3.2. Perdas progressivas

Conforme o item “6.3.2.4 — Perdas progressivas”, as perdas progressivas de protensão podem ser calculadas através da fórmula:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

Nesta expressão, a primeira componente representa a retração do concreto; a segunda representa a fluência do concreto; e a terceira representa a relaxação na armadura.

Os valores finais das perdas progressivas estão mostrados abaixo, seguidos das respectivas memórias de cálculo.

$$\chi(t, t_0) = 2,0\%$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 3,84 \cdot 10^{-4}$$

$$\eta = 1 + 0,628^2 \cdot \frac{2,497}{0,406} = 3,43m$$

$$\rho_p = \frac{0,00714}{2,497} = 0,00286$$

$$\alpha_p = \frac{195000}{32000} = 6,1$$

$$\sigma_{p0} = \frac{7644}{0,00714} \cdot \frac{1}{1000} = 1071 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.p0g} = \frac{M_g}{I} \cdot e - \frac{P_0}{A_c} \cdot \eta = \frac{6793}{0,406} \cdot 0,628 - \frac{7644}{2,497} \cdot 3,43 = 7,23 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c.p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p(t, t_0) &= \frac{3,84 \cdot 10^{-4} \cdot 195000 + 6,1 \cdot 7,23 \cdot 2,6 + 1071 \cdot 0,02}{(1 + 0,02) + (1 + 0,5 \cdot 2,6) \cdot 6,1 \cdot 3,43 \cdot 0,00286} = 182 \text{ MPa} \\ &= \mathbf{18224 \text{ tonf/m}^2} \end{aligned}$$

Como as perdas possuem a mesma ordem de grandeza, e são inferiores às adotadas no modelo ($3 \cdot 10260 = 30780 \text{ tonf/m}^2$), este pode ser validado para as perdas de protensão.

12.3.2.1. Perda por relaxação na armadura

Como foi visto no item “6.3.2.4 — Perdas progressivas”:

$$\Psi(t_\infty, t_0) \cong 2,5 \cdot \Psi_{1000}$$

O valor de ψ_{1000} pode ser encontrado a partir da tabela 8.4 da NBR6118/2014:

Tabela 34: Tabela 8.4 da NBR6118/2014 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

Tabela 8.4 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem					
σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	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
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{764,4}{\frac{0,00714}{190000}} = 0,56 \quad (\sigma_{p0}, \text{já descontadas as perdas imediatas})$$

Por interpolação, tem-se $\psi_{1000} \cong 0,78\%$ e, conseqüentemente, $\psi(t, t_0) \cong 2,5 \cdot 0,78 = 1,95\%$.

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] = -\ln[1 - 0,0195] = 0,02 = \mathbf{2,0\%}$$

12.3.2.2. Perda por retração no concreto

Para a retração no concreto tem-se:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} * \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}}$$

Onde:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$A = 40$$

$$B = 116h_{fic}^3 - 282h_{fic}^2 + 220h_{fic} - 4,8$$

$$C = 2,5h_{fic}^3 - 8,8h_{fic} + 40,7$$

$$D = -75h_{fic}^3 + 585h_{fic}^2 + 496h_{fic} - 6,8$$

$$E = -169h_{fic}^4 + 88h_{fic}^3 + 584h_{fic}^2 - 39h_{fic} + 0,8'$$

h_{fic} é a espessura fictícia da seção transversal e t é a idade fictícia do concreto.

Considerando os seguintes dados:

- Umidade relativa do ar de 70%
- Abatimento entre 5 cm e 9 cm

- Perímetro da seção transversal em contato com o ar (u_{ar}) é 13,17 m
- Temperatura ambiente média = 20°C
- Cimento Portland CP 1
- Protensão 10 dias após a concretagem

ε_{1s} pode ser determinado pela Tabela 35.

Tabela 35: Tabela A.1 da NBR6118/2014 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Tabela A.1 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração									
Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ^{a, c}			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ^{b, c}			γ ^d	
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67							
		cm							
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15		
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0	
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0	
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5	
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0	

^a $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90$ %.

^b $10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/ 2\ 284) - (U^3/ 133\ 765) + (U^4/ 7\ 608\ 150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90$ %.

^c Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90$ % e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25 % menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25 % maiores.

^d $\gamma = 1 + \exp (-7,8 + 0,1\ U)$ para $U \leq 90$ %.

NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.

NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

$$\varepsilon_{1s} = -5 \cdot 10^{-4}$$

A espessura fictícia é dada por:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u_{ar}}$$

$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 U)$ para $U < 90$ % = 1,45. Assim:

$$h_{fic} = 1,45 \cdot \frac{2 \cdot 2,497}{13,17} = 0,379 \text{ m}$$

A idade fictícia do concreto é dada por:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i}$$

Em que:

- α é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento, e podem ser empregados os valores da tabela a seguir.
- T_i é a temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius
- $\Delta t_{ef,i}$ é o período, em dias, durante o qual a temperatura média do ambiente, T_i , pode ser admitida constante

Tabela 36: Tabela da NBR6118/2014 – Valores de α para o cálculo da idade fictícia
Valores de α para o cálculo da idade fictícia. (NBR6118)

Cimento portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
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	

Logo, a idade fictícia do concreto para os cálculos de retração é igual a:

$$t_0 = 1 \cdot \left(\frac{20 + 10}{30} \right) \cdot 10 = 10 \text{ dias}$$

Com isso, é possível calcular a deformação por retração do concreto:

$$\beta_s(10) = \frac{\left(\frac{10}{100}\right)^3 + 40\left(\frac{10}{100}\right)^2 + 44,4\left(\frac{10}{100}\right)}{\left(\frac{10}{100}\right)^3 + 37,5\left(\frac{10}{100}\right)^2 + 261,1\left(\frac{10}{100}\right) + 71,2} = 0,0495$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -5,0 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,33 + 2 \cdot 0,379}{0,208 + 3 \cdot 0,379} \right) = -4,04 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = -4,04 \cdot 10^{-4} \cdot (1 - 0,0495) = -3,84 \cdot 10^{-4}$$

12.3.2.3. Perda por fluência do concreto

Para o efeito da fluência do concreto temos:

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

Em que:

$\varphi_d = 0,4$ é o coeficiente de deformação lenta reversível;

$\varphi_a = 0,8 \cdot \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}\right]$, é o coeficiente de deformação rápida;

$\varphi_f(\infty, t_0) = \varphi_{f,\infty} \cdot [1 - \beta_f(t_0)]$, é o coeficiente de deformação lenta irreversível.

$$\varphi_{f,\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$$

$\varphi_{1c} = 2,0$, segundo a Tabela 35:

$$\varphi_{2c} = \frac{0,42 + h_{fic}}{0,20 + h_{fic}}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D}$$

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} - 23$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931$$

h_{fic} é a espessura fictícia da seção transversal e t é a idade fictícia do concreto.

A idade fictícia do concreto para os cálculos de retração é igual a:

$$t_0 = 2 \cdot \left(\frac{20 + 10}{30}\right) \cdot 10 = 20 \text{ dias}$$

A expressão $\frac{f_{ckj}}{f_{ck}}$ pode ser calculada como $e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{28/s}\right)}$, com $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e CPII.

$$\frac{f_{ck}(j = 10)}{f_{ck}(j \rightarrow \infty)} = \frac{f_{ck}(j = 10)/f_{ck}}{f_{ck}(j \rightarrow \infty)/f_{ck}} = \frac{e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{28/s}\right)}}{e^s} = \frac{e^{0,25 \cdot \left(1 - \sqrt{28/s}\right)}}{e^{0,25}} = 0,66$$

Assim, tem-se:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot [1 - 0,66] = 0,27$$

$$\varphi_{f,\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} = 2 \cdot \left(\frac{0,42 + 0,379}{0,20 + 0,379} \right) = 2,76$$

$$\beta_f(20) = \frac{20^2 + A20 + B}{20^2 + C20 + D} = \frac{20^2 + 278,9 \cdot 20 + 805}{20^2 + 587,1 \cdot 20 + 11154,2} = 0,3$$

$$\varphi_f(\infty, 20) = \varphi_{f,\infty} \cdot [1 - \beta_f(t_0)] = 2,76 \cdot [1 - 0,3] = 1,93$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d = 0,27 + 1,93 + 0,4 = 2,6$$

12.4. Compressão excessiva

Outra verificação importante a ser feita na protensão é relativa à compressão excessiva. Esta verificação garante que não ocorra o esmagamento do concreto devido à força de protensão aplicada nas longarinas e ao tensionamento dos estais; e pode ser conferida através da seguinte expressão (NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento):

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0,7 f_{ck}$$

Para satisfazer esta condição, foi considerada a longarina no momento da protensão, já com as forças aplicadas pelos estais. Além disso, as perdas na protensão foram desconsideradas, com exceção da perda por atrito.

Essas características foram aplicadas ao modelo numérico, de onde foi possível extrair os valores de M_g (momento fletor devido ao peso próprio), M_p (momento fletor devido à protensão), M_e (momento fletor provocado pelas forças dos estais) e P (força normal devido à protensão).

Como o cimbramento foi considerado ideal neste trabalho, assume-se que a protensão mobiliza o peso próprio da estrutura, ao provocar um deslocamento pra cima no tabuleiro (cabo predominantemente alocado na parte inferior da viga).

Assim, tem-se:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \pm \frac{M_p}{W_{i/s}} \pm \frac{M_g}{W_{i/s}} + \frac{M_e}{W_{i/s}} \geq -2800 \text{ ton/m}^2$$

A Figura 96 mostra, em azul, os valores máximos encontrados de σ_c ao longo da longarina. A compressão máxima foi de $|\sigma_{c,m\acute{a}x}| = -667 \text{ ton/m}^2$, abaixo do valor limite (em amarelo).

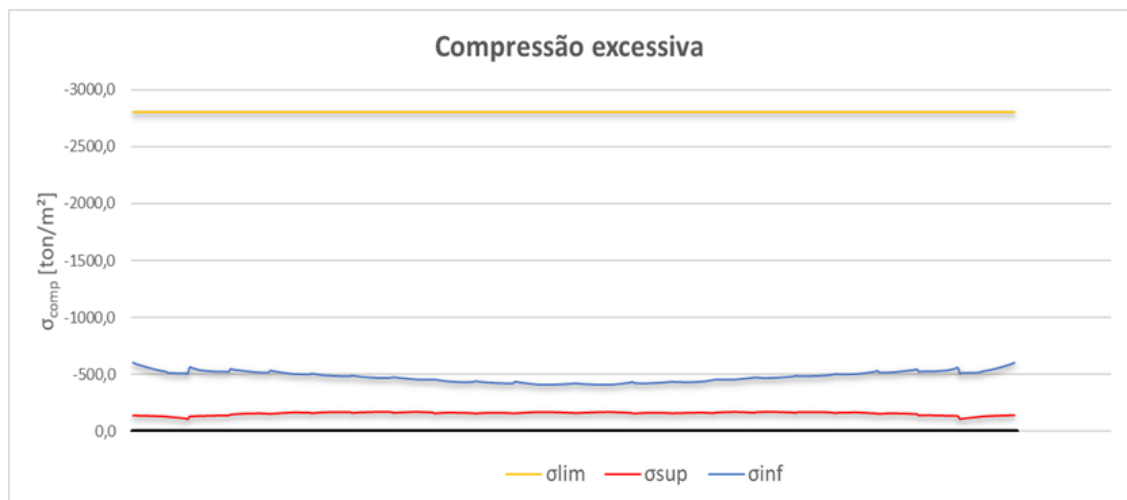


Figura 96: Verificação da compressão excessiva
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

12.5. Momento hiperestático de protensão

Dada uma viga bi apoiada em concreto protendido, em que o traçado do cabo de protensão passa próximo à base dessa viga na maior parte das seções transversais, é intuitivo imaginar que o momento fletor gerado pela protensão faça com que a viga apresente uma flecha para cima no meio do vão. Esta é, inclusive, uma das formas de se modelar uma protensão (numa eventual impossibilidade de utilizar um software mais refinado) chamada de “método da deformação imposta correspondente”. Ele se baseia em obter os esforços que levam a uma determinada deformação.

Imaginando, agora, que seja posto um apoio fixo na seção transversal do meio do vão, o que se espera é que haja uma mudança nos esforços neste e nos outros apoios devido ao deslocamento que foi impedido. Este carregamento é o hiperestático de protensão, e ele gera o esforço de momento hiperestático de protensão.

Quando se faz a análise estrutural de um elemento hiperestático, é preciso sempre se atentar a este efeito, e lançar mão de teorias que permitem estimar o efeito do hiperestático de protensão. O momento fletor total devido à protensão, nesses casos, é a soma do momento hiperestático de protensão com o chamado “momento isostático”, que é definido pelo produto força de protensão pela excentricidade da aplicação dessa força em relação ao centro de massa da seção transversal.

$$M_p = M_{hip} + M_{iso}$$

No caso deste trabalho, o momento gerado pelo SAP2000 é o momento total M_p . Mesmo assim, será aqui discutido o comportamento do hiperestático de protensão.

Primeiramente deixa-se a viga simplesmente apoiada para obter o momento isostático de protensão, conforme a Figura 97.

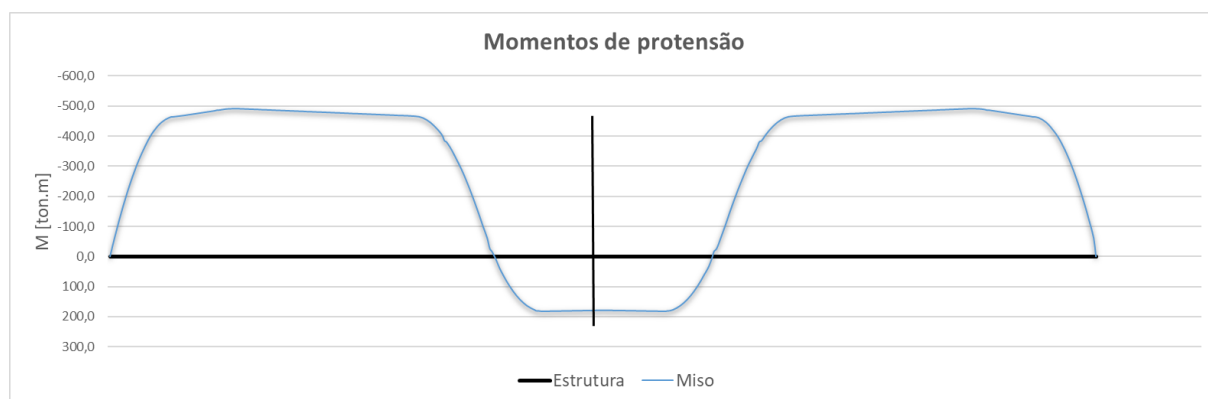


Figura 97: Momento isostático de protensão
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Para o caso de viga contínua, ainda não considerando os estais, foi feito um modelo simplificado compatível com a geometria e carregamentos da viga longarina direita da ponte em estudo, da seguinte maneira:

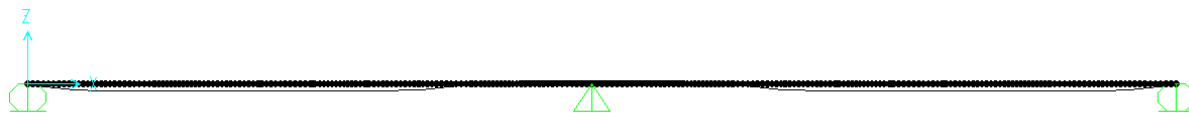


Figura 98: Modelo simplificado com geometria e carregamentos na viga longarina

Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Por meio deste modelo, foi calculado o M_p . Ao descontar deste o M_{iso} , obtém-se o diagrama para M_{hiper} , conforme a Figura 99.

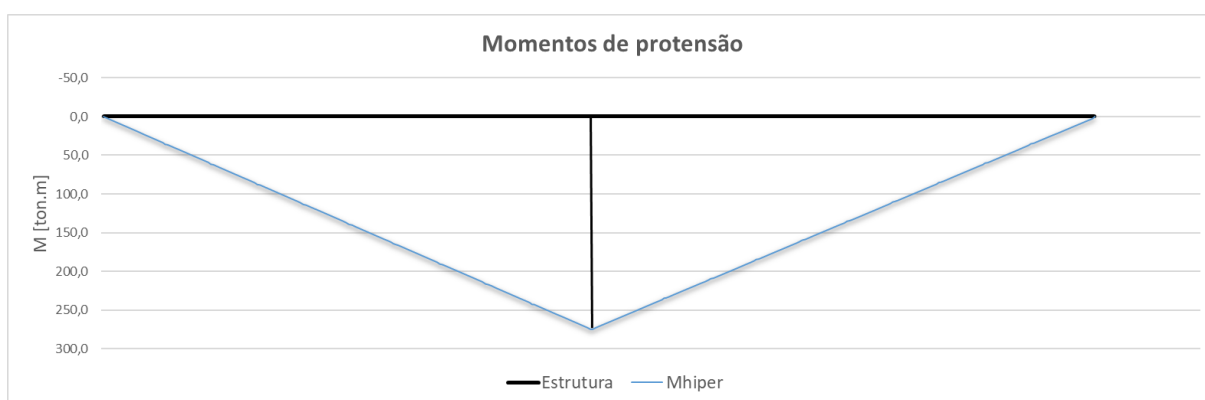


Figura 99: Diagrama de momento hiperestático de protensão para a viga longarina

Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

O formato deste diagrama foi satisfatório: ao imaginar o apoio do centro agindo como uma força concentrada impedindo o deslocamento central da viga, faz sentido que o diagrama de momentos fletores seja parecido com o de uma viga bi apoiada com carga concentrada no meio do vão.

Estes resultados positivos permitiram ir além nos estudos deste efeito. O próximo passo foi considerar também a atuação dos estais, o que levou a um momento hiperestático de protensão conforme a Figura 100.

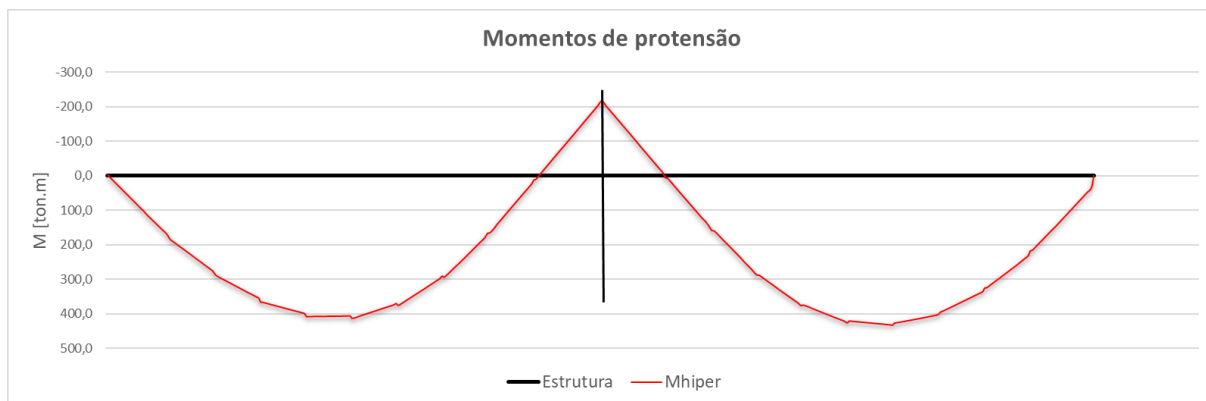


Figura 100: Momento hiperestático de protensão considerando a atuação dos estais
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

Este resultado pode não parecer intuitivo à primeira vista, mas o fenômeno por trás dos cálculos é o jogo de deslocamentos entre a viga e os estais. A protensão no meio do vão, por exemplo, tende a levantar a viga, o que faz com que o estai se “afrouxe”, e consequentemente desloque a viga de volta pra baixo, mas não ao ponto inicial. O que ocorre é que o diagrama do momento hiperestático de protensão tenta equilibrar o M_{iso} . É por isso que o diagrama de momentos se assemelha ao M_{hiper} de uma viga contínua sobre base elástica.

A Figura 101 ilustra os momentos de protensão para este estudo de caso.

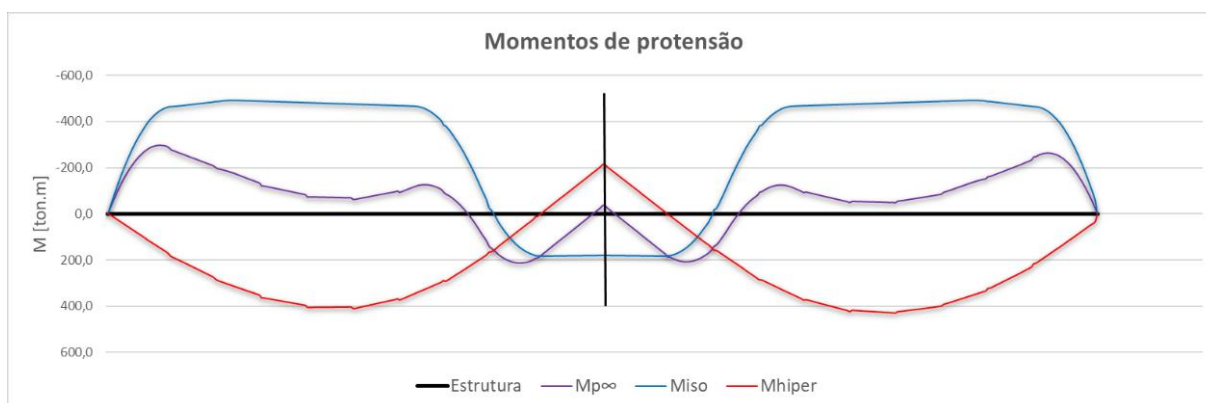


Figura 101: Momentos de protensão para o caso em estudo
 Fonte: Imagem produzida pelos próprios alunos

12.6. Redefinição das forças nos estais

Sabe-se que a protensão dos cabos das longarinas faz com que o tabuleiro se desloque, de modo que as forças anteriormente definidas para os estais são alteradas, e essa variação está expressa na última coluna da Tabela 37.

Tabela 37: Variação de força que cada tipo de carregamento provoca em cada estai

TABELA: FORÇA NOS ESTAIS																	
Text	Tonf	PROT ESTAIS	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
Estai	Cargas Permanentes	TB450+	PASSEIOS+PASSEIOS-	FRENAÇEM	VENTO	TEMP+	TEMP-	TEMPgrad	RETRAÇÃO	FLUXUENCIA	Prot Long =	Prot Long 10	Max(t=)	Max(t0)	Min(t=)	Min(t0)	
ED1	32,3	16,1	-6,5	5,1	-2,2	1,3	0,0	0,0	0,0	-1,0	-15	-18	85,8	84,7	50,4	51,7	
ED2	48,4	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,4	0,0	0,3	-0,3	-0,7	-10	-8,7	81,7	78,5	47,0	45,5	
ED3	61,9	20,7	-3,2	6,8	-1,1	1,0	0,0	0,3	-0,3	-0,9	-9	-11	83,4	78,1	48,5	44,7	
ED4	63,8	19,4	-1,6	6,3	-0,5	0,5	0,0	0,3	-0,3	-0,8	-12	-12,4	86,0	80,0	54,9	50,8	
ED5	67,0	19,2	-0,5	6,2	-0,1	0,0	0,6	0,2	-0,6	-1,4	-2,0	-13,0	90,2	83,5	59,2	56,0	
ED6	59,9	16,3	-0,2	5,5	0,0	-0,3	0,0	1,0	-1,0	-3,2	-11,3	-18,2	87,7	81,4	57,4	56,5	
ED7	54,0	14,6	-0,2	5,0	0,0	-0,8	0,0	1,6	-1,6	-3,7	-5,3	-11,6	101,0	94,6	67,5	70,2	
ED8	39,7	10,6	-0,3	4,0	-0,3	-1,3	0,0	2,3	-2,3	-5,3	-7,5	-10,0	104,1	98,8	68,8	76,4	
ED9	33,7	13,4	-5,2	5,0	-1,3	-2,6	0,1	4,3	-4,3	-9,9	-14,2	-13	158,0	153,1	95,8	115,1	
EE1	32,2	11,5	-6,5	5,1	-2,2	1,3	0,0	0,4	-0,4	-1,0	-15	-16	82,9	82,7	47,5	43,8	
EE2	48,4	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,4	0,0	0,3	-0,3	-0,7	-10	-8,8	79,1	77,2	44,4	44,2	
EE3	61,9	20,7	-3,2	6,8	-1,1	1,0	0,0	0,3	-0,3	-0,9	-9	-12,7	80,9	77,1	48,0	43,8	
EE4	63,8	19,4	-1,5	6,3	-0,5	0,5	0,0	0,3	-0,3	-0,8	-12	-14,2	83,7	79,5	52,6	50,4	
EE5	67,0	19,2	-0,4	6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,6	-0,6	-1,4	-2,0	-15,1	88,0	83,4	57,1	55,9	
EE6	59,9	16,3	0,0	5,5	0,0	0,3	0,0	1,0	-1,0	-3,2	-13,9	-18,2	86,0	81,6	55,9	56,9	
EE7	54,0	14,6	-0,1	5,0	0,0	0,8	0,0	1,6	-1,6	-3,7	-5,3	-13,4	100,0	95,4	68,6	71,1	
EE8	39,7	10,6	-0,9	4,0	-0,3	1,3	0,0	2,3	-2,3	-5,3	-7,5	-11,0	104,3	100,1	63,1	77,7	
EE9	33,7	11,5	-5,3	5,0	-1,3	2,6	0,1	4,3	-4,3	-9,9	-14,2	-11,0	160,8	155,7	96,7	117,7	
ED10	31,8	16,0	-6,6	5,1	-2,2	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1	-1,1	84,3	83,6	52,4	51,7	
ED11	46,2	18,6	-4,7	6,0	-1,6	1,3	0,0	0,1	-0,1	-0,7	-10	-8,8	80,6	78,1	47,3	45,8	
ED12	61,8	20,7	-3,2	6,8	-1,1	0,9	0,0	0,1	-0,1	-0,9	-9	-12,1	82,5	78,1	49,0	45,2	
ED13	63,7	19,4	-1,6	6,3	-0,5	0,5	0,0	0,2	-0,2	-0,8	-12	-13,6	84,5	79,6	54,4	50,7	
ED14	66,9	19,1	-0,5	6,2	-0,1	0,1	0,0	0,5	-0,5	-1,2	-16	-14,4	88,4	83,2	58,4	55,9	
ED15	59,9	16,2	-0,2	5,5	0,0	-0,3	0,0	0,9	-0,9	-2,1	-2,9	-13,4	85,9	81,1	56,2	56,4	
ED16	54,0	14,6	-0,2	5,0	0,0	-0,8	0,0	1,5	-1,5	-3,6	-5,1	-13,3	99,0	94,4	66,1	70,2	
ED17	39,7	11,5	-0,9	4,0	-0,3	1,3	0,0	2,2	-2,2	-5,1	-7,3	-11,6	102,3	98,6	67,5	76,3	
ED18	33,6	13,4	-5,3	5,0	-1,3	-2,6	0,0	4,2	-4,2	-9,7	-13,9	-16,2	156,1	152,8	94,7	115,0	
EE10	31,7	30,8	-6,6	5,1	-2,2	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1	-1,6	82,2	81,9	50,2	50,0	
EE11	48,1	12,6	-4,7	6,0	-1,6	-1,3	0,0	0,1	-0,1	-0,7	-10	-8,8	78,6	76,6	45,9	44,3	
EE12	61,7	3,9	-3,2	6,8	-1,1	-0,9	0,0	0,1	-0,1	-0,9	-9	-12,7	80,4	76,7	47,0	43,8	
EE13	63,6	7,9	-1,6	6,3	-0,5	0,0	0,2	0,1	-0,5	-0,7	-14,3	-18,5	83,4	79,2	53,3	50,3	
EE14	66,9	18,1	-0,5	6,2	-0,1	-0,1	0,0	0,5	-0,5	-1,2	-16	-15,1	87,6	83,1	57,6	55,9	
EE15	59,8	16,2	-0,1	5,5	0,0	0,3	0,0	0,9	-0,9	-2,1	-2,9	-13,9	85,7	81,4	56,2	56,8	
EE16	54,0	14,6	-0,1	5,0	0,0	0,8	0,0	1,5	-1,5	-3,6	-5,1	-13,5	95,6	95,2	68,9	71,1	
EE17	39,7	10,6	-0,9	4,0	-0,3	1,3	0,0	2,2	-2,2	-5,1	-7,3	-11,2	103,9	99,9	69,2	77,6	
EE18	33,6	11,4	-5,3	5,0	-1,3	2,6	0,0	4,2	-4,2	-9,7	-13,9	-11,3	160,2	155,4	98,8	117,5	

Assim, os estais estarão submetidos a novas tensões de tração, expressas na penúltima coluna da Tabela 38. É fundamental verificar se essas tensões não ultrapassam a tensão admissível (última coluna).

Tabela 38: Nova tensão de análise dos estais após considerar a protensão das longarinas

Estai	Cordoalhas [un]	N _{Max} [ton]	N _{Min} [ton]	A [m²]	$\sigma_{\text{Análise}}$ [ton/m²]	σ_{Lim} [ton/m²]
E.D.1	9	85,82	50,40	0,00135	63570	69200
E.D.2	9	81,67	46,99	0,00135	60495	69200
E.D.3	10	83,44	48,53	0,00150	55629	69200
E.D.4	10	86,05	54,89	0,00150	57367	69200
E.D.5	11	90,17	59,24	0,00165	54652	69200
E.D.6	11	87,72	57,40	0,00165	53164	69200
E.D.7	12	100,96	70,24	0,00180	56087	69200
E.D.8	12	104,05	76,42	0,00180	57807	69200
E.D.9	17	157,98	115,13	0,00255	61952	69200
E.E.1	9	82,95	49,81	0,00135	61443	69200
E.E.2	9	79,07	44,40	0,00135	58567	69200
E.E.3	10	80,87	45,97	0,00150	53915	69200
E.E.4	10	83,74	52,61	0,00150	55830	69200
E.E.5	11	87,98	57,07	0,00165	53320	69200
E.E.6	11	86,03	56,91	0,00165	52142	69200
E.E.7	12	99,97	71,15	0,00180	55536	69200
E.E.8	12	104,31	77,73	0,00180	57952	69200
E.E.9	17	160,83	117,68	0,00255	63070	69200
E.D.10	9	84,33	52,37	0,00135	62469	69200
E.D.11	9	80,59	47,93	0,00135	59695	69200
E.D.12	10	82,50	49,02	0,00150	54997	69200
E.D.13	10	84,50	54,41	0,00150	56334	69200
E.D.14	11	88,44	58,38	0,00165	53597	69200
E.D.15	11	85,93	56,40	0,00165	52080	69200
E.D.16	12	99,01	70,17	0,00180	55004	69200
E.D.17	12	102,26	76,33	0,00180	56809	69200
E.D.18	17	156,07	115,00	0,00255	61205	69200
E.E.10	9	82,16	50,21	0,00135	60861	69200
E.E.11	9	78,59	45,93	0,00135	58212	69200
E.E.12	10	80,45	46,99	0,00150	53633	69200
E.E.13	10	83,39	53,32	0,00150	55593	69200
E.E.14	11	87,65	57,62	0,00165	53121	69200
E.E.15	11	85,73	56,84	0,00165	51959	69200
E.E.16	12	99,63	71,06	0,00180	55350	69200
E.E.17	12	103,95	77,64	0,00180	57748	69200
E.E.18	17	160,25	117,55	0,00255	62842	69200

13. Faseamento da obra

Com relação ao faseamento da obra, reitera-se que ela será concretada sobre cimbramento único, de modo que nas análises dos carregamentos são consideradas apenas duas fases: a fase inicial (t_0), logo após o fim da construção) e o tempo infinito (t_∞ , ao final da vida útil da obra). A diferença entre essas fases é que, quando se faz uma análise no tempo t_0 , não são considerados os efeitos de retração e fluência no carregamento; além disso, as perdas progressivas não são consideradas na protensão. A cada tipo de análise realizada, foi dito o instante de referência em que se estava analisando a obra (t_0 ou t_∞).

É importante ressaltar mais uma vez que neste trabalho houve uma inversão na sequência construtiva: para levar em conta a influência do tensionamento dos estais nas longarinas (o que influencia na compressão excessiva, por exemplo), considerou-se que aqueles foram posicionados e tensionados antes da protensão destas. Na obra real, os estais foram locados e tensionados antes da protensão das vigas.

13.1. Ajuste da catenária nos estais

Como mencionado no item “4.6 — Pontes estaiadas”, uma das verificações que devem ser feitas está relacionada ao efeito da catenária na rigidez dos estais. Ao considerar um cabo submetido a elevado esforço de tração, é plausível aproximar seu comportamento ao comportamento elástico de uma barra; no entanto, à medida que a tensão no cabo diminui, aumenta o encurvamento do cabo devido ao seu peso próprio (a essa curva dá-se o nome de catenária). Neste caso, espera-se que ao ocorrer acréscimo de carregamento, parte dela mobilize a rigidez axial do cabo, enquanto que o restante irá simplesmente atenuar a catenária. Para corrigir este efeito, utiliza-se o Módulo de Elasticidade Aparente (E^*), conforme a formulação a seguir. Caso esta redução na rigidez seja significativa, seu valor deve ser atualizado no modelo de cálculo.

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E} + \frac{\rho^2 d^2}{12 \sigma^3}$$

Em que:

E^* é o Módulo de Elasticidade Aparente;

E é o módulo de elasticidade do aço utilizado nos cabos;

ρ é a massa específica do cabo;

d é a projeção horizontal do comprimento do cabo;

σ é a tensão normal no cabo;

A partir desta formulação, foi possível elaborar a Figura 102, que mostra qual deve ser o módulo de elasticidade aparente em função do comprimento da projeção horizontal do cabo, para dados valores de tensão, em ordem crescente na escala de cores.

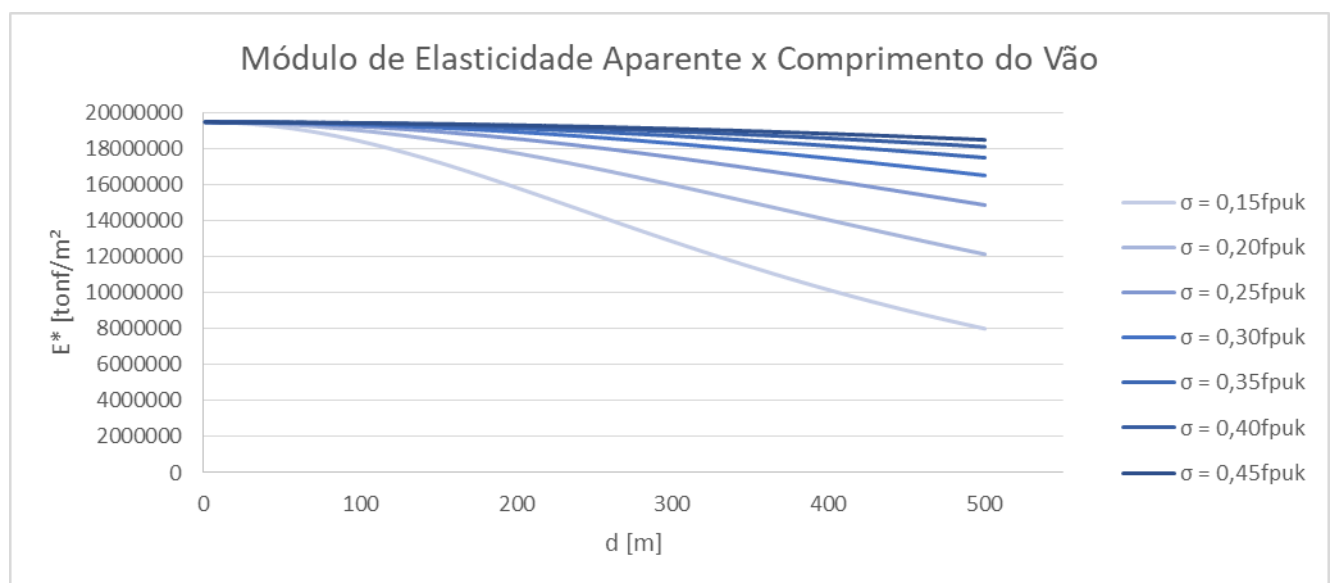


Figura 102: Gráfico do módulo de elasticidade aparente em função do comprimento do vão
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

A partir do gráfico, é possível perceber que, com um comprimento máximo de 48 metros de projeção horizontal, os cabos não necessitam de correção no módulo de elasticidade. Ademais, o valor mínimo de tensão nos cabos de $0,17 f_{puk}$ ocorre nos cabos mais curtos. Os mais longos, por sua vez, possuem todos uma tensão maior ou igual a $0,20 f_{puk}$.

Outro ajuste a ser feito é a correção do ângulo na ancoragem dos estais (porém este é feito em campo).

Ainda que a catenária influencie pouco no módulo de elasticidade do cabo, ela ainda pode ter uma curvatura significativa na região de ancoragem. Se isso ocorrer, e os tubos fôrma do cabo estiverem perfeitamente alinhados, pode ocorrer de o cabo acabar friccionando contra o tubo fôrma, causando flexão no cabo e reduzindo drasticamente sua rigidez.

A Figura 103 mostra o ângulo de correção (ω), dado que a linha azul representa a posição não deformada do estai e a linha vermelha representa a catenária.

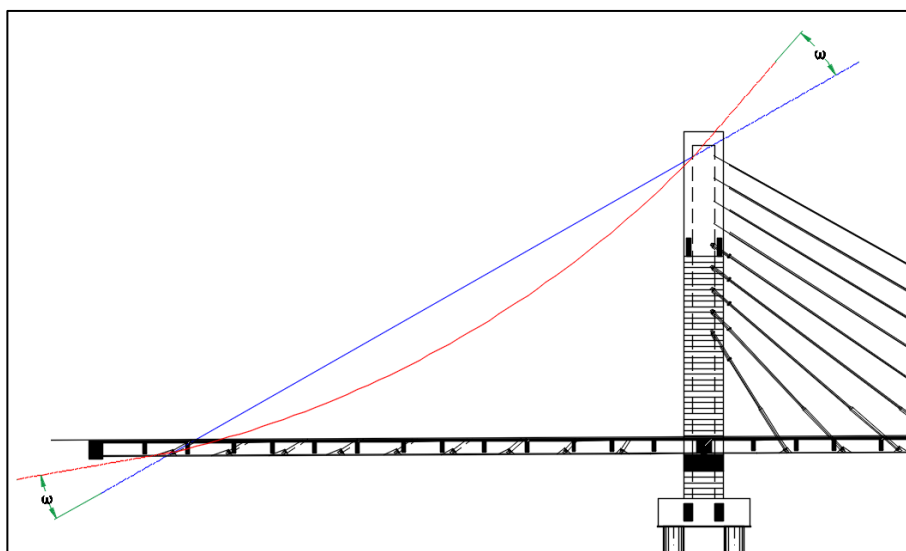


Figura 103: Ângulo de correção da catenária na ancoragem dos estais
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

A curva da catenária pode ser representada por um cosseno hiperbólico, mas para determinar o ângulo de ajuste na ancoragem (ω), pode-se utilizar a formulação encontrada (SETRA - Service D'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 2001):

$$\omega = \frac{qd}{2F}$$

Em que:

- ω é o ângulo de correção da catenária nos estais, em radianos;
- q é o peso linear do cabo;
- d é o comprimento da projeção do cabo no eixo horizontal;
- F é o esforço máximo de tração no cabo.

A Tabela 39 mostra a sequência de cálculo até a determinação do ω . Nela, é possível perceber que os valores necessários para correção são menores que a tolerância recomendada pelo (FIB - Fédération Internationale du Béton, 2005) de $\pm 0,3^\circ$ para o viaduto submetido apenas às cargas permanentes, e $0,6^\circ$ para o viaduto submetido às cargas permanentes e acidentais. Logo fica a critério da projetista corrigir o ângulo ou perder parte dessa tolerância — ou seja, se a correção não for feita, o responsável pela locação dos tubos fôrma em campo terão uma menor margem de erro de execução.

Tabela 39: Determinação dos ângulos de correção da catenária

Estai	Cordoalhas [un]	N _{Max} [ton]	q [ton/m]	d [m]	ω [rad]	ω [°]
E.D.1	9	85,82	0,01	6,25	0,0004	0,02
E.D.2	9	81,67	0,01	11,25	0,0008	0,04
E.D.3	10	83,44	0,01	16,25	0,0012	0,07
E.D.4	10	86,05	0,01	21,25	0,0015	0,09
E.D.5	11	90,17	0,01	26,25	0,0020	0,11
E.D.6	11	87,72	0,01	31,25	0,0024	0,14
E.D.7	12	100,96	0,01	36,25	0,0026	0,15
E.D.8	12	104,05	0,01	41,25	0,0029	0,17
E.D.9	17	157,98	0,02	46,25	0,0030	0,17
E.E.1	9	82,95	0,01	6,25	0,0004	0,02
E.E.2	9	79,07	0,01	11,25	0,0008	0,04
E.E.3	10	80,87	0,01	16,25	0,0012	0,07
E.E.4	10	83,74	0,01	21,25	0,0016	0,09
E.E.5	11	87,98	0,01	26,25	0,0020	0,12
E.E.6	11	86,03	0,01	31,25	0,0024	0,14
E.E.7	12	99,97	0,01	36,25	0,0027	0,15
E.E.8	12	104,31	0,01	41,25	0,0029	0,17
E.E.9	17	160,83	0,02	46,25	0,0030	0,17
E.D.10	9	84,33	0,01	6,25	0,0004	0,02
E.D.11	9	80,59	0,01	11,25	0,0008	0,04
E.D.12	10	82,50	0,01	16,25	0,0012	0,07
E.D.13	10	84,50	0,01	21,25	0,0015	0,09
E.D.14	11	88,44	0,01	26,25	0,0020	0,11
E.D.15	11	85,93	0,01	31,25	0,0024	0,14
E.D.16	12	99,01	0,01	36,25	0,0027	0,15
E.D.17	12	102,26	0,01	41,25	0,0030	0,17
E.D.18	17	156,07	0,02	46,25	0,0031	0,18
E.E.10	9	82,16	0,01	6,25	0,0004	0,02
E.E.11	9	78,59	0,01	11,25	0,0008	0,05
E.E.12	10	80,45	0,01	16,25	0,0012	0,07
E.E.13	10	83,39	0,01	21,25	0,0016	0,09
E.E.14	11	87,65	0,01	26,25	0,0020	0,12
E.E.15	11	85,73	0,01	31,25	0,0025	0,14
E.E.16	12	99,63	0,01	36,25	0,0027	0,15
E.E.17	12	103,95	0,01	41,25	0,0029	0,17
E.E.18	17	160,25	0,02	46,25	0,0030	0,17

13.2. Forças de implantação

Como explicado no item “4.6.1 — O Método da Anulação dos Deslocamentos”; apesar de terem sido encontradas as forças atuantes nos estais (item “12.6 — Redefinição das forças nos estais”), não se pode simplesmente protender os cabos com a força de projeto. Isso porque ao protender um cabo, as forças de protensão nos cabos que foram protendidos anteriormente podem ser atenuadas ou acentuadas devido aos esforços da nova protensão. Para resolver este problema, é preciso montar a matriz de influência de forças.

Para determinar essa matriz, foram colocados em cada coluna, os esforços gerados em cada elemento devido à protensão de um elemento em específico. Por exemplo, na primeira coluna estão os esforços gerados em cada estai ao se protender o estai ED.1. Para transformar em força os valores de variação equivalente de temperatura nos estais, foi utilizada a expressão abaixo:

$$N = \alpha \cdot \Delta T \cdot E \cdot A$$

Sabe-se que o aço utilizado nos estais (CP177-RB) possui $\alpha = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}$ e $E = 19500000 \text{ ton/m}^2$.

A partir daí, aplicou-se a expressão:

$$[P_o] = [P] \cdot [e]^{-1}$$

Vale ressaltar que a determinação das forças de implantação independe da ordem de protensão, devido à sobreposição de efeitos lineares da teoria das estruturas. Em outras palavras, independente da ordem em que os cabos forem protendidos, se forem usadas as forças de implantação, ao final do processo a estrutura estará carregada com o carregamento de projeto. A Tabela 40 apresenta os valores das forças de implantação nos estais e longarinas.

Tabela 40: Forças de implantação

Estai/ Cabo	Cordoalhas [un]	Força inicial [°C]	Força inicial [ton]	A [m²]	Força Final [°C]	Força Final [ton]
E.D.1	9	-249	-65	0,00135	-572	-151
E.D.2	9	-226	-60	0,00135	-708	-186
E.D.3	10	-265	-77	0,00150	-863	-252
E.D.4	10	-261	-76	0,00150	-872	-255
E.D.5	11	-280	-90	0,00165	-900	-290
E.D.6	11	-279	-90	0,00165	-820	-264
E.D.7	12	-301	-106	0,00180	-769	-270
E.D.8	12	-211	-74	0,00180	-553	-194
E.D.9	17	-368	-183	0,00255	-615	-306
E.E.1	9	-249	-65	0,00135	-567	-149
E.E.2	9	-226	-59	0,00135	-703	-185
E.E.3	10	-264	-77	0,00150	-858	-251
E.E.4	10	-261	-76	0,00150	-867	-254
E.E.5	11	-280	-90	0,00165	-896	-288
E.E.6	11	-279	-90	0,00165	-816	-263
E.E.7	12	-300	-105	0,00180	-765	-268
E.E.8	12	-211	-74	0,00180	-550	-193
E.E.9	17	-367	-183	0,00255	-612	-304
E.D.10	9	-250	-66	0,00135	-574	-151
E.D.11	9	-228	-60	0,00135	-711	-187
E.D.12	10	-267	-78	0,00150	-867	-254
E.D.13	10	-261	-76	0,00150	-874	-256
E.D.14	11	-281	-90	0,00165	-901	-290
E.D.15	11	-279	-90	0,00165	-821	-264
E.D.16	12	-301	-106	0,00180	-769	-270
E.D.17	12	-211	-74	0,00180	-553	-194
E.D.18	17	-368	-183	0,00255	-615	-306
E.E.10	9	-250	-66	0,00135	-569	-150
E.E.11	9	-226	-60	0,00135	-704	-185
E.E.12	10	-265	-77	0,00150	-859	-251
E.E.13	10	-261	-76	0,00150	-869	-254
E.E.14	11	-280	-90	0,00165	-897	-288
E.E.15	11	-279	-90	0,00165	-817	-263
E.E.16	12	-300	-105	0,00180	-765	-269
E.E.17	12	-211	-74	0,00180	-550	-193
E.E.18	17	-367	-183	0,00255	-612	-304

13.3. Correção de flecha

Para o dimensionamento dos estais, foi utilizado o Método da Anulação dos Deslocamentos. Esse método consiste em determinar a força atuante em cada um dos estais para que o tabuleiro apresente deslocamentos nulos em seus nós. No entanto, é preciso lembrar que no item “11.2.3 — Terceira Iteração”, foi necessário alterar a protensão recebida pelos estais de índices 2, 8, 11 e 17, para evitar que sua rigidez fosse tal que a passagem do trem-tipo implicasse em alívio desses estais e sobrecarga dos estais adjacentes, de maior rigidez. Além disso, o Método da Anulação dos Deslocamentos não considerou a protensão dos cabos das vigas longarinas. Naturalmente, essa protensão provoca deslocamentos inicialmente não previstos no tabuleiro.

Esses dois fatores fazem com que os nós, que deveriam apresentar deslocamento nulo, não o apresentem, como pode ser visto na Figura 104. Para corrigir esse problema, é necessário realizar controle de flecha. Uma vez que a obra é concretada em fase única, basta que o escoramento seja concebido de forma a anular os deslocamentos previstos. O maior deslocamento foi de 8 milímetros, e a contraflecha necessária pode ser visualizada na Figura 105.

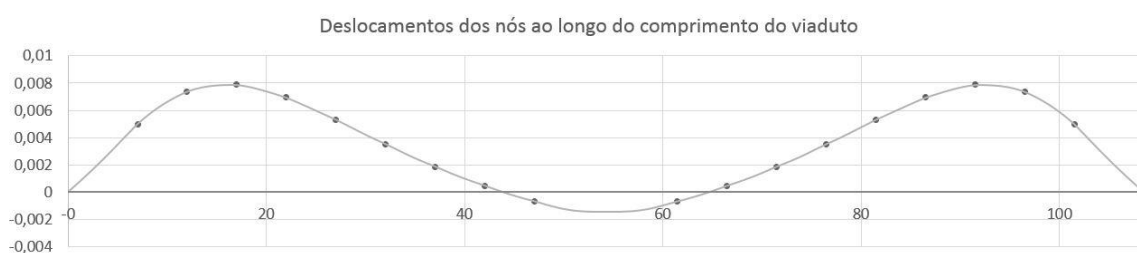


Figura 104: Deslocamentos dos nós ao longo do comprimento do viaduto, em metros
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

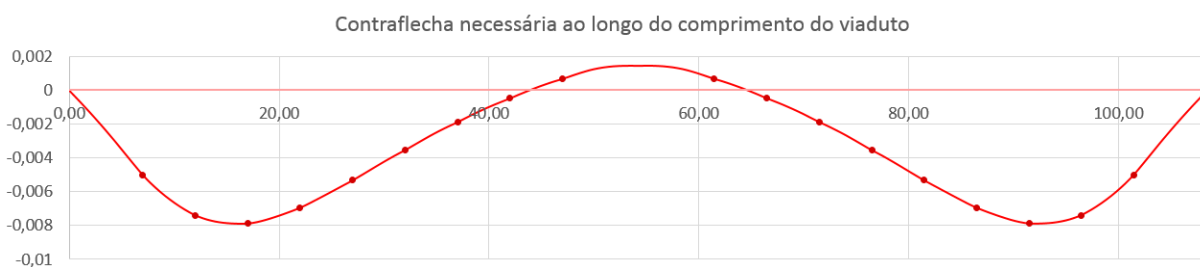


Figura 105: Contraflecha necessária ao longo do comprimento do viaduto, em metros
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

14. Esforços solicitantes nas vigas longarinas

14.1. Esforços solicitantes devido a cada carregamento

As figuras Figura 106 a Figura 116 ilustram os diagramas de momento fletor causados por cada carregamento atuante no viaduto.

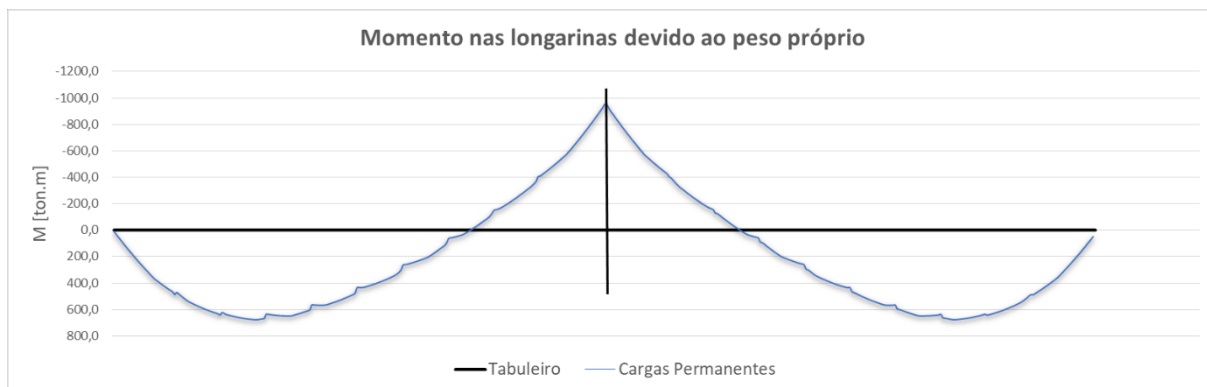


Figura 106: Momento fletor nas vigas longarinas devido ao peso próprio
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

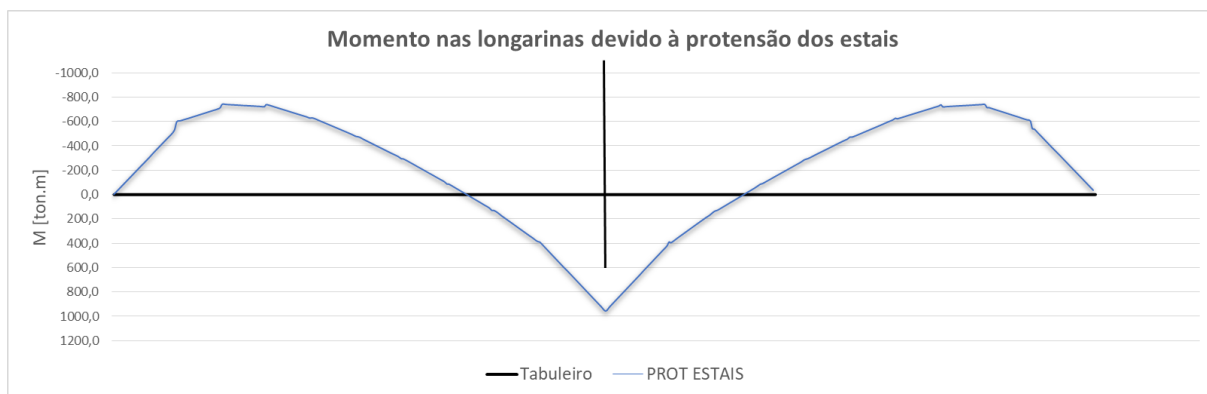


Figura 107: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão dos estais
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

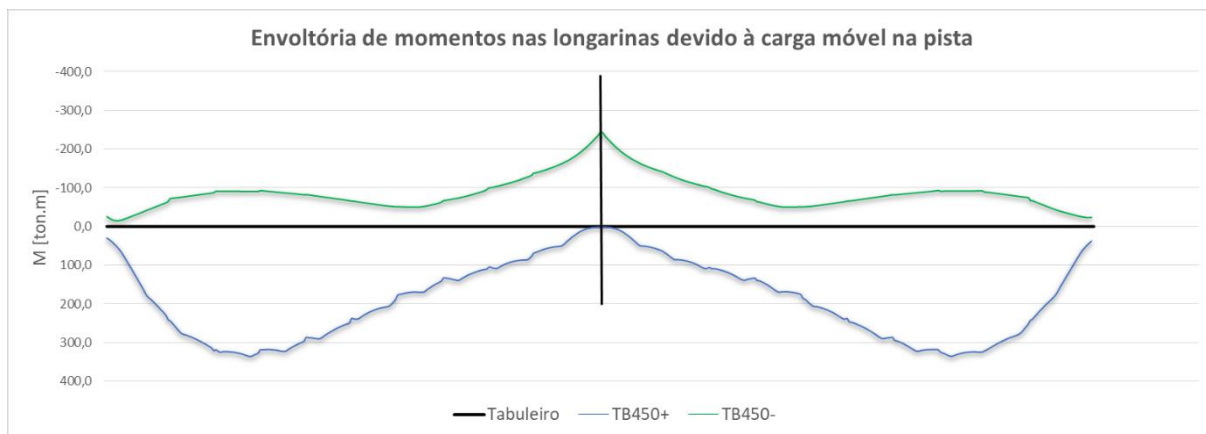


Figura 108: Envoltória de momentos nas longarinas devido à carga móvel na pista
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

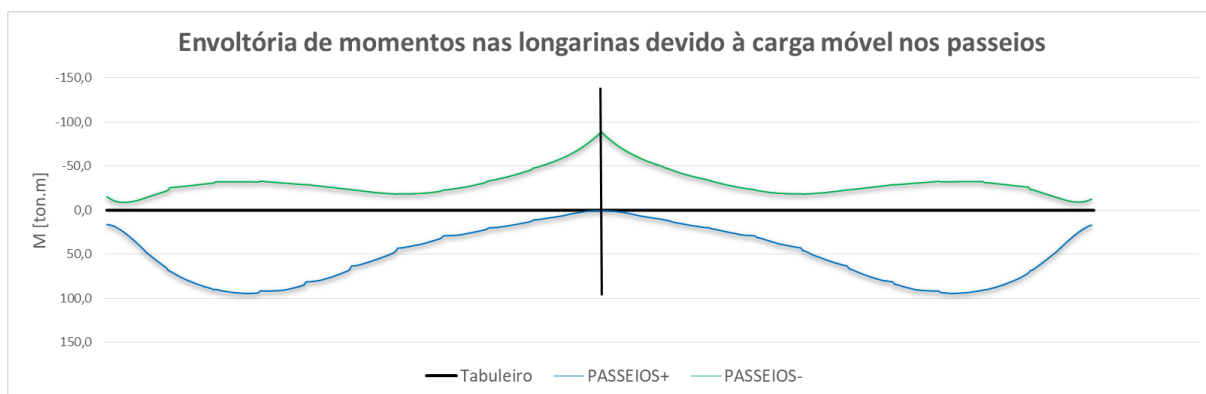


Figura 109: Envoltória de momentos fletores nas longarinas devido à carga móvel nos passeios
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

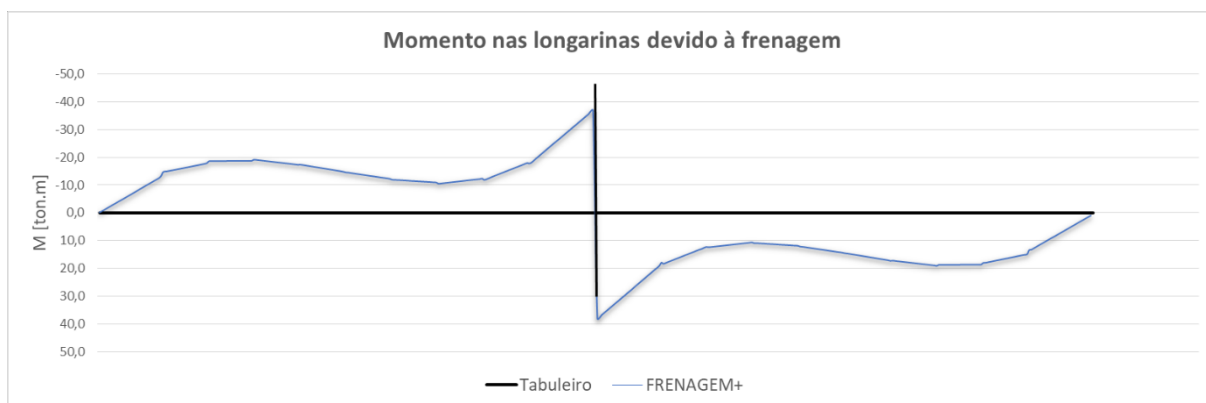


Figura 110: Momentos fletores nas longarinas devido à frenagem dos veículos
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

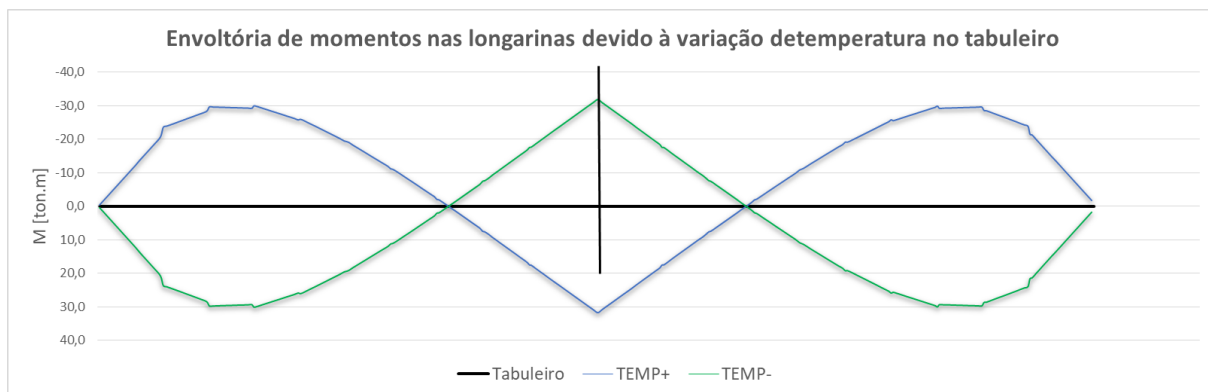


Figura 111: Envolvória de momentos nas longarinas devido à variação de temperatura no tabuleiro ($\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

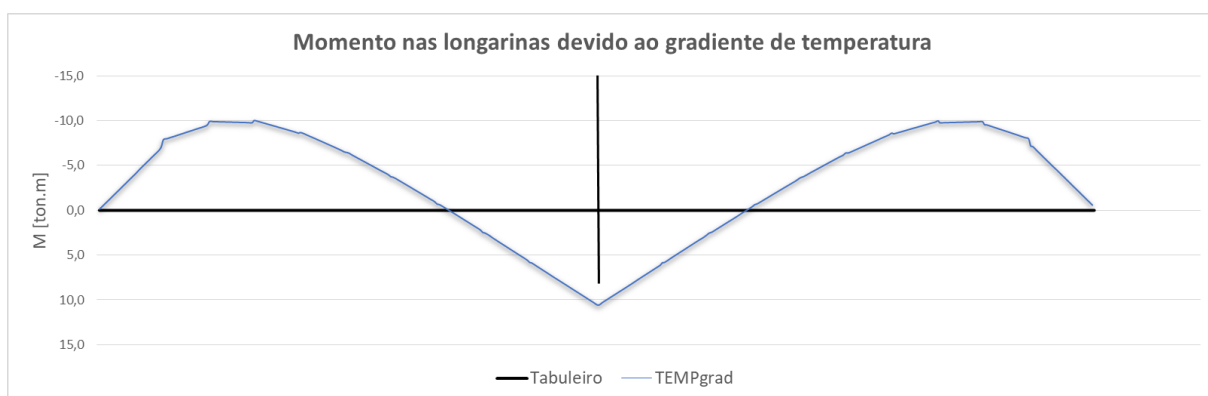


Figura 112: Momento nas longarinas devido ao gradiente de temperatura ($\Delta T = 5^\circ\text{C}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

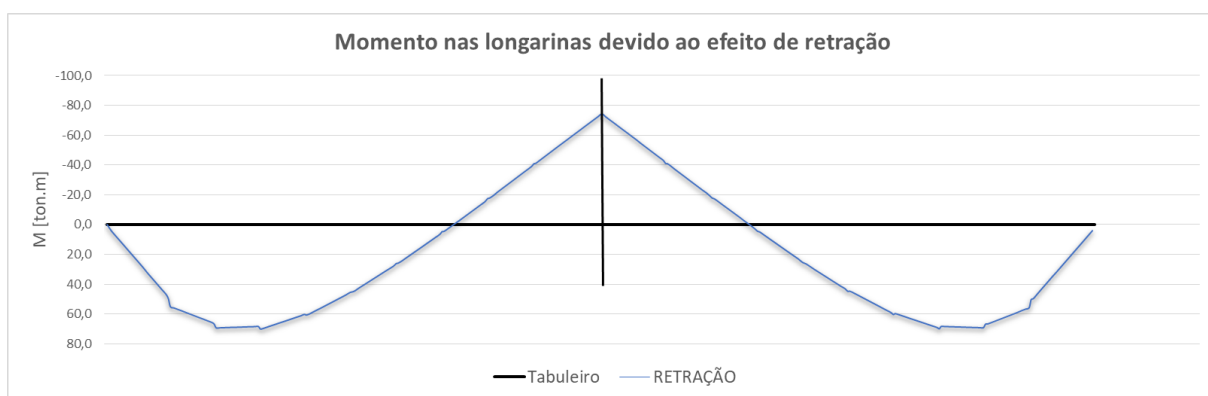


Figura 113: Momento nas vigas longarinas devido ao efeito da retração do concreto ($\epsilon_{cs} = 0,35 \text{ ‰}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

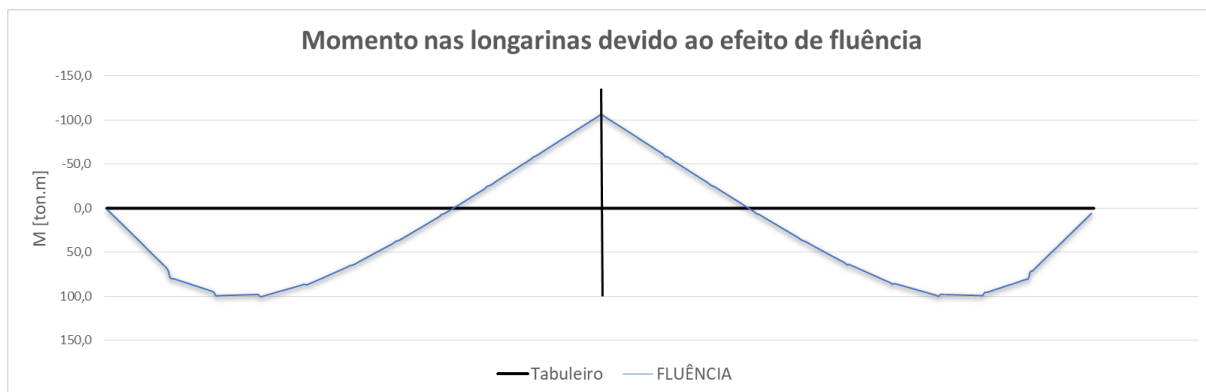


Figura 114: Momento fletor nas vigas longarinas devido ao efeito da fluência ($\epsilon_{cc} = 0,5 \text{ ‰}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

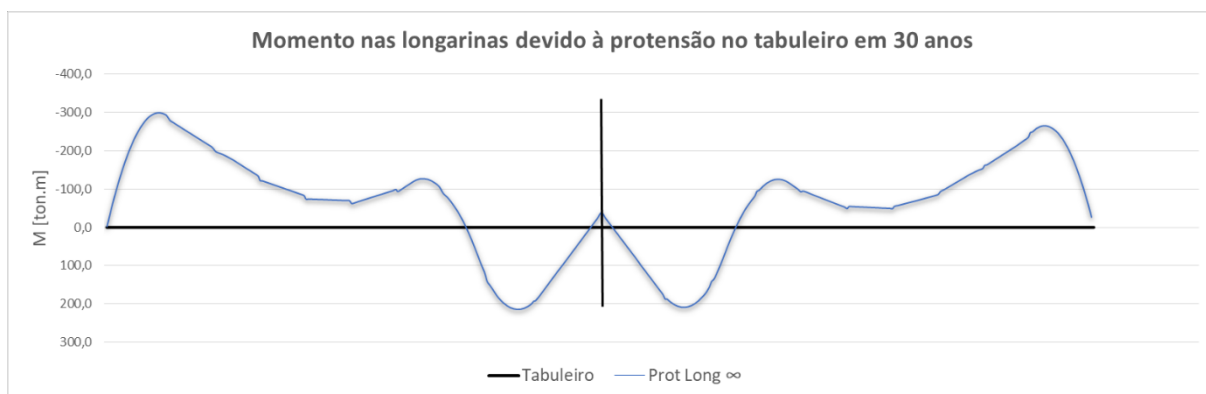


Figura 115: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão no tabuleiro em 30 anos
 ($P=1100\text{ton}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

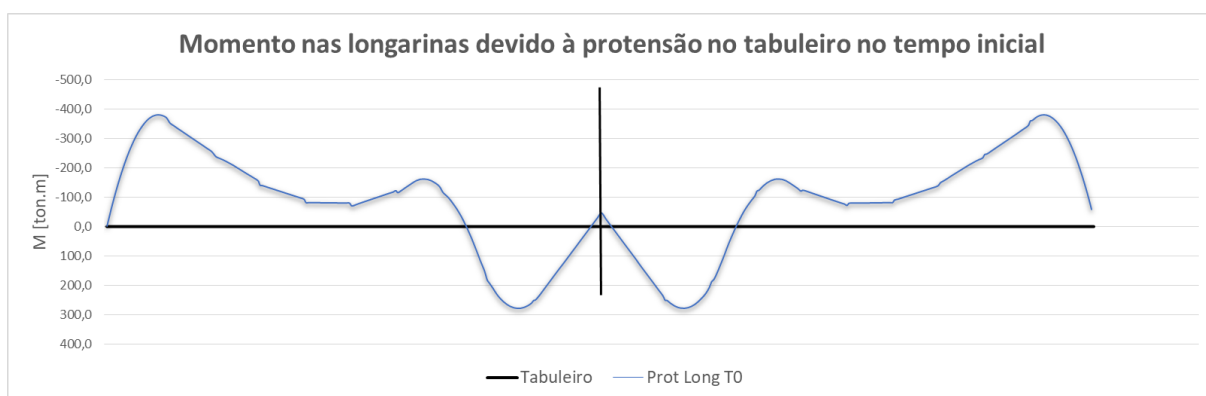


Figura 116: Momento fletor nas vigas longarinas devido à protensão no tabuleiro para o tempo inicial
 ($P=1100\text{ton}$)
 Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

14.2. Esforços solicitantes para montagem das combinações

As figuras ilustram um resumo dos esforços solicitantes causados por carregamentos e combinações de ações sobre as vigas longarinas. A partir deles, é possível montar as combinações de estado limite último e de serviço, para então realizar o dimensionamento e posterior detalhamento dos elementos estruturais.

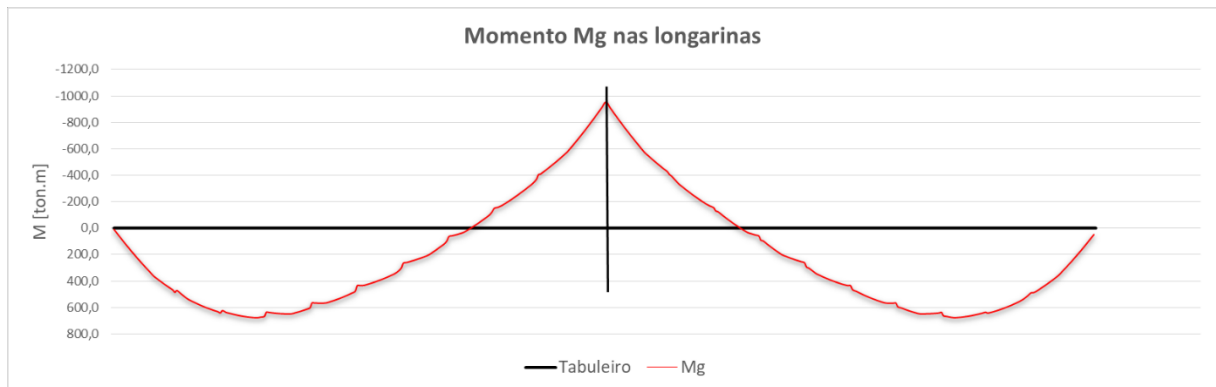


Figura 117: Diagrama de esforços para o peso próprio
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

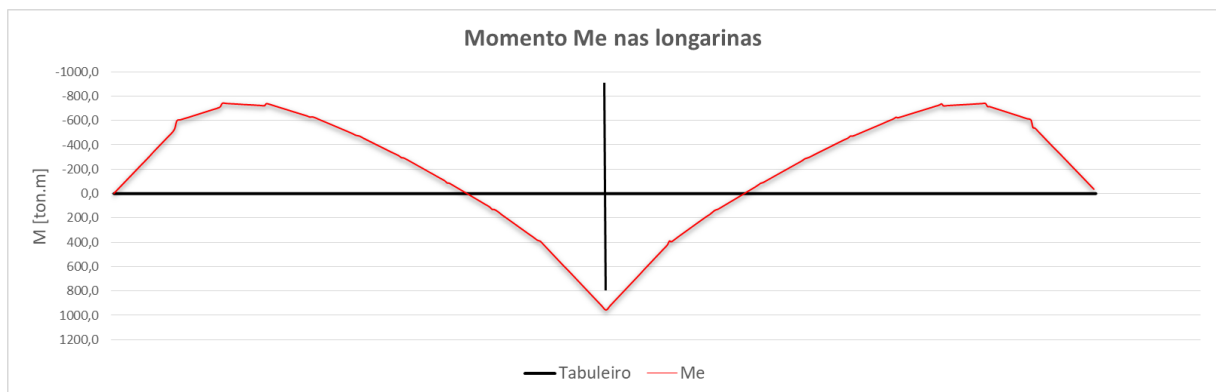


Figura 118: Diagrama de esforços para os carregamentos provocados pelos estais
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

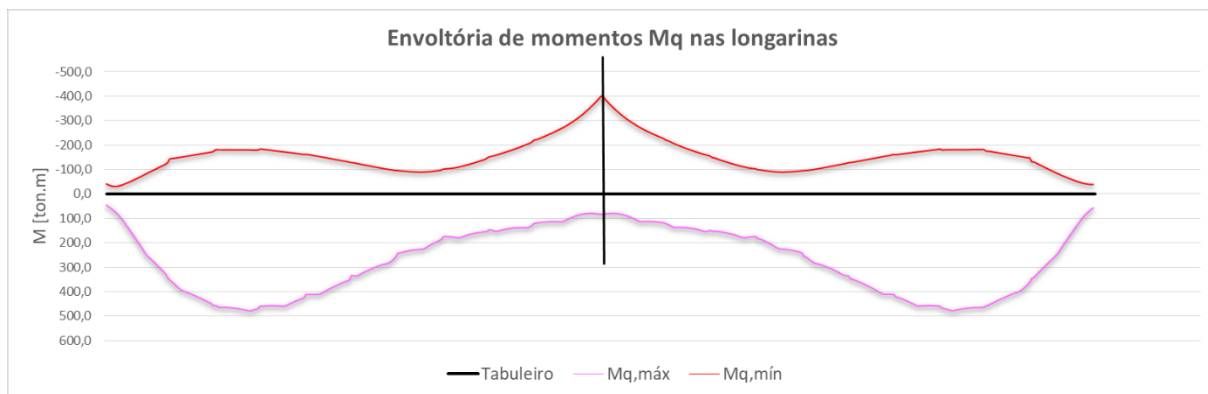


Figura 119: Diagrama de esforços para as combinações de cargas acidentais
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

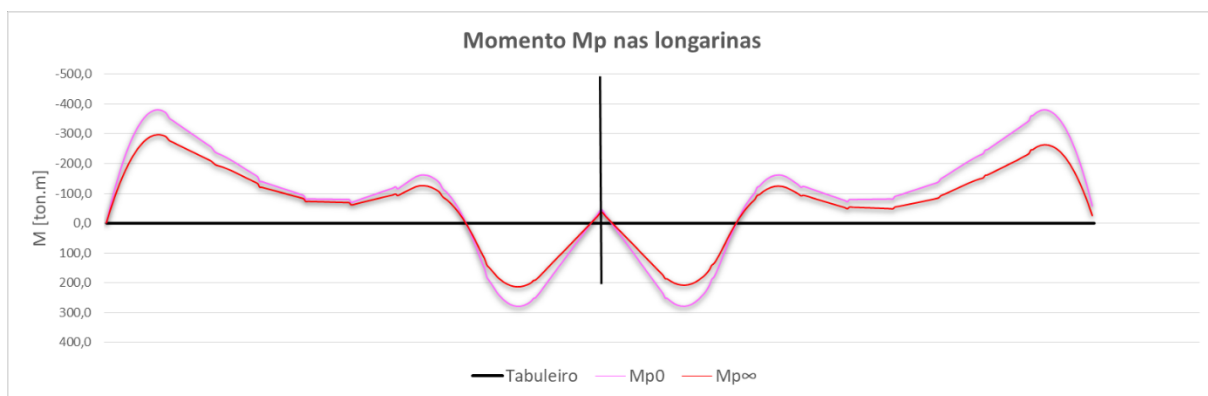


Figura 120: Diagrama de esforços devido à protensão nas vigas longarinas
Fonte: Imagem elaborada pelos próprios alunos

15. Propostas de soluções alternativas

Uma das questões levantadas ao longo do trabalho diz respeito ao motivo da escolha de uma solução estaiada para o viaduto deste estudo de caso. Como foi dito anteriormente, essa solução construtiva costuma ser associada a pontes com vãos muito maiores, dado que seu custo é muito elevado, apesar da melhor eficiência na transmissão dos esforços – por exemplo, a Ponte da ilha Russky, maior ponte estaiada do mundo, com 1104 metros de vão central, 20 vezes maior que o vão neste projeto.

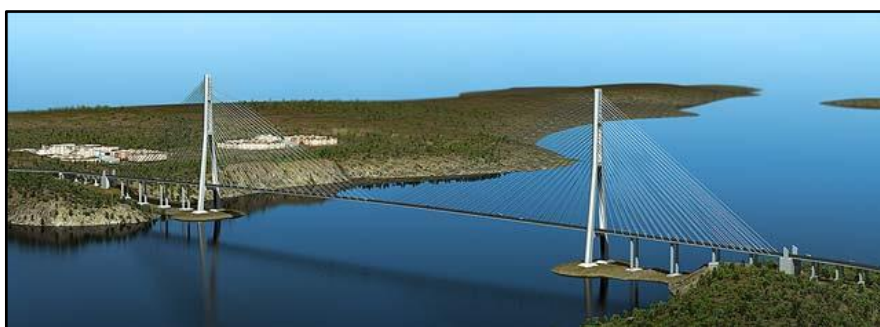


Figura 121: Imagem conceitual da Ponte da ilha Russky
Fonte: (Описание проекта - website da obra da Ponte da Ilha Russky)

Por mais que haja certo exagero ao comparar o viaduto deste trabalho com a maior ponte do mundo, a diferença de tamanho entre vãos é imensa, o que não poderia passar despercebido neste trabalho.

Ao se questionar a empresa responsável pelo projeto estrutural, foi passada a informação de que no projeto geométrico da rodovia já era previsto um tabuleiro estaiado para este viaduto, o que não é uma prática comum para empresas de rodovias, visto que geralmente são os escritórios de estruturas que definem as soluções adotadas. Foi então que chamou atenção o problema do gabarito nas pistas inferiores. Na pista de acesso dos ônibus à rodoviária a diferença de altura entre a cota do projeto geométrico da rodovia e o topo do gabarito rodoviário é de apenas 1,50 metros. Como as pontes estaiadas exigem um tabuleiro relativamente mais baixo se comparados às soluções não suspensas, foi possível que o viaduto tivesse exatamente esta altura de tabuleiro. Outras soluções teriam tabuleiros mais altos, o que implicaria ou a redução do gabarito rodoviário, que poderia ser impossível, ou a mudança no projeto geométrico, alterando algumas cotas e inclinações.

Entretanto, como já discutido neste trabalho, o viaduto é apenas parte de um projeto mais extenso, de mais de 34 km de via. Uma alteração no projeto geométrico afetaria o custo total da obra, fazendo com que houvesse mais movimentação de terra para cotas mais elevadas. Como agravante, essas vias são de BRT, que é um sistema de transporte rápido e que, portanto, não permite que a via possua um greide com grande inclinação, aumentando ainda mais o custo de construção global, propagando o reaterro para distâncias ainda maiores.

Em outras palavras, apesar de o viaduto em si possuir um custo elevado comparado a outras soluções estruturais, a opção por ele reduz o custo global da obra, e este estudo pode ter sido feito pela empresa responsável pela construção da via.

Outro fator que pesa a favor da solução adotada é o apelo arquitetônico. Em se tratando de uma obra de arte especial, o fator estético tem valor significativo na tomada de decisão.

Devido a esses fatores, optou-se por adotar a sugestão da empresa responsável pelo projeto do BRT, e construir o viaduto estaiado.

No entanto, serão discutidas a seguir algumas soluções alternativas para este viaduto, considerando fixo o gabarito rodoviário da pista inferior e aumentando as cotas do projeto geométrico da via, se necessário. Outra premissa adotada nestas soluções foi não alterar a posição dos encontros E.1 e E.2.

Caberia aqui um estudo de viabilidade global para saber se essas soluções seriam realmente competitivas, mas este estudo foge dos objetivos deste trabalho.

15.1. Ponte em grelha com vigas em concreto

Por se tratar de um trecho em tangente e com extensão relativamente baixa, a primeira solução pensada foi a construção de tabuleiros em grelha com vãos iguais, dividindo a extensão de 108,47 metros em 3 vãos de aproximadamente 36 metros. Assim surge o primeiro conflito: para esta configuração, um dos pilares invadiria parte da avenida Barão de Itapura, sob o tabuleiro. Para evitar esta incompatibilidade, os apoios foram reposicionados para resultarem em vãos de aproximadamente 38 m, 36 m e 34 m, respectivamente, como mostra a Figura 122.

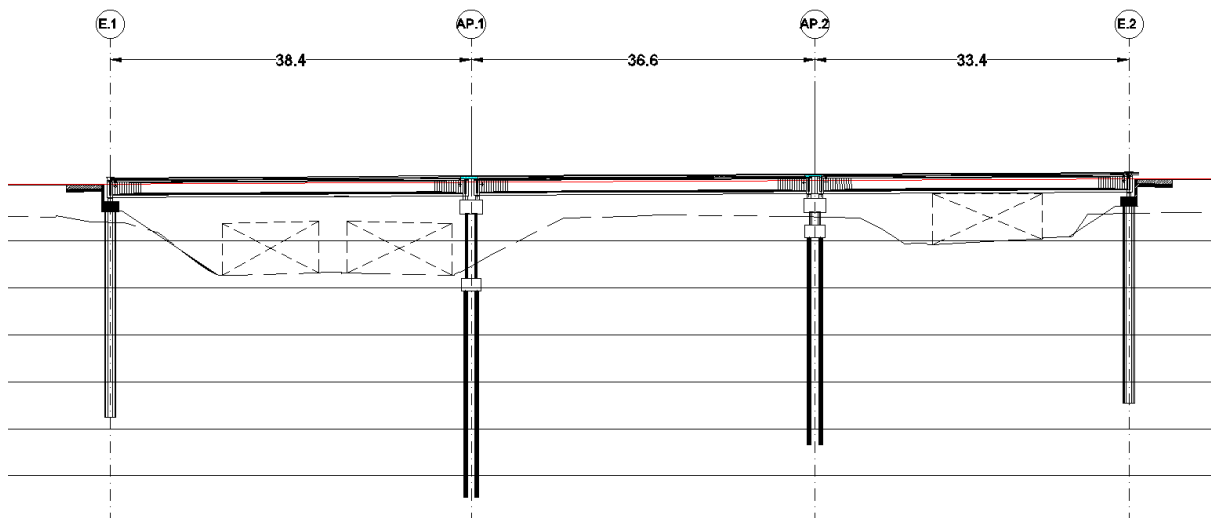


Figura 122: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas em concreto protendido
 Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

Apesar de os vãos não serem iguais, pensou-se em utilizar vãos com a menor variação possível de comprimento entre vigas adjacentes, para que se pudesse utilizar uma solução com laje de continuidade. Como o nome sugere, esta solução consiste em dar continuidade aos tramos da laje de um tabuleiro até o seu adjacente por meio de uma concretagem posterior da laje entre os dois tabuleiros.

Esta solução permite a eliminação das juntas entre os tabuleiros, o que contribui com o conforto dos usuários ao passar sobre o viaduto, como também elimina a necessidade de manutenção de juntas, o que costuma causar transtornos pela necessidade de interdição da via. Esta solução garante a estanqueidade do tabuleiro com um custo muito semelhante ao de não a adotar, uma vez que requer pouca fôrma e armação a mais, além de possuir fácil execução.

A ordem de grandeza da relação entre os momentos de inércia da laje e do tabuleiro em grelha costuma ser da ordem de 1/1000 (LIMA, 2013), resultando em um elemento considerado bi engastado armado numa só direção. Todos os esforços são provenientes das rotações e recalques diferenciais entre os tabuleiros adjacentes devido às cargas permanentes e acidentais após a concretagem da laje de continuidade, que determinam os esforços máximos que devem ser resistidos pela laje em situação crítica (laje dimensionada à flexo-tração).

Sendo assim, para que o projeto seja otimizado, os vãos devem possuir comprimentos semelhantes, e a laje deve ser concretada na última etapa possível de obra, reduzindo os recalques e rotações relativos entre vãos adjacentes após a concretagem desta.

É imprescindível frisar que o tabuleiro continua sendo concebido como uma sequência de elementos bi apoiados. Isso se deve ao fato de que a baixa rigidez da laje quando comparada ao restante do tabuleiro não mobiliza momento fletor suficiente a ponto de garantir a continuidade entre os tabuleiros.

Para uma solução econômica em grelha, costuma-se pré-dimensionar a altura das vigas em concreto protendido em um vigésimo do comprimento do vão entre os apoios. Ou seja, para este caso, estima-se que a altura das vigas em aproximadamente 1,90 metros, mais 0,20 metros de laje, totalizando 2,10 metros de altura na grelha, com 60 cm de diferença entre a altura da solução estaiada escolhida.

Os aparelhos de apoio, neste caso, poderiam ser de neoprene fretado, a fim de garantir uma solução mais econômica.

15.2. Ponte em grelha com vigas metálicas em três vãos

Outra possível solução econômica para a concepção deste viaduto seria uma ponte mista de concreto e aço.

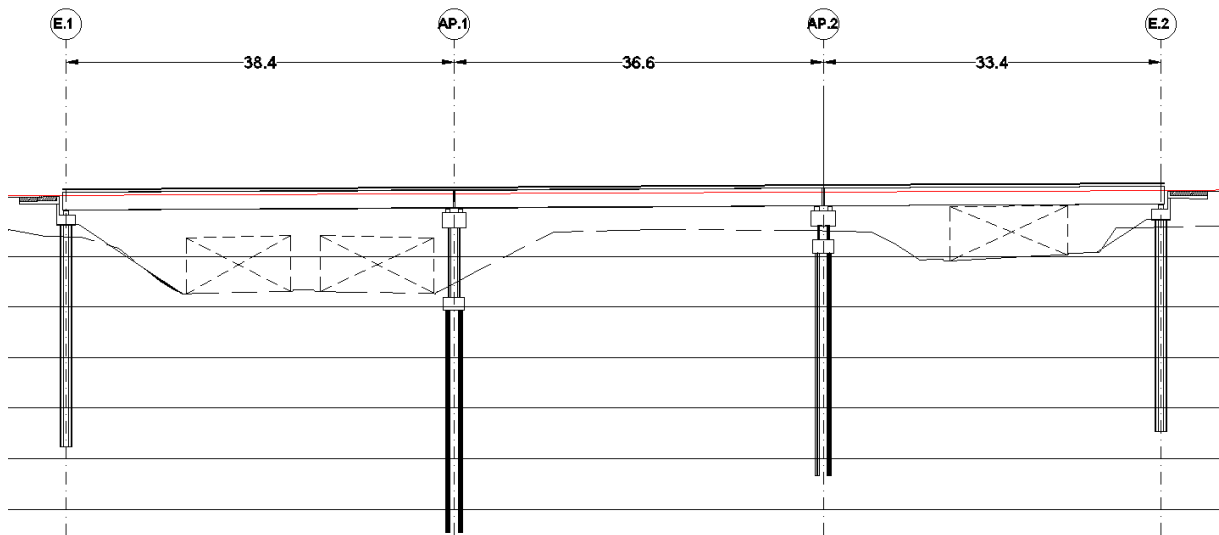


Figura 123: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas metálicas em dois vãos
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

Para este sistema estrutural também se considera uma altura ótima de projeto da ordem de grandeza de um vigésimo da distância entre dois pontos, o que levaria a uma solução muito semelhante à adotada anteriormente.

Entretanto, esta solução foi proposta por dois motivos principais. O primeiro deles seria obter um estudo comparativo entre as duas soluções. O segundo foi porque é possível diminuir a altura das vigas longarinas, em ambas as propostas, aumentando o número de vigas, tanto longarinas quanto transversinas, no tabuleiro. Isso poderia levar a um projeto não econômico quando comparado a outras pontes em grelha, porém mais econômico se comparado a uma solução estaiada, e com uma diferença entre a cota do greide e a cota do viaduto acabado mais próxima, ou mesmo igual a 1,5 metros. No entanto, longarinas com menor altura requerem taxas de armação mais elevadas, dado que elas não só perdem altura de braço para resistir aos momentos fletores, como também a altura pode limitar o número de cabos de protensão que a seção no apoio resiste.

Assim, com elevadas taxas de armadura, é possível que esta solução se mostre mais atraente perante uma ponte em grelha com vigas em concreto protendido.

15.3. Ponte em grelha com vigas metálicas em dois vãos

A terceira solução é muito semelhante à segunda. Trata-se de uma ponte em grelha com vigas metálicas, mas com a diferença de possuir apenas um apoio intermediário, como mostra a Figura 124.

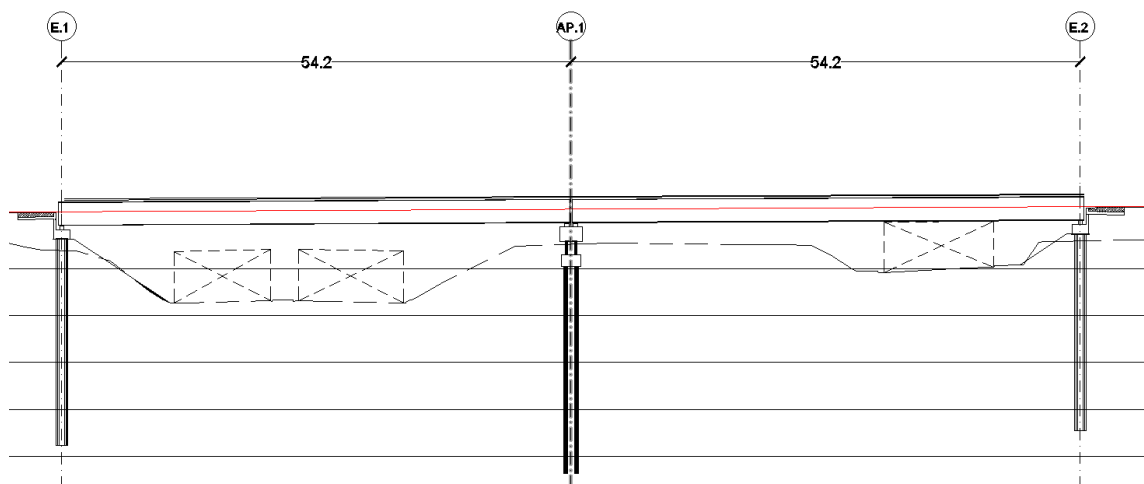


Figura 124: Proposta de solução alternativa em grelha com vigas metálicas em dois vãos
Fonte: Imagem elaborada pelos alunos por meio do software AutoCAD

Esta solução parte do princípio de que pontes em grelha com vigas metálicas podem ser usadas em vãos maiores, da ordem de grandeza de até 60 metros. Isso posto, para um dimensionamento econômico de uma ponte em grelha a altura total do tabuleiro seria ainda maior. Entretanto, como visto anteriormente, pode-se estudar a possibilidade de aumentar o número de longarinas e transversinas para reduzir esta altura e comparar os resultados com a solução estaiada.

A principal vantagem dessa solução, quando comparada à anterior, é a possibilidade de ampliação futura, tanto da avenida quanto do acesso dos ônibus à rodoviária, o que pode ser necessário ao longo de sua vida útil.

16. Conclusão

Como foi explicado no item “4.1 — Breve histórico”, a construção de pontes e viadutos é uma tarefa que acompanha a humanidade há milênios. Hoje, o conhecimento acumulado ao longo de todo esse período permite projetos cada vez mais arrojados, seguros e econômicos. Esse desenvolvimento fez com que a concepção dessas obras de arte se tornasse uma tarefa cada vez mais multidisciplinar.

Como foi visto, é fundamental pensar no método construtivo a ser utilizado e sua relação com o contexto que envolve a obra: prazos, orçamento, disponibilidade do material, limitações de vão, limitações impostas pelo local (por exemplo, se o viaduto cruza uma via movimentada, ou um terreno muito íngreme, etc.), dentre outros fatores. A escolha do método construtivo é a etapa mais importante da concepção da obra; por este motivo, sentiu-se a necessidade de abordá-la, tanto na Revisão Bibliográfica, como também no item “15 — Proposta de soluções alternativas”, referente ao Estudo de Caso.

Para o engenheiro projetista de estruturas, o conhecimento do comportamento dos sistemas estruturais é crucial. Assim, foi reservado um item na Revisão Bibliográfica para este tema (item “5 — Comportamento estrutural de alguns tipos de superestrutura”). Além disso, ao longo do desenvolvimento do Estudo de Caso, houve a preocupação de justificar as escolhas e hipóteses baseadas no comportamento físico da estrutura, uma vez que de nada adianta o cálculo em si, se os engenheiros projetistas não dispuserem de um conhecimento sólido a respeito do comportamento daquilo que está sendo projetado.

Com relação ao Estudo de Caso, que trata de um viaduto estaiado feito sobre cimbramento fixo, destacam-se alguns métodos analíticos. Primeiro, o Método da Anulação dos Deslocamentos empregado para obtenção dos valores das forças nos estais e para ajuste da catenária destes. Também muito importante é o estudo da protensão das longarinas, desde a escolha do tipo de protensão utilizada até a verificação das perdas (imediatas e progressivas) e dos estados limites de serviço. É necessário frisar, no entanto, que sendo este um trabalho acadêmico, e não um projeto real, tais análises foram feitas com algumas simplificações necessárias para

seu andamento. A título de exemplo, o cimbramento foi assumido como indeformável; o que não caberia num projeto real. Além disso, esse trabalho considerou os estais posicionados e tensionados antes da protensão das vigas longarinas, ao contrário do que ocorreu na obra real. Assim, essa protensão não influenciou na matriz de forças de implantação; e o tensionamento dos estais precisou ser considerada em todas as verificações de protensão nas longarinas, de modo que essa sequência construtiva permitiria um estudo mais completo sobre o comportamento de obras de arte estaiadas sobre cimbramento fixo. Considera-se, no entanto, que tais simplificações não trouxeram prejuízo aos objetivos do trabalho.

Em resumo, pode-se afirmar que este trabalho foi bastante proveitoso e cumpriu com o seu objetivo, pois permitiu não só consolidar e ampliar o conhecimento em estruturas adquirido ao longo do curso de graduação, como também possibilitou sua aplicação em um caso prático real. A partir do estudo de caso de uma obra com algumas simplificações, foi possível perceber a importância, para os engenheiros de estruturas, de um sólido conhecimento no que tange a métodos construtivos e comportamento estrutural das obras projetadas.

IV. Referências Bibliográficas

- AGEORGES, S. (s.d.). *1855, exposition universelle des produits de l'agriculture, de l'industrie et des beaux-arts*. Acesso em 2019 de Maio de 6, disponível em <<http://www.expositions-universelles.fr/1855-exposition-universelle-paris.html>>
- ARAÚJO, J. d. (Maio de 2013). Dimensionamento à torção de vigas de concreto armado. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, 13(21), 1-11.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). NBR7188:2013 Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). *NBR6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento*. Rio de Janeiro.
- BARROS, P. M. (Março de 2002). Apostila de Fundações. EPUSP.
- BASTOS, P. S. (Fevereiro de 2015). Flexão normal simples - vigas; Notas de aula da Disciplina 2117 - Estruturas de Concreto I. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista (UNESP), campus de Bauru/SP. Acesso em 6 de Maio de 2019, disponível em <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf>>
- BASTOS, P. S. (Abril de 2017). Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante; Notas de aula da disciplina 2323 - Estruturas de Concreto II. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista (UNESP), campus de Bauru/SP. Acesso em 6 de Maio de 2019, disponível em <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Cortante.pdf>>
- BASTOS, P. S. (Junho de 2017). Torção em Vigas de Concreto Armado; Notas de aula da Disciplina 2323 - Estruturas de Concreto II. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Campus de Bauru/SP. Acesso em 6 de Maio de 2019, disponível em <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Torcaao.pdf>>
- BBC News. (23 de Outubro de 2018). *Os números que revelam grandiosidade da maior ponte marítima do mundo, inaugurada na China*. Acesso em 9 de Junho de 2019, disponível em <<https://www.bbc.com/portuguese/geral-45950724>>

- Blog SH. (24 de Agosto de 2015). *O que é o método Balanço Sucessivo?* Acesso em 22 de Maio de 2019, disponível em <<https://www.sh.com.br/blog/2015/o-que-e-o-metodo-balanco-sucessivo/>>
- CARVALHO, G. (21 de Março de 2019). *Ponte da Rua Padre Cícero recebe vigas de concreto pré-moldadas*. Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em Prefeitura de Imperatriz: <<https://www.imperatriz.ma.gov.br/noticias/infraestrutura/ponte-da-rua-padre-cicero-recebe-vigas-de-concreto-pre-moldadas.html>>
- CAVALCANTE, G. H. (2016). Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes. Maceió-AL: Universidade Federal de Alagoas.
- CONNOR, C. O. (1975). *Pontes - Superestruturas* (Vol. 1). Livros Técnicos e Científicos S.A. Editora da Universidade de São Paulo.
- CSI Portugal. (s.d.). *SAP2000*. Acesso em 17 de Novembro de 2019, disponível em <<https://www.csiportugal.com/software/2/sap2000#>>
- CUNHA, J. C. (2012). *A história das construções, volume 3 - Das construções olmecas, no México, às revelações de Pompeia*. Belo Horizonte: Autêntica Editora.
- EL DEBS, M. K., & TAKEYA, T. (2007). Introdução às Pontes de Concreto. São Carlos-SP: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas.
- EMDEC - Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas S/A. (s.d.). *Rapidão Campinas*. Acesso em 25 de Março de 2019, disponível em <<http://www.emdec.com.br/eficiente/sites/portalemdec/pt-br/site.php?secao=rapidao-brt-campinas&>>
- ESPIL, M. U., & SCHERER, B. (23 de Agosto de 2016). Acesso em 19 de Abril de 2019, disponível em Pilastro: <<http://pilastro.weebly.com/blog>>
- FARIA, R. (Agosto de 2006). *Segmentos empurrados*. Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em Técnica: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/113/artigo286064-1.aspx>>

- FERRAZ, A. M. (2009). Dimensionamento Ótimo de Pontes Mistas Rodoviárias de Pequeno Vão (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Portugal).
- FERREIRA JÚNIOR, P. N. (s.d.). *Ressonância: O curioso caso da ponte Tacoma Narrows!* Acesso em 9 de Junho de 2019, disponível em Portal Educação: <<https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/conteudo/ressonancia/41429>>
- FIB - Fédération Internationale du Béton. (Janeiro de 2005). Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. *Bulletin 30*. Stuttgart, Alemanha: Sprint-Digital-Druck.
- GIMSING, N. J., & GEORGAKIS, C. T. (2012). *Cable supported bridges: concept and design* (3ª ed.). John Wiley & Sons, Ltd.
- GUSMÃO FILHO, J. d. (2003). *Fundações de pontes: hidráulica e geotécnica*. Recife: Ed. Universitária da UFPE.
- HARDMAN, B. (25 de Abril de 2012). *As 25 Pontes Mais Incríveis do Mundo*. Fonte: Revista 7: <<https://7revista.wordpress.com/2012/04/25/as-25-pontes-mais-incriveis-do-mundo/>>
- JI News. (2 de Setembro de 2016). *Lajes são instaladas para construção de passarela da BR-101*. Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em <<http://jinews.com.br/noticia/lajes-sao-instaladas-para-construcao-de-passarela-da-br-101>>
- KAEFER, L. (Dezembro de 1998). A Evolução do Concreto Armado. *PEF 5707 - Concepção, projeto e realização das estruturas: aspectos históricos - 1998.3*. São Paulo. Acesso em 1 de Maio de 2019, disponível em <<http://www.lem.ep.usp.br/pef605/HistoriadoConcreto.pdf>>
- LEONHARDT, F. (1979). *Construções de concreto, v. 6: princípios básicos da construção de pontes de concreto*. Rio de Janeiro: Editora Interciência.
- LEONHARDT, F. (Dezembro de 1979). Pontes estaiadas para vãos longos. *Revista Estrutura*, 7-43.

- LIMA, N. A. (2013). Lajes de continuidade evitam inconvenientes das juntas de dilatação em obras de arte. *PINI - Infraestrutura Urbana*.
- LINDENBERG NETO, H. (2006). *Ponte de Coalbrookdale*. Acesso em 9 de Junho de 2019, disponível em Estruturas: conceitos fundamentais e histórico: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>>
- LINDENBERG NETO, H. (2006). *Ponte Firth or Forth*. Acesso em 2019 de Junho de 9, disponível em Estruturas: conceitos fundamentais e histórico: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/Pff.htm>>
- LOBATO, R. (s.d.). Sistemas estruturais: pontes pênséis e estaiadas (apresentação para disciplina Estruturas de Pontes). Universidade Federal do Mato Grosso do Sul, Campus Sinop-MS, Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas, Curso de Engenharia Civil. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em <http://sinop.unemat.br/site_antigo/prof/foto_p_downloads/fot_12114aula_04_pdf.Aula_04.pdf>
- LUCENA, A. (19 de Janeiro de 2018). *TUDO o que você precisa saber sobre pontes estaiadas - e as possíveis causas do acidente na Colômbia*. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em Engenharia 360: <<https://engenharia360.com/tudo-o-que-voce-precisa-saber-sobre-pontes-estaiadas-e-as-possiveis-causas-do-acidente-na-colombia/>>
- MARQUES, J. (1 de Janeiro de 2019). *Campinas terá viaduto estaiado para BRT*. Acesso em 25 de Março de 2019, disponível em Diário do Transporte: <<https://diariodotransporte.com.br/2019/01/01/campinas-tera-viaduto-estaiado-para-o-brt/>>
- Meu Canto no Mundo. (20 de Julho de 2017). *As 20 pontes que todo mundo deveria conhecer antes de morrer!* Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em <<http://meucantonomundo.com/20-pontes-que-todo-mundo-deveria/>>
- Mobilidade Sampa. (24 de Março de 2018). *CPTM inicia testes com trens na Linha 13-Jade e operação assistida inicia no dia 31*. Acesso em 19 de Junho de 2019, disponível em <<https://mobilidadesampa.com.br/2018/03/cptm-inicia-testes-com-trens-na-linha-13-jade-e-operacao-assistida-inicia-no-dia-31/>>

- O Globo. (4 de Dezembro de 2012). *Ponte do Saber ganha iluminação monumental*. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em <<https://oglobo.globo.com/rio/ponte-do-saber-ganha-iluminacao-monumental-6922164>>
- PFEIL, W. (1978). *Concreto armado: dimensionamento* (3ª ed. rev. e atual. ed.). Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
- Portal Badra. (16 de Agosto de 2013). Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em RODOANEL: Nova tecnologia vai acelerar construção do Trecho Leste: <<http://potynet.blogspot.com/2013/08/rodoanelnova-tecnologia-vai-acelerar.html>>
- Post-Tensioning Institute. (Fevereiro de 2001). Recommendations For Stay Cable Design, Testing And Installation. *PTI Guide Recommendations*. EUA.
- PRANDI, J. (s.d.). *Ponte Aracaju-Barra dos Coqueiros*. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em Mega Engenharia: <<https://megaengenharia.blogspot.com/2012/10/ponte-aracaju-barra-dos-coqueiros.html>>
- Precon Pré-Fabricados. (s.d.). Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em Pré Fabricados - Passarelas: <<https://preconprefabricados.com.br/pre-fabricado-de-concreto-nossos-produtos/pecas-customizadas/>>
- Prefeitura de Campinas. (9 de Abril de 2019). *Obras do viaduto estaiado do Corredor BRT estão 80% concluídas*. Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em <<http://www.campinas.sp.gov.br/noticias-integra.php?id=36111>>
- Protende. (s.d.). Armaduras de Protensão. Acesso em 18 de Novembro de 2019, disponível em <http://protende.engenharia.ws/PROTENDE_ARMADURAS_DE_PROTENS%C3%83O.pdf>
- REIS, J. M., LIMA, J. d., MACHADO, S. T., & FORMIGONI, A. (Setembro/Dezembro de 2013). Bus Rapid Transit (BRT) como solução para o transporte público de passageiros na cidade de São Paulo. *INOVAE - Journal of Engineering and Technology Innovation*, 1(1), 83-98.

- SANTOS, A. (s.d.). *Há 30 anos, ruía ponte-referência para a engenharia*. Acesso em 9 de Junho de 2019, disponível em Cimento Itambé: <<https://www.cimentoitambe.com.br/ha-30-anos-ruia-ponte-referencia-para-a-engenharia/>>
- SBC Trans - Mobilidade Urbana. (7 de Maio de 2014). *Pontes da história e do mundo*. Acesso em 4 de Junho de 2019, disponível em <<https://mobilidadehumana.wordpress.com/2014/05/07/pontes-da-historia-e-do-mundo/>>
- SETRA - Service D'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes. (Novembro de 2001). Haubans - Recommendations de la comissão interministerielle de la précontrainte. França.
- SILVER, P., MCLEAN, W., & EVANS, P. (2003). *Sistemas Estruturais*. (J. SANTANA, & V. PIGNATTA, Trads.) São Paulo: Blucher.
- STUCCHI, F. R. (2006). PEF-2404 Pontes e Grandes Estruturas (Notas de Aula). 100. São Paulo, São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Estruturas e Fundações.
- STUCCHI, F. R., & SKAF, K. J. (2009). Métodos construtivos 3 (Apresentação da disciplina PEF 2404- Pontes e Grandes Estruturas). Acesso em 27 de Maio de 2019, disponível em <<http://www.lem.ep.usp.br/PEF2404/Metodos%20construtivos%203.pdf>>
- Tribuna de Jundiaí. (29 de Janeiro de 2018). *Alckmin vem a Jundiaí vistoriar 'viaduto do beijo' nesta terça*. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em <<https://tribunadejundiai.com.br/noticias/cidades/jundiai/2103-alckmin-vem-a-jundiai-vistoriar-viaduto-do-beijo-nesta-terca>>
- Ulma Group. (s.d.). *Balanco sucessivo para pontes CVS*. Acesso em 22 de Maio de 2019, disponível em <<https://www.ulmaconstruction.com.br/pt-br/formas-e-escoramentos/formas-e-escoramentos-pontes/balanco-sucessivo-pontes-cvs>>
- Ulma Group. (s.d.). *Obras - Pontes e Viadutos: Rodovia S69 Bielsko Biala - Żywiec – Zwardoń, Polônia*. Acesso em 3 de Junho de 2019, disponível em <<https://www.ulmaconstruction.com.br/pt-br/projetos-construcao/pontes-viadutos/rodovia-s69-polonia>>

VASCONCELOS, A. C. (1985). O Concreto no Brasil: recordes, realizações, história. São Paulo: Copiare.

VELLOSO, D. A., & R., L. F. (2002). *Fundações (Volume 2)*. Rio de Janeiro: COPPE.

VELLOSO, D. A., & R., L. F. (2009). *Fundações (Volume 1)*. São Paulo: Oficina de Textos.

Описание проекта - website da obra da Ponte da Ilha Russky. (s.d.). Acesso em 30 de Outubro de 2019, disponível em <<http://www.rusmost.ru/about/>>