



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
PRÓ-REITORIA DE ENSINO DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

FRANCISCO XAVIER GOMES PANTOJA JUNIOR

**ROTEIRO DE MODELAGEM PARA PONTES EM VIGAS DE CONCRETO COM
MÚLTIPLOS VÃOS BIAPOIADOS E LAJES DE CONTINUIDADE ATRAVÉS DO
SOFTWARE SAP 2000.
ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE O CANAL DO JANDIÁ.**

**MACAPÁ-AP
2023**

FRANCISCO XAVIER GOMES PANTOJA JUNIOR

**ROTEIRO DE MODELAGEM PARA PONTES EM VIGAS DE CONCRETO COM
MÚLTIPLOS VÃOS BIAPOIADOS E LAJES DE CONTINUIDADE ATRAVÉS DO
SOFTWARE SAP 2000.
ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE O CANAL DO JANDIÁ.**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador (a): Prof. Me Adenilson Costa de Oliveira

**MACAPÁ-AP
2023**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central/UNIFAP-Macapá-AP
Elaborado por Cristina Fernandes – CRB-2 / 1569

P198 Pantoja Junior, Francisco Xavier Gomes.

Roteiro de modelagem para pontes em vigas de concreto com múltiplos vãos biapoiados e lajes de continuidade através do software SAP 2000. Estudo de caso: ponte sobre o canal do Jandiá. / Francisco Xavier Gomes Pantoja Junior. - Macapá, 2023.

1 recurso eletrônico. 134 folhas.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal do Amapá, Engenharia Civil, Macapá, 2023.

Orientador: Adenilson Costa de Oliveira.

Modo de acesso: World Wide Web.

Formato de arquivo: Portable Document Format (PDF).

1. Pontes em viga. 2. Modelagem computacional. 3. SAP 2000. I. Adenilson Costa de Oliveira, orientador. II. Universidade Federal do Amapá. III. Título.

CDD 23. ed. – 721.0447

Francisco Xavier Gomes Pantoja Junior. Roteiro de modelagem para pontes em vigas de concreto com múltiplos vãos biapoiados e lajes de continuidade através do software SAP 2000. Estudo de caso: ponte sobre o canal do Jandiá.. Orientador: Adenilson Costa de Oliveira. 2023. 134 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Engenharia Civil. Universidade Federal do Amapá, Macapá, 2023.

FRANCISCO XAVIER GOMES PANTOJA JUNIOR

**ROTEIRO DE MODELAGEM PARA PONTES EM VIGAS DE CONCRETO COM
MÚLTIPLOS VÃOS BIAPOIADOS E LAJES DE CONTINUIDADE ATRAVÉS DO
SOFTWARE SAP 2000.
ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE O CANAL DO JANDIÁ.**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador (a): Prof. Me Adenilson Costa de Oliveira

Defesa em: ____/____/____

Conceito obtido: _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me Adenilson Costa de Oliveira
Professor Orientador - UNIFAP

Prof. Me. Jair José dos Santos Gomes
Examinador Interno – UNIFAP

Prof. Me. José Vitor Borges de Assis
Examinador Interno – UNIFAP

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à mulher mais incrível e mais resistente que pode existir no universo, que é a minha maior inspiração e que foi capaz de consumir a sua vida para que hoje eu estivesse concluindo a graduação. Para ela nunca vai existir nada impossível, pois a sua fé é infinitamente maior que qualquer problema – minha mãe **Gracinha**.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que é o maior e melhor calculista que já existiu. Um dia Ele me encontrou e reforçou as fundações, pilares, vigas e lajes da minha história que já estavam em colapso. Ele é um Pai cheio de amor, o meu melhor Amigo e o Senhor ao qual eu consagrei a minha vida inteiramente e sem reservas.

A minha família, que esteve ao meu lado segurando a minha mão em todas as frações de segundo da minha existência: meus pais, Francisco Pantoja e Maria das Graças, que não mediram esforços para que hoje eu estivesse aqui e fosse plenamente feliz como sou, minha irmã Flavia Pantoja que sempre teve um amor tão particular por mim de irmã mais velha e que me ajudou a escolher o curso de engenharia civil, e minha tia Erondina Pantoja, que é para mim uma segunda mãe e que teve toda a paciência do mundo para me ensinar a ler.

A minha namorada Adria Parafita, que me faz sorrir mesmo diante de tantas demandas, que é o meu descanso e aquela que me faz sonhar todos os dias com uma família santa e feliz construída na vontade de Deus. Sem ela tudo seria mais difícil, mais triste e mais vazio.

A todos os meus irmãos da Comunidade Católica Shalom que me ajudam a lutar pelo céu e que me salvam diariamente de infinitas formas. Em especial ao Conselho Local da Comunidade, pelas tantas liberações dos compromissos comunitários para que eu pudesse participar das aulas a noite.

Aos meus professores, que são exemplos para mim e que sempre serão lembrados com muita gratidão ao longo da minha carreira, em especial ao meu orientador Adenilson de Oliveira, que é a minha maior referência no mundo da engenharia e que sempre me ajudou de inúmeras formas, com a sua amizade, seus ensinamentos e as experiências nos projetos que trabalhamos juntos.

Aos meus amigos de forma geral, que são muitos graças a Deus e que me ajudaram de alguma forma para que hoje eu estivesse aqui, pois tudo o que eu tive a oportunidade de conquistar foi por causa da Providência Divina que agiu através da vida de cada um de vocês. Também quero agradecer de forma especial aos meus amigos da graduação, por sonharem comigo e por viverem ao meu lado durante os anos mais felizes das nossas vidas, que são os anos da nossa juventude. Vocês são mais fortes do que podem imaginar.

RESUMO

A utilização de programas de computadores para o desenvolvimento de projetos estruturais tornou-se uma necessidade para qualquer escritório de engenharia da atualidade, pois através deles muitas soluções técnicas podem ser testadas em um prazo menor e com resultados mais precisos, gerando segurança e economia ao empreendimento. A afirmação é muito válida principalmente no cenário dos projetos de Obras de Arte Especiais (OAEs), que são obras de grande relevância principalmente por serem usufruídas pela sociedade em geral e serem custeadas pela verba pública. Dentro do contexto citado, foi desenvolvido um roteiro para a utilização de uma ferramenta computacional na modelagem de uma ponte de concreto, que é o software americano SAP 2000, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). A estrutura escolhida como estudo de caso está atualmente em construção sobre o Canal do Jandiá, na cidade de Macapá-AP, sendo ela resultado de um projeto de extensão desenvolvido pela Universidade Federal do Amapá (UNIFAP). O exemplo citado reúne soluções muito empregadas no cotidiano das empresas que projetam ponte e viadutos em todo o Brasil, como os múltiplos vãos biapoiados, as vigas pré-fabricadas protendidas e as lajes de continuidade. Pretende-se alcançar através da pesquisa principalmente aos discentes de engenharia e aos projetistas de pontes, tendo em vista que os resultados do trabalho comprovaram a eficiência do software, apresentando-se assim como mais um instrumento disponível no mercado para a realização de projetos de OAEs.

Palavras-chave: Pontes em viga, modelagem computacional, SAP 2000, laje de continuidade.

ABSTRACT

The use of computer programs to develop structural projects has become a requirement for any engineering office nowadays, since through them many technical solutions can be tested in a shorter time and with more accurate results, generating safety and savings for the company. This is especially relevant in the case of Special Works of Art (SOAs), which are works of great importance mainly because they are benefited by society in general and are funded by the public budget. In this context, a roadmap was developed for the use of a computational tool in the modeling of a concrete bridge, which is the American software SAP 2000, based on the Finite Element Method (FEM). The structure chosen as a case study is currently under construction over the Jandiá Canal, in the city of Macapá-AP, as a result of an extension project developed by the Federal University of Amapá (UNIFAP). The example mentioned brings together solutions that are widely used in the daily lives of companies that design bridges and viaducts throughout Brazil, such as multi-span bi-walls, precast prestressed beams and continuity slabs. The goal of the research is to reach mainly engineering students and bridge designers, considering that the results of the work proved the efficiency of the software, introducing it as another alternative tool available on the market for the design of SOAs.

Keywords: Beam bridges, Computational Modeling, SAP 2000, Continuity Slab.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição do número de pontes por faixa de idade	18
Figura 2 - Distribuição do número de pontes por faixas de extensão.....	19
Figura 3 - Distribuição do número de pontes por faixas de largura	20
Figura 4 - Esquema ilustrativo da composição de pontes	20
Figura 5 - Representação das lajes de continuidade em pontes com travessas.....	22
Figura 6 - Modelo teórico de lajes de continuidade	23
Figura 7 - Projeto do Elevado da Avenida 31 de Março - RJ	24
Figura 8 - Valores estimados para distância entre pontos de momento nulo	24
Figura 9 - Disposição das cargas estáticas do TB-450	29
Figura 10 - Disposição das cargas do TB-450 adotadas.....	31
Figura 11 - Isopletas da velocidade básica do vento.....	35
Figura 12 - Fator de rugosidade S2.....	36
Figura 13 - Ábaco para cálculo de coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em ventos de baixa turbulência.	37
Figura 14 - Aplicação das cargas devidas ao vento no tabuleiro	39
Figura 15 - Distribuição da temperatura ao longo da altura da seção	40
Figura 16 - Aplicação das cargas de frenagem e aceleração nos pilares	41
Figura 17 - Vista longitudinal da Ponte Sérgio Arruda.....	43
Figura 18 - Seção transversal do trecho central da ponte	43
Figura 19 - Vista da cabeceira.....	43
Figura 20 - Manchas e eflorescências na região inferior do tabuleiro	44
Figura 21 - Destacamento do cobrimento da estrutura	45
Figura 22 - Pilar de 90° com o grampeamento e vista em projeto.....	45
Figura 23 - Grampos aplicados na cabeceira e tabuleiro	46
Figura 24 - Entrega dos projetos da nova Ponte Sérgio Arruda à PMM.....	48
Figura 25 - Localização da Ponte Sérgio Arruda.....	48
Figura 26 - Extensão da área do projeto	49
Figura 27 - Seção transversal da nova ponte Sérgio Arruda.....	49
Figura 28 - Perfil longitudinal da nova Ponte Sérgio Arruda.....	50
Figura 29 - Seção transversal do tabuleiro.....	51
Figura 30 - Seção da estrutura na região das cabeceiras	51
Figura 31 - Seção da estrutura na região central	52
Figura 32 - Gráfico de correlação entre o vão e a altura de longarinas.....	54

Figura 33 - Principais dimensões do tabuleiro de uma ponte em viga	56
Figura 34 - Dimensões finais da longarina	56
Figura 35 - Deformações máximas com a variação do número de transversinas	57
Figura 36 - Esforços nas longarinas com a variação do número de transversinas ...	58
Figura 37 - AAF do estudo de caso (medidas em mm)	59
Figura 38 - Blocos de fundação da extremidade	60
Figura 39 - Exemplo de discretização de um console de concreto pelo MEF	62
Figura 40 - Modelagem paramétrica de pontes mistas no CSiBridge	64
Figura 41 - Diferentes elementos finitos	66
Figura 42 - Graus de liberdade por nó de extremidade	66
Figura 43 - Convenções de representação de resultados e sinal para esforços positivos para elementos de barra no SAP 2000	67
Figura 44 - Exemplos de malhas discretizadas usando quadriláteros de área	68
Figura 45 - Elementos de casca com 4 nós na biblioteca do SAP 2000	69
Figura 46 - Elementos de casca com 3 nós na biblioteca do SAP 2000	69
Figura 47 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)	71
Figura 48 - Correlação entre CAA e qualidade do concreto	71
Figura 49 - Modelo teórico de pontes em vigas.....	73
Figura 50 - Vigas A (apoio no centroide) e B (apoio excêntrico)	74
Figura 51 - Reações de apoio nas vigas A e B (kN).....	74
Figura 52 - Diagrama de momento fletor nas vigas A e B (kN*m).....	74
Figura 53 - Diagrama de esforço axial nas vigas A e B (kN).....	75
Figura 54 - Deformação vertical das vigas A e B (mm)	75
Figura 55 - Discretização da laje de continuidade.....	76
Figura 56 - Tela de entrada do SAP 2000	81
Figura 57 - Fluxograma para personalização de materiais	82
Figura 58 - Propriedades do concreto da classe C35 no SAP 2000	82
Figura 59 - Fluxograma para definir uma seção transversal do tipo frame	84
Figura 60 - Propriedades da seção transversal da transversina	84
Figura 61 - Fluxograma para definir uma seção composta	84
Figura 62 - Section designer (viga travessa).....	85
Figura 63 - Fluxograma para definir uma seção pré-fabricada.....	85
Figura 64 - Propriedades da seção transversal da longarina	86
Figura 65 - Fluxograma para definir uma seção de elemento shell.....	86

Figura 66 - Propriedades da seção transversal do tabuleiro	87
Figura 67 - Fluxograma para criação do grid.....	87
Figura 68 - Níveis da estrutura – Eixo Z (região central e cabeceira)	88
Figura 69 - Tela inicial do SAP 2000	89
Figura 70 - Fluxograma para modelagem de laje através do grid	89
Figura 71 - Fluxograma de criação de novas barras	91
Figura 72 - Fluxograma de mudança do ponto de inserção de uma barra.....	91
Figura 73 - Aplicação da ferramenta Insert Point	91
Figura 74 - Corte do modelo computacional da estrutura (cabeceiras).....	92
Figura 75 - Corte do modelo computacional da estrutura (região central)	92
Figura 76 - Vista superior do tabuleiro discretizado	93
Figura 77 - Fluxograma para discretizar um elemento de placa.....	94
Figura 78 - Fluxograma para discretizar um elemento de barra.....	94
Figura 79 - Fluxograma para comandos auxiliares de modelagem.....	95
Figura 80 - Fluxograma para inserir os apoios em um nó da estrutura	95
Figura 81 - Fluxograma para criação dos links.....	96
Figura 82 - Coeficientes de rigidez de um link rígido.....	96
Figura 83 - Fluxograma para modelagem do link	96
Figura 84 - Links da cabeceira e da região central.....	97
Figura 85 - Posicionamento de todos os links no modelo estrutural	97
Figura 86 - Posição dos cabos nas longarinas (extremidades e meio)	99
Figura 87 - Fluxograma para caracterizar o aço das cordoalhas	100
Figura 88 - Propriedades do material (CP 190 RB).....	100
Figura 89 - Fluxograma para definir a seção dos feixes.....	101
Figura 90 - Propriedades da seção dos feixes	101
Figura 91 - Fluxograma para inserir os cabos de protensão nas vigas	101
Figura 92 - Interface da edição dos cabos protendidos no SAP 2000.....	102
Figura 93 - Edição dos critérios de perda de protensão.....	102
Figura 94 - Disposição dos feixes na longarina central	103
Figura 95 - Fluxograma para criar e inserir a carga de peso próprio.....	104
Figura 96 - Fluxograma para criar a carga de pavimentação	104
Figura 97 - Fluxograma para inserir a carga de pavimentação	105
Figura 98 - Fluxograma para inserir uma carga linear em barras.....	105
Figura 99 - Aplicando carregamentos em barras	106

Figura 100 - Fluxograma para inserir cargas pontuais em nós	106
Figura 101 - Aplicando carregamentos em nós.....	107
Figura 102 - Fluxograma de definição do veículo-tipo.....	107
Figura 103 - Definindo o TB-450 dentro do SAP 2000.....	108
Figura 104 - Fluxograma para criação de path.....	108
Figura 105 - Criação dos paths	108
Figura 106 - Fluxograma para definição de um load case	109
Figura 107 - Criação do load case da carga móvel.....	109
Figura 108 - Fluxograma para inserir carga de temperatura em placas.....	110
Figura 109 - Criação da carga de temperatura para placas	110
Figura 110 - Fluxograma para inserir carga de temperatura em barras	111
Figura 111 - Criação da carga de temperatura para barras	111
Figura 112 - Fluxograma para criar combinações.....	112
Figura 113 - Módulo de reação horizontal em estacas - Kh.....	116
Figura 114 - Como visualizar os resultados dentro do SAP 2000	119
Figura 115 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 1)	121
Figura 116 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 2)	121
Figura 117 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 3)	122
Figura 118 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 4).....	122
Figura 119 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 5).....	122
Figura 120 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 1).....	123
Figura 121 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 2).....	123
Figura 122 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 3).....	123
Figura 123 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 4).....	124
Figura 124 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 5).....	124
Figura 125 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 1).....	124
Figura 126 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 1).....	125
Figura 127 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 3).....	125
Figura 128 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 3).....	125
Figura 129 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 5).....	126
Figura 130 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 5).....	126
Figura 131 - Sondagem utilizada para a interação solo-estrutura (parte 1)	133
Figura 132 - Sondagem utilizada para a interação solo-estrutura (parte 2)	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades do concreto da classe C35.....	72
Tabela 2 - Aplicações dos links dentro do modelo computacional	77
Tabela 3 - Rigidez dos links utilizados	78
Tabela 4 - Rijeças translacionais dos AAF (U1, U2 e U3).....	79
Tabela 5 - Rijeças rotacionais dos AAF (R1, R2 e R3)	79
Tabela 6 - Propriedades do concreto da classe C20.....	83
Tabela 7 - Elementos do tipo frame	83
Tabela 8 - Coordenadas da seção composta da viga travessa.....	85
Tabela 9 - Coordenadas dos eixos do grid.....	88
Tabela 10 - Pontos de inserção de um elemento de barra.....	90
Tabela 11 - Informações da protensão nas longarinas	98
Tabela 12 - Premissas consideradas sobre as perdas de protensão	99
Tabela 13 - Load patterns	103
Tabela 14 - <i>Load combinations</i> ELU	112
Tabela 15 - Load combinations ELS	113
Tabela 16 - Valores de m (tf/m-4) para argilas	117
Tabela 17 - Valores interpolados de m em função do NSPT	117
Tabela 18 - Valores calculados da rigidez das molas horizontais	117
Tabela 19 - Deformações resultantes no tabuleiro.....	120
Tabela 20 - Momentos na laje do tabuleiro (longitudinal e transversal)	120
Tabela 21 - Momento fletor e esforço cortante nas longarinas e transversinas	120
Tabela 22 - Momento fletor e esforço cortante nas travessas e reação nas estacas	120

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVO GERAL	15
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
1.3	JUSTIFICATIVA	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE PONTES	17
2.2	INFRA, MESO E SUPERESTRUTURA	20
2.3	LAJES DE CONTINUIDADE EM MÚLTIPLOS VÃOS BIAPOIADOS	22
2.3.1	Definição de lajes de continuidade	22
2.3.2	Vantagens e desvantagens	24
2.3.3	Comentário da NBR 7187:2021	26
2.4	PRINCIPAIS CARREGAMENTOS QUE ATUAM EM UMA PONTE	26
2.4.1	Cargas permanentes	27
2.4.2	Carga móvel (TB - 450)	28
2.4.3	Cargas variáveis (Sobrecarga dos passeios, Vento e Temperatura)	34
2.4.4	Cargas horizontais (Frenagem e aceleração)	41
2.5	ESTUDO DE CASO DA PONTE SÉRGIO ARRUDA (PSA)	42
2.5.1	Histórico da ponte e descrição do projeto estrutural	42
2.5.2	Diagnóstico atual	44
2.5.3	Projeto de ressignificação da PSA	47
2.6	ASPECTOS ENVOLVIDOS NA MODELAGEM COMPUTACIONAL	60
2.6.1	O contexto da modelagem de estruturas	60
2.6.2	O Método dos Elementos Finitos (MEF) e o software SAP 2000	61
2.6.3	Modelos de cálculo adotados (Frame, Shell e Solids)	65
2.6.4	Caracterização das propriedades do concreto	70
2.6.5	Condições de contorno	73
2.6.6	Aparelhos de apoio e a mola equivalente	78
3	METODOLOGIA	80
4	MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UMA PONTE NO SAP 2000	81
4.1	MODELAGEM DA SUPERESTRUTURA	81
4.1.1	Caracterização dos materiais	82

4.1.2	Definição de todas as seções dos elementos	83
4.1.3	Montagem do grid	87
4.1.4	Modelagem dos elementos estruturais.....	89
4.1.5.	Aplicar as condições de contorno.....	95
4.1.6	Caracterização da protensão nas longarinas	98
4.1.7	Inserção dos carregamentos	103
4.2	DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES	112
4.2.1	Combinações do Estado Limite Último (ELU)	112
4.2.2	Combinações do Estado Limite de Serviço (ELS).....	113
4.3	MODELAGEM DA INFRAESTRUTURA DA PONTE	114
5	RESULTADOS	119
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
	REFERÊNCIAS	129
	ANEXOS	133

1 INTRODUÇÃO

As pontes desempenham um papel fundamental na conectividade e no desenvolvimento das sociedades modernas. Ao longo da história foram símbolos da engenhosidade humana e testemunhas do progresso da construção civil. A importância das pontes vai além de sua função básica de cruzar rios, vales e outras barreiras naturais, pois desempenham um papel vital em várias áreas da sociedade, como a mobilidade, a economia e a qualidade de vida.

Primeiro, as pontes promovem a integração, superam as barreiras geográficas e facilitam a interação entre pessoas de diferentes regiões. Além disso, as pontes são vitais para o desenvolvimento econômico e para a segurança das fronteiras de uma nação, sendo também alternativas aos modais de transporte rodoviário e ferroviário.

No entanto, é importante ressaltar que as pontes devem ser projetadas e construídas com critérios de segurança, eficiência, sustentabilidade e economia. Dentro desse contexto existe a análise computacional de estruturas, que desempenha um papel fundamental no projeto de pontes, permitindo que projetistas simulem e entendam o comportamento estrutural das pontes antes de serem construídas.

Uma das principais vantagens da análise computacional é sua capacidade de modelar o comportamento estrutural da ponte através da personalização das propriedades físicas e geométricas dos elementos, da inserção de condições de contorno, da criação dos mais diversos tipos de carregamento e de tantas outras variáveis envolvidas no projeto de pontes. A gama de possibilidades de análises permite que o engenheiro possa tomar decisões mais precisas que dificilmente seriam tomadas sem o auxílio das ferramentas computacionais, como é o caso do software SAP 2000 desenvolvido pela empresa americana CSi (*Computers & Structures, Inc.*).

Uma outra vantagem do uso de softwares em projetos de pontes é a economia de tempo e de recursos no processo de cálculo, que também possui os seus custos associados. Essa economia permite ao projetista fazer o teste de mais soluções, o que aumenta a chance de encontrar soluções mais eficientes, que levam em consideração aspectos como vida útil, durabilidade e eficiência econômica a curto e longo prazo (inclusive dos materiais de construção).

Apesar das vantagens, é importante ressaltar que os softwares não substituem a experiência e o julgamento humano para tomar decisões adequadas. Essa é uma

verdade que precisa ser difundida diariamente no meio profissional e uma forma de torná-la mais acessível é através da criação de um roteiro de cálculo que ajude os atuais projetistas a executarem suas tarefas utilizando as melhores ferramentas computacionais aliadas ao conhecimento técnico e científico aprendido na graduação.

1.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver um roteiro para modelagem computacional de pontes em vigas de concreto através do software SAP 2000.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- Modelar uma proposta de projeto estrutural para uma ponte sobre o Canal do Jandiá, na cidade de Macapá-AP, utilizando o software SAP 2000;
- Estudar os diferentes cenários de posicionamento das cargas móveis no modelo computacional a partir das faixas de tráfego previstas no projeto geométrico;
- Desenvolver uma metodologia de modelagem estrutural de pontes em múltiplos vãos biapoiados por meio de um roteiro que será seguido no software SAP 2000;
- Elaborar um modelo estrutural utilizando a solução de lajes de continuidades para formar a superestrutura juntamente com as longarinas e transversinas;
- Demonstrar como podem ser visualizados os resultados, na forma de esforços atuantes, dentro do SAP 2000.

1.3 JUSTIFICATIVA

Dentro da pesquisa para a escolha do escopo do trabalho é importante analisar não somente as razões acadêmicas para a definição do problema, mas também a sua relevância para a sociedade, tendo em vista os pilares de ensino, pesquisa e extensão de uma instituição de ensino superior da rede pública. Nesse contexto, surgiu a ideia de aproveitar os resultados de um projeto de extensão desenvolvido dentro da universidade, chamado de “Ressignificação da Ponte Sérgio Arruda”, que tinha o objetivo de elaborar uma nova proposta de ponte para substituir a atual Ponte Sérgio

Arruda, que atualmente sofre com patologias em sua estrutura e cujo gabarito não atende mais às demandas de tráfego da região. É dentro desse estudo de caso que toda a pesquisa será desenvolvida, envolvendo várias discussões relacionadas à modelagem de pontes de concreto.

Um outro motivo para a escolha do tema é a dificuldade que muitos profissionais e acadêmicos ainda possuem em relação ao cálculo de pontes de concreto, principalmente por envolver não somente carregamentos estáticos, mas também cargas móveis e uma série de verificações que são específicas às estruturas de pontes. Dentro desse contexto está a utilização de softwares que facilitam o trabalho do projetista, otimizando os recursos de trabalho (temporais e financeiros), aumentando o número de possibilidades de projeto e gerando produtividade.

Apesar de ser um software conhecido globalmente, o SAP 2000 ainda não é amplamente utilizado no dia a dia de muitos escritórios nacionais, tendo em vista a indisponibilidade de versões do software no idioma português e principalmente a ausência das normas brasileiras no portfólio do programa. Por isso, o presente trabalho tem a intenção de também facilitar a operação do software, criando um roteiro que permita ao usuário modelar passo a passo a estrutura de uma ponte em vigas de concreto com todas as suas condições de contorno e carregamentos.

Além disso, busca-se tornar mais conhecido o conceito de lajes de continuidade dentro do contexto de pontes de concreto, tendo em vista que a solução de juntas de dilatação nem sempre se enquadra como a melhor alternativa em todas as situações. Dentro da discussão, é indispensável a consideração da NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto (ABNT, 2021), recentemente atualizada. Nesse contexto, uma outra contribuição do trabalho seria a apresentação das mudanças na norma referida, com o intuito de torná-la mais conhecida e esclarecer algumas das suas nuances.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 INTRODUÇÃO AO ESTUDO DE PONTES

Ao longo da história da engenharia no Brasil muitos autores e instituições apresentaram os seus pontos de vista para o conceito de ponte, como é o caso da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que através da NBR 7187:2021 (Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto) define ponte como a “estrutura sujeita à ação de carga em movimento, com posicionamento variável, chamada de carga móvel, utilizada para transpor um obstáculo natural (como rio, córrego, vale, etc.)” (ABNT, 2021, p. 2). Já para Pfeil (1979), a ponte é uma obra de engenharia que serve para transpor obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, como é o caso dos rios, braços de mar, vales profundos, etc.

Uma outra contribuição é a de Marchetti (2008), que diz que as pontes se constituem como obras designadas para promover a transposição de descontinuidades de uma determinada via de comunicação. Da mesma forma que Pfeil (1979), ele diz que alguns exemplos de obstáculos são os rios, braços de mar, vales profundos, etc., mas ele apresenta uma classificação mais específica, afirmando que os obstáculos vencidos pelas pontes são estritamente formados por cursos d’água, diferentemente dos viadutos, que vencem obstáculos de outra natureza.

Segundo Leonhardt (1979), desde a antiguidade podemos encontrar registros de obras de pontes entre os povos primitivos, sejam elas de madeira ou de outros materiais, geralmente na forma de vigas. Segundo o autor, ao longo do tempo novas técnicas e novos materiais passaram a ser incorporados em várias partes do mundo dentro do contexto das obras de pontes. Na ordem cronológica, temos os seguintes tipos de pontes: Pontes de madeira, pontes de pedra, pontes metálicas, pontes de concreto armado e pontes de concreto protendido, sendo que atualmente o desenvolvimento de novas técnicas se concentra na pesquisa de processos construtivos mais eficientes e econômicos.

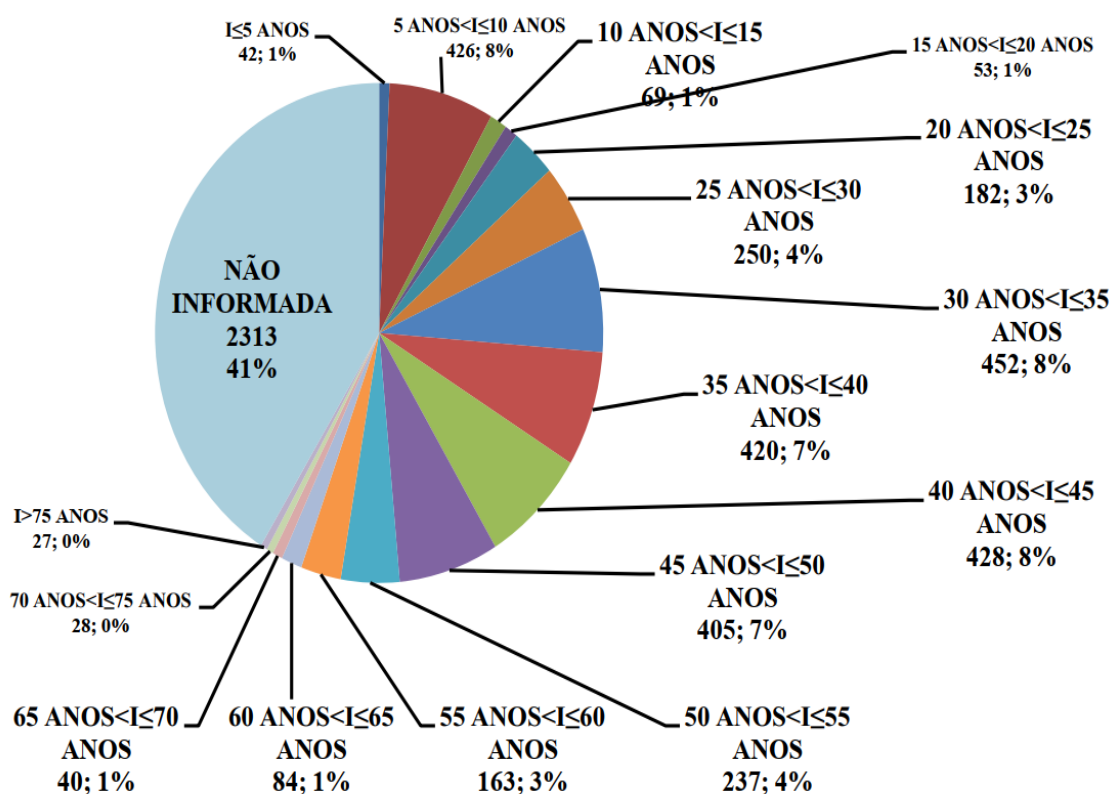
Dentro do cenário nacional, El Debs e Takeya (2009) destacam que as pontes de concreto armado começaram a ser construídas em 1912, com vãos de até 30 metros. Já as pontes de concreto protendido começaram a ser construídas de forma

tímida a partir de 1938, sendo difundidas de forma mais ampla somente após a Segunda Guerra Mundial.

De acordo com Mendes (2009), o Brasil possui um elevado número de pontes devido ao crescimento histórico do modal rodoviário no país. Na data da pesquisa, a estimativa nacional era de 5.619 pontes rodoviárias, que foram executadas principalmente a partir de 1940, sendo que elas se concentram principalmente nos estados da região sul e sudeste, e nos estados de Pernambuco e Bahia.

Observando o gráfico abaixo elaborado pelo autor é levado em consideração que a modelagem e a análise computacional de estruturas só começaram a se popularizar no Brasil a partir do século XXI, verifica-se que a grande maioria das pontes foram calculadas e projetadas sem o auxílio de um software, o que provavelmente pode ter limitado a análise de soluções mais econômicas para os projetos da época. Entretanto, os dados apresentados no gráfico reforçam a qualidade do embasamento teórico por trás de cada conceito relacionado ao dimensionamento de pontes, que deve sempre ser a base de qualquer projeto, independentemente da ferramenta utilizada (computacional ou não).

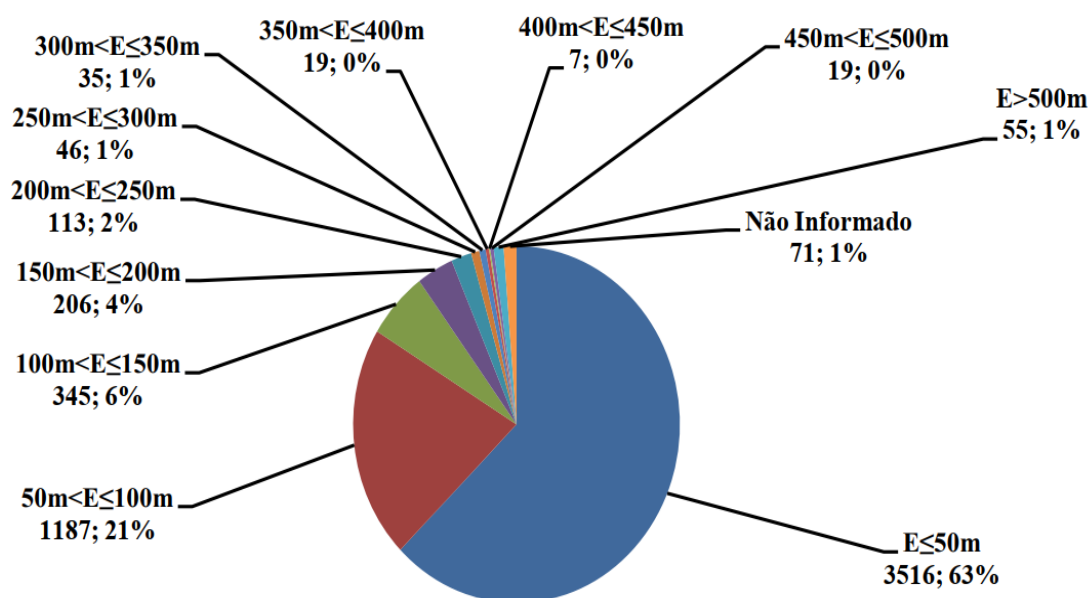
Figura 1 - Distribuição do número de pontes por faixa de idade



Fonte: Mendes (2009)

Uma outra informação importante é quanto aos dados geométricos das pontes catalogadas, especialmente extensão e largura. A ponte que será trabalhada no estudo de caso possui aproximadamente 40 m de extensão, sendo este um valor que pode representar muito bem o cenário das pontes brasileiras, pois cerca de 63% das mesmas possuem uma extensão menor que 50 m, conforme a imagem a seguir:

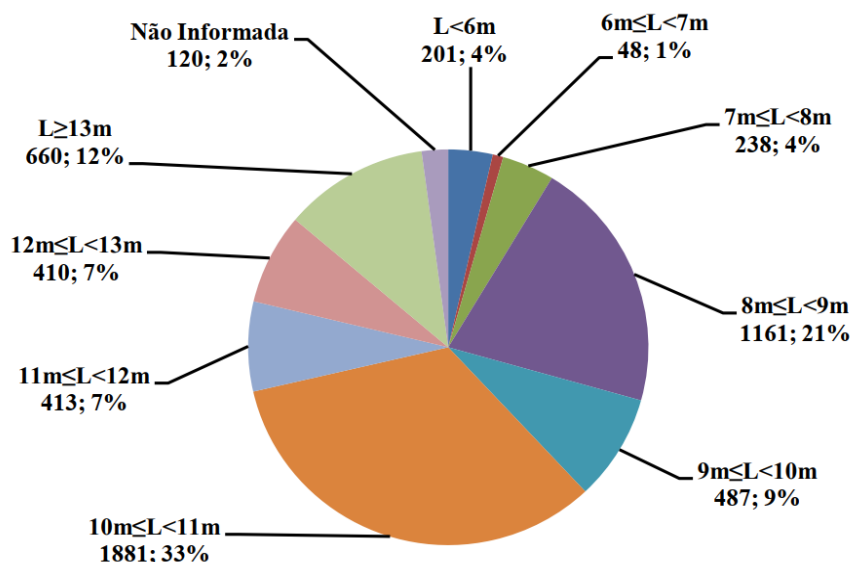
Figura 2 - Distribuição do número de pontes por faixas de extensão



Fonte: Mendes (2009)

Já a largura da ponte estudada é de aproximadamente 23,5 metros de largura, o que representa somente 12% do número total. Na imagem abaixo identificamos que a maioria das pontes possuem largura entre 10 e 11 metros, o que nos mostra que a maioria possui duas faixas de tráfego e dois passeios (partindo da premissa que a largura de uma faixa de rolamento é de 3,60 metros e de uma calçada para passeio é de 1,50m). Apesar da medida adotada na modelo de estudo não representar a maioria das pontes, é importante lembrar que para fins didáticos existem muitas vantagens de se estudar uma ponte larga, que possui várias faixas de rolamento, pois assim somos obrigados a revisar um número maior de configurações de cargas móveis, seja no posicionamento da carga móvel e até mesmo na adoção de dois ou mais trens-tipos para o projeto da ponte.

Figura 3 - Distribuição do número de pontes por faixas de largura

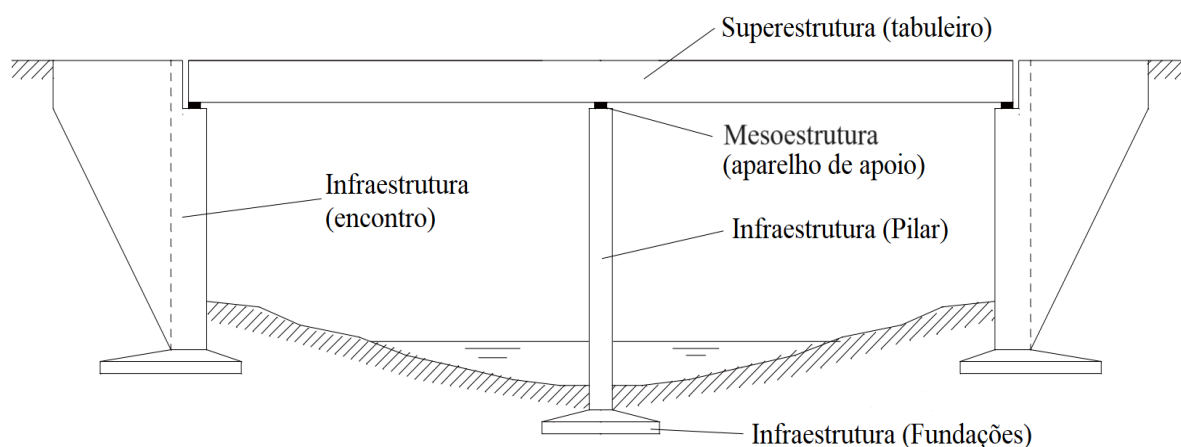


Fonte: Mendes (2009)

2.2 INFRA, MESO E SUPERESTRUTURA

De acordo com El Debs e Takeya (2009), os elementos estruturais que são componentes de uma ponte podem ser divididos segundo a figura abaixo:

Figura 4 - Esquema ilustrativo da composição de pontes



Fonte: Adaptada de El Debs e Takeya (2009)

a) Superestrutura: De acordo com os autores, ela é formada pelos elementos principais (longarinas e transversinas) e secundários (tabuleiro) da ponte. Esses possuem a função de vencer o vão livre sobre o obstáculo (normalmente um curso d'água) e receber os carregamentos atuantes para transferi-los ao restante da

estrutura, respectivamente. De certa forma, as longarinas acabam sendo os principais elementos de uma ponte, pois todos os outros elementos acabam sendo dimensionados em função dos vãos livres das longarinas e do espaçamento entre elas. É também em função do comportamento das longarinas (principalmente no ELS) que as vigas transversinas são alojadas na estrutura.

b) Mesoestrutura: Segundo El Debs e Takeya (2009), os aparelhos de apoio em uma OAE são elementos localizados entre a infraestrutura e a superestrutura, que servem para transmitir as reações de apoio aos pilares e permitir alguns movimentos da superestrutura. Através deles a ligação entre a super e a infraestrutura pode atingir as premissas de cálculo (uma ligação flexível com a permissão das deformações e deslocamentos da estrutura sem a desobediência dos seus limites de desempenho). De forma complementar, podemos afirmar que os aparelhos de apoio fretados (AAF) de neoprene são elementos estruturais capazes de absorver os momentos fletores gerados pelos carregamentos da superestrutura, sendo sua vinculação semelhante à de uma rótula, que possui liberdade total de rotação e transmitindo apenas esforços axiais e cortantes às barras (Thomaz; Carneiro; Saraiva, 2014). Ademais, Lan (2020) diz que mesmo após 40 (quarenta) anos de uso os AAF podem suportar o triplo de carga de projeto, mesmo com as intensas cargas dinâmicas atuantes. Por isso, é importante que os aparelhos de apoio sejam executados na obra de acordo com as premissas adotadas em projetos, considerando os vínculos adotados (restrições de rotação e de translação).

c) Infraestrutura: É formada pelos encontros, pilares, travessas, cintas de travamento e as fundações, sejam elas sapatas, tubulões, blocos sobre estacas, etc. Geralmente os encontros estão localizados nas extremidades da ponte, muitas vezes recebendo um carregamento de empuxo dos aterros da via. De certa forma os encontros trabalham como muros de arrimo e também como “vigas de suporte” para as longarinas da superestrutura. Segundo Pfeil (1979), existem casos em que os pilares podem ser ligados por uma cinta de travamento, localizada aproximadamente na altura média dos pilares, e a ligação de projeto entre os pilares e o vigamento pode ser totalmente rígida (no caso de estruturas monolíticas, concretadas in loco), simplesmente apoiadas (estruturas pré-fabricadas com a utilização de aparelhos de

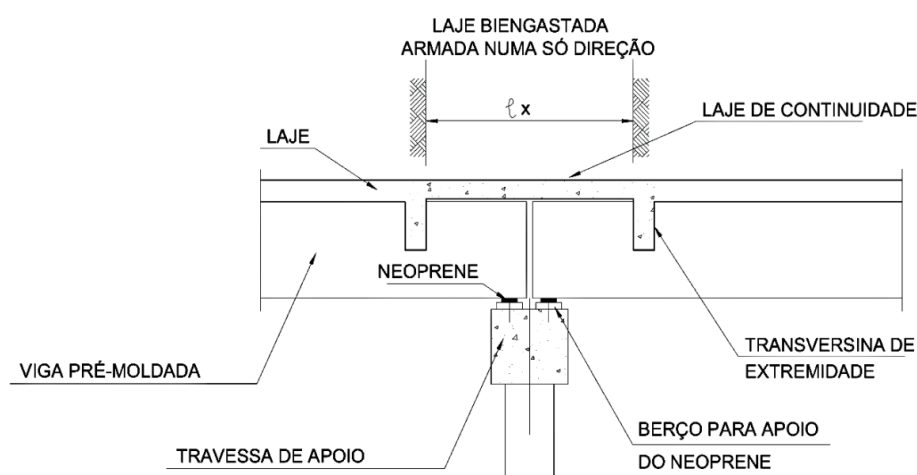
apoio) ou com certo grau de engastamento (caso a ligação entre os elementos estruturais seja enrijecida).

2.3 LAJES DE CONTINUIDADE EM MÚLTIPLOS VÃOS BIAPOIADOS

2.3.1 Definição de lajes de continuidade

De acordo com Lima e Almeida (2013), as lajes de continuidade são elementos estruturais de ligação entre os extremos de vigas pré-moldadas de pontes de concreto que têm a função de promover a continuidade dos esforços horizontais na estrutura, mas permitindo que o comportamento das vigas continue como o de vigas biapoiadas (sem a continuidade de momentos fletores devido às cargas verticais). Os autores ainda completam dizendo que a laje de continuidade é realizada a partir do prolongamento do tabuleiro na região sobre a travessa de apoio, mas somente em uma segunda etapa de concretagem. Além disso, a laje deverá ser armada somente na direção longitudinal da ponte, sendo a mesma considerada como engastada com os tabuleiros dos seus dois vãos a ela adjacentes, conforme a figura abaixo.

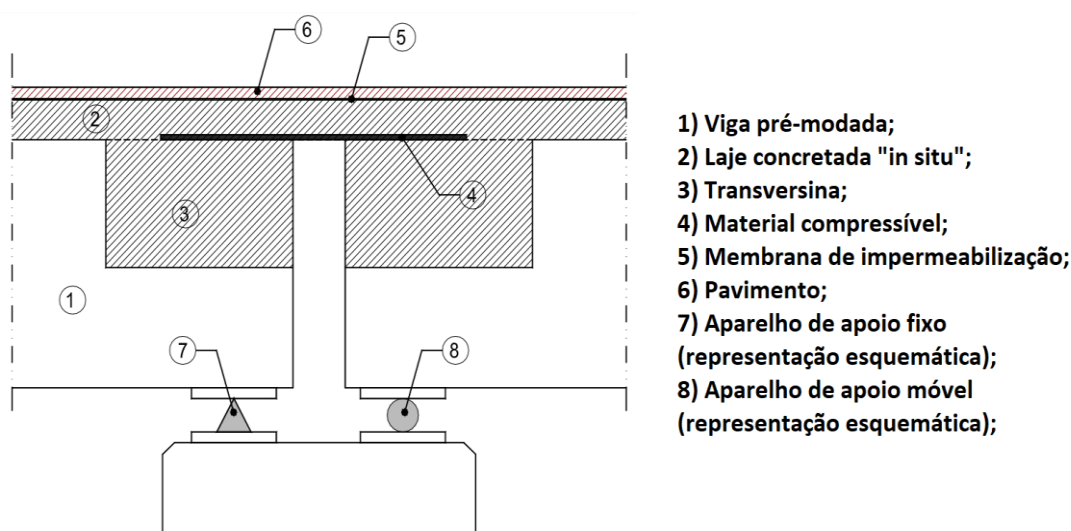
Figura 5 - Representação das lajes de continuidade em pontes com travessas



Fonte: Lima e Almeida (2013)

Já a NBR 7187 (ABNT, 2021), apresenta as lajes de continuidade como uma alternativa capaz de substituir tranquilamente as famosas juntas de dilatação, pois se caracterizam como uma solução de simples execução e de grande durabilidade. A ideia também é ilustrada no trabalho de Sousa (2004), forme a figura abaixo.

Figura 6 - Modelo teórico de lajes de continuidade

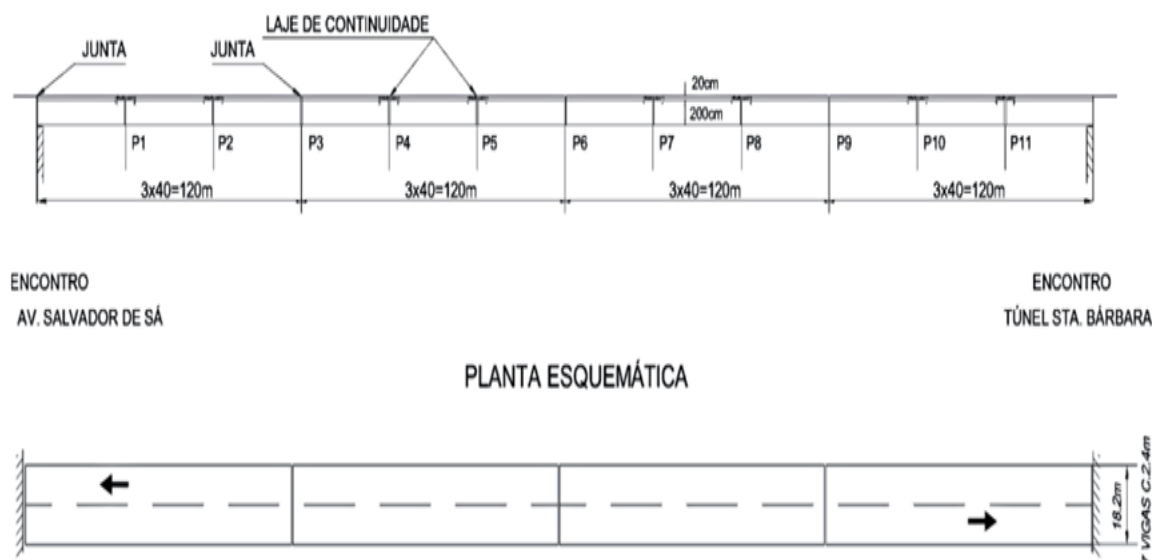


Fonte: Sousa (2004)

Porém, é necessário que a utilização das lajes de continuidade observe um certo limite na sucessão das vigas pré-fabricadas da ponte a ser projetada. De acordo com o anexo I da NBR 7187 (ABNT, 2021), é possível adotar um modelo simplificado de análise e dimensionamento das lajes de continuidade para pontes com um comprimento de sucessão máxima de vigas inferior à 120 m, ou seja, a distância entre juntas de dilatação deve ser limitada a 120 m. Além disso, é necessário que os vãos adjacentes possuam comprimento próximo, obedecendo a seguinte relação numérica: $0,7 < L_1/L_2 < 1,3$. Mas é importante lembrar que, segundo Lima e Almeida (2013), em estruturas muito longas (maiores que 150 m) deve-se prever uma ou mais juntas de dilatação que devem ser associadas às lajes de continuidade no projeto de pontes, pois nesse caso os esforços gerados pelo gradiente de temperatura, pela retração e pela fluência do concreto tornam-se significativos.

É o que podemos verificar no projeto do Elevado da Avenida 31 de Março, localizado na cidade do Rio de Janeiro, que é uma estrutura com cerca de 480 m de comprimento, composta por 12 vãos de 40m, com vigas pré-moldadas em concreto protendido. Com a utilização das lajes de continuidade na obra em questão, citada por Lima e Almeida (2013), foram suprimidas 8 juntas de dilatação, permanecendo apenas 5 juntas: 2 (duas) localizadas nos encontros do elevado e 3 (três) localizadas nas divisas dos 4 trechos de 120 m de comprimento, conforme a figura abaixo, o que gerou uma grande economia ao projeto.

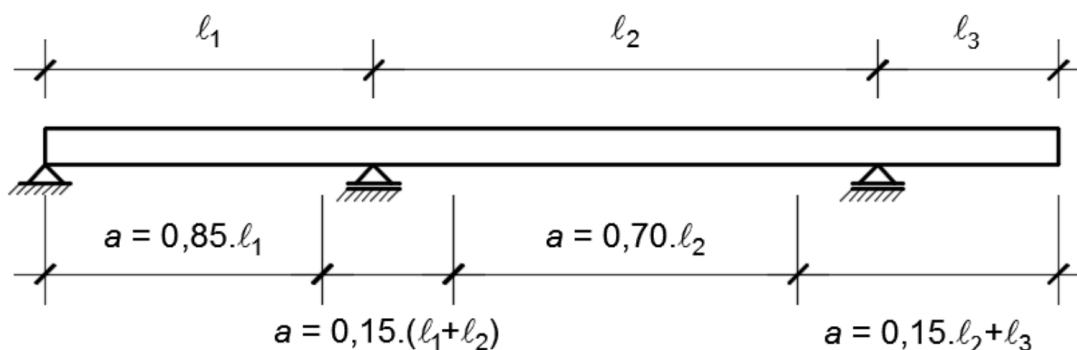
Figura 7 - Projeto do Elevado da Avenida 31 de Março - RJ



Fonte: Lima e Almeida (2013)

O projeto que servirá como base para o desenvolvimento deste trabalho possui três vãos de vigas pré-fabricadas bi apoiadas, sendo dois vãos de 12m e um vão central de 16m, com comprimento total de 40m e relação entre vãos adjacentes de 0,75. Com isso, os dois critérios expostos como condição no anexo I da norma foram atendidos, possibilitando que o estudo de caso possa ser estudado através do modelo simplificado exposto no anexo I da referida norma, apresentado na figura a seguir.

Figura 8 - Valores estimados para distância entre pontos de momento nulo



Fonte: NBR 7187 (2021)

2.3.2 Vantagens e desvantagens

Quando realizamos uma comparação do custo *versus* benefício da utilização de juntas de dilatação em relação às lajes de continuidade, encontramos na literatura

técnica vários autores que classificam as últimas como mais eficientes, por diversos motivos. Alguns desses autores são Lima e Almeida (2013), que apresentam as seguintes vantagens da utilização de lajes de continuidade:

- a) Maior conforto ao usuário que trafega pela ponte, pois o choque das rodas dos veículos na região das divisas é imperceptível (diferentemente das juntas de dilatação já desgastadas);
- b) Garantia da estanqueidade do pavimento, reduzindo o aparecimento de patologias e aumentando a vida útil do pavimento;
- c) É uma opção de baixo custo, principalmente porque dispensa os gastos com aquisição, instalação e manutenção das juntas de dilatação;
- d) Apresenta uma vida útil próxima da prevista ao restante do tabuleiro (e conseqüentemente para o restante da obra), sendo considerada uma solução de grande durabilidade;
- e) Promove a garantia da rigidez da ligação horizontal rígida entre lajes adjacentes, promovendo a correta transmissão dos esforços horizontais ao longo do tabuleiro. Isso também ajuda a limitar as deformações excessivas nos pilares, principalmente no caso de pontes altas;
- f) Evita o risco de penetração da água e até mesmo detritos sólidos pela fenda localizada na região dos apoios, ajudando inclusive na conservação dos aparelhos de apoio e diminuindo assim a periodicidade das suas manutenções;

Porém, não podemos deixar de citar alguns efeitos considerados desvantajosos que as lajes de continuidade oferecem para a estrutura, conforme os estudos de Alves (1994):

- a) As pontes sem juntas de dilatação produzem diversos efeitos secundários para a estrutura, como é o caso da retração, da fluência, dos recalques e da expansão do tabuleiro em função da variação de temperatura;
- b) As pontes com lajes de continuidade necessitam de um modelo computacional mais complexo para serem analisadas em relação às pontes convencionais, o que acarreta muitas vezes em um esforço computacional maior.

A partir do conhecimento dos prós e contras das lajes de continuidade, cabe ao calculista ponderar e decidir sobre a sua utilização ou não dentro do projeto. Mas, é importante também afirmar que, no caso de pontes com extensões moderadas e

vãos pequenos ou médios, os danos causados à estrutura pelas juntas de dilatação são superiores às tensões secundárias que elas conseguem tranquilamente suportar (Burke, 2009). Além disso, Oliveira (2017) também explica que as lajes de continuidade permitem que o cálculo simplificado de cada viga (realizado de forma independente) possa ser feito com boa precisão. Isso acontece devido aos baixos valores de momentos fletores negativos que ocorrem no perímetro dos apoios em função da rigidez da laje, que é considerada pequena em relação à rigidez das vigas longarinas que possuem uma inércia muito maior.

2.3.3 Comentário da NBR 7187:2021

A atual norma voltada para o projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto apresenta um anexo voltado integralmente para o modelo simplificado de análise e dimensionamento das lajes de continuidade, que trata essas como barras engastadas em ambas as extremidades (ABNT, 2021). Dentro do anexo da norma são apresentados os casos de carregamento que devem ser considerados no modelo (primeiro, segundo e terceiro caso), que também são citados na pesquisa realizada por Lima e Almeida (2013) e complementados por outros casos de carregamentos criados pelo autor e apresentados também neste trabalho (quarto, quinto, sexto, sétimo e oitavo caso).

Antes de apresentar os casos de carregamento, é importante lembrar que o momento de inércia da laje de continuidade deve ser determinado previamente, assim como o módulo de elasticidade secante do concreto, que deverá ser inserido nas propriedades dos materiais dentro do software utilizado. Além disso, devemos determinar os momentos fletores causados pela rotação imposta na laje de continuidade oriundos do carregamento dos vãos adjacentes, do recalque diferencial dos aparelhos de apoio e dos carregamentos da própria laje de continuidade.

2.4 PRINCIPAIS CARREGAMENTOS QUE ATUAM EM UMA PONTE

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) “Ações e segurança nas estruturas”, os carregamentos que atuam em uma estrutura podem ser classificados de três formas: permanentes, variáveis e excepcionais. Dentro do contexto de pontes de

concreto, também buscamos incluir todas as ações em uma dessas três classificações, principalmente pelos coeficientes de majoração e minoração que são utilizados nas combinações, posteriormente abordados na pesquisa.

É importante salientar que nem todos os exemplos de ações para o cálculo de pontes serão aprofundados dentro deste trabalho, mas somente aqueles que são aplicados no cálculo da ponte escolhida para o estudo de caso. Um exemplo são os carregamentos dinâmicos provocados pelo movimento das águas que, apesar de serem itens importantes na bibliografia técnica de projetos de pontes, são desconsideradas na ponte estudada pelo fato de que seu efeito é irrisório diante do porte da estrutura e das características batimétricas do Canal do Jandiá (essa é uma decisão de projeto, validada a partir dos estudos batimétricos realizados).

2.4.1 Cargas permanentes

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2021) as ações permanentes são aqueles carregamentos que possuem uma intensidade que se perdura ao longo de toda a vida útil da construção. Os principais exemplos de cargas permanentes são aquelas geradas pelo peso próprio da estrutura, que quando comparadas com os demais carregamentos permanentes representam sempre o maior valor. A norma indica a utilização do peso específico de 24 kN/m^3 para o concreto simples e 25 kN/m^3 para o concreto armado ou protendido, da mesma forma que a NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019).

É importante lembrar que o software utilizado já realiza o cálculo de todos os carregamentos gerados pelo peso próprio da estrutura de forma automática, bastando somente definir as propriedades dos materiais daquele elemento estrutural. Mas, essa é uma premissa válida somente para aqueles elementos estruturais que são modelados, seja em uma, duas ou três dimensões. Aqueles elementos que possuem uma geometria não simétrica e que possuem uma seção transversal difícil de ser modelada e discretizada (como é o caso das defensas e dos guarda corpos) podem ter as suas cargas lançadas diretamente no tabuleiro. Nesse caso, basta calcular a área da seção transversal do elemento e multiplicar pelo seu peso específico, resultando em uma carga linearmente distribuída, que será lançada no sentido longitudinal da ponte, conforme as orientações de Cavalcante (2019).

Um outro carregamento permanente é aquele provocado pela pavimentação e recapeamento do pavimento. A NBR 7187 (ABNT, 2021) considera o peso específico da pavimentação como 24 kN/m³, sugerindo também uma carga adicional de 2 kN/m² para a um possível recapeamento. A espessura de pavimentação considerada foi de 8 cm, gerando uma carga de total de 3,90 kN/m².

$$q_{pav} = \gamma_{pav} * h_{pav} + q_{rec} = 24 * 0,08 + 2 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

Sendo:

q_{pav} = peso do pavimento por unidade de área;

γ_{pav} = peso específico da pavimentação;

h_{pav} = espessura da pavimentação;

q_{rec} = carga adicional para atender a um possível recapeamento.

2.4.2 Carga móvel (TB - 450)

Segundo Cavalcante (2019), as cargas móveis representam uma forma de sistema que foi criado devido à grande dificuldade de se obter os carregamentos dos veículos de forma realista. Neste sistema, que inclusive é prescrito pelas normas brasileiras, o carregamento dos veículos é substituído por carregamentos fictícios distribuídos em pequenas áreas, tendo como objetivo reproduzir os valores característicos dessas ações a que a estrutura de uma ponte está sujeita em serviço.

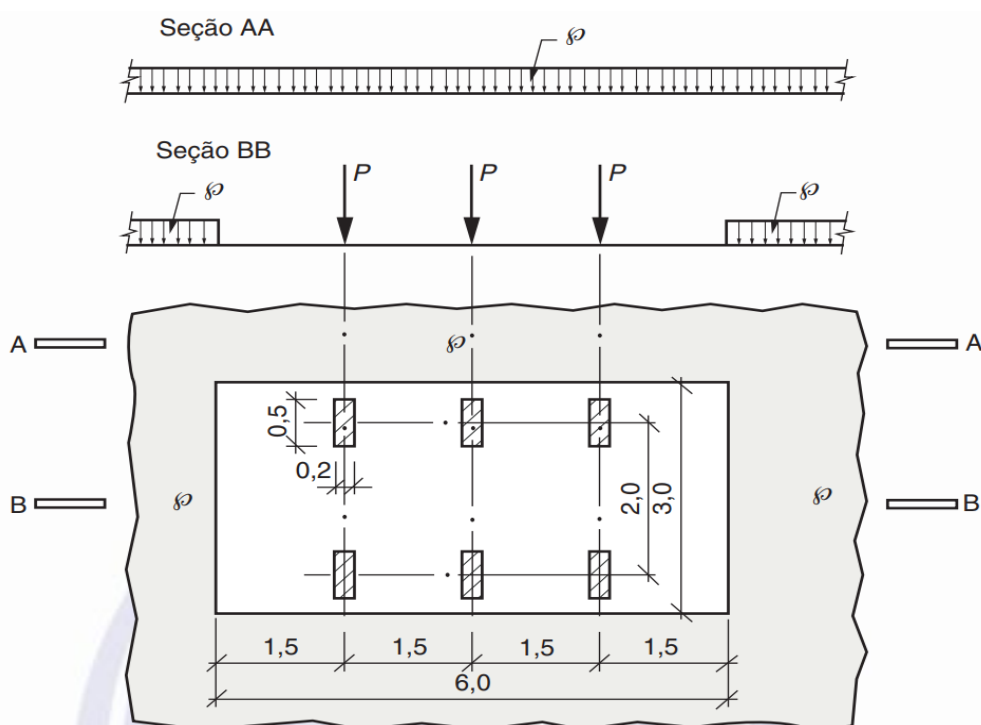
El Debs e Takeya (2009) dizem que a simples consideração das cargas estáticas são considerações muito imprecisas para o cálculo de uma ponte, tendo em vista as oscilações geradas pelos mais diversos tipos de veículos (ônibus, carros, carretas e caminhões) e a existência de esforços excêntricos nas rodas causados pelas irregularidades da pista, força centrífuga e combinação de cargas móveis (o trem-tipo normativo e a carga de multidão), etc.

O estudo de todos esses esforços provocados pelas cargas móveis certamente deveria ser feito pela teoria da dinâmica das estruturas, porém as análises dinâmicas muitas vezes tornam-se soluções inviáveis para os escritórios de cálculo disponíveis no mercado, pois são análises que demandam muito mais tempo e são bem mais trabalhosas quando comparadas às análises estruturais de cargas estáticas. Por esse

motivo, a NBR 7188 (ABNT, 2013) permite assimilar as cargas móveis através de sua multiplicação por coeficientes adicionais.

A norma supracitada apresenta ainda um veículo hipotético padronizado, que é o TB-450 (trem tipo rodoviário brasileiro de 450 kN), para a consideração das cargas móveis no projeto de pontes. De acordo com a última revisão do documento da NBR 7188 (ABNT, 2013) o veículo hipotético possui 6,0 m de comprimento, 3,0 m de largura, 6 (seis) rodas com um carregamento estático $P_{RODA} = 75$ kN (que somadas formam um carregamento de 150 kN por eixo), 3 (três) eixos afastados entre si em 1,5 m e uma carga uniforme distribuída $\wp = 5$ kN/m² que circunda o veículo. O veículo padrão é ilustrado na figura a seguir.

Figura 9 - Disposição das cargas estáticas do TB-450



Fonte: NBR 7188 (2013)

A carga “ \wp ” é também chamada de carga de multidão e tem a função de representar os veículos menores e motocicletas que trafegam ao lado, na frente ou atrás do trem tipo principal. Esse carregamento assume um valor fixo, como carga distribuída por área, e no caso do TB-450 a carga de multidão é de 5 kN/m².

Segundo Cavalcante (2019), o trem tipo deve assumir qualquer posição ao longo da pista rodoviária, tendo as suas rodas localizadas na região mais desfavorável do tabuleiro, mesmo que essa seja região esteja nas faixas de segurança ou nos

acostamentos. No presente estudo de caso o foco das cargas móveis foi o trem-tipo longitudinal que pode atuar em qualquer uma das 5 (cinco) faixas de rolamento, considerando inclusive a hipótese de dois veículos-tipo trafegando ao mesmo tempo e em sentidos contrários pelo tabuleiro.

É importante falar de uma técnica chamada de “homogeneização das cargas móveis” citada por Pfeil (1979), que é um processo de simplificação de cálculo que consiste no balanceamento entre as cargas pontuais localizadas nos eixos do trem-tipo e a carga de multidão. Isso permite que o trem tipo seja transformado em uma carga atuante ao longo de uma linha, chamada dentro do software SAP 2000 de “path”, e para realizar esse cálculo basta adicionar a carga de multidão dentro da área do veículo-tipo (18 m²) e fazer o desconto das cargas pontuais nos eixos.

$$P_{EIXO\ HOMOGENEIZADO} = \frac{450 - (A_{TB-450} * \wp)}{3}$$

$$P_{EIXO\ HOMOGENEIZADO} = \frac{450 - (6 * 3 * 5)}{3}$$

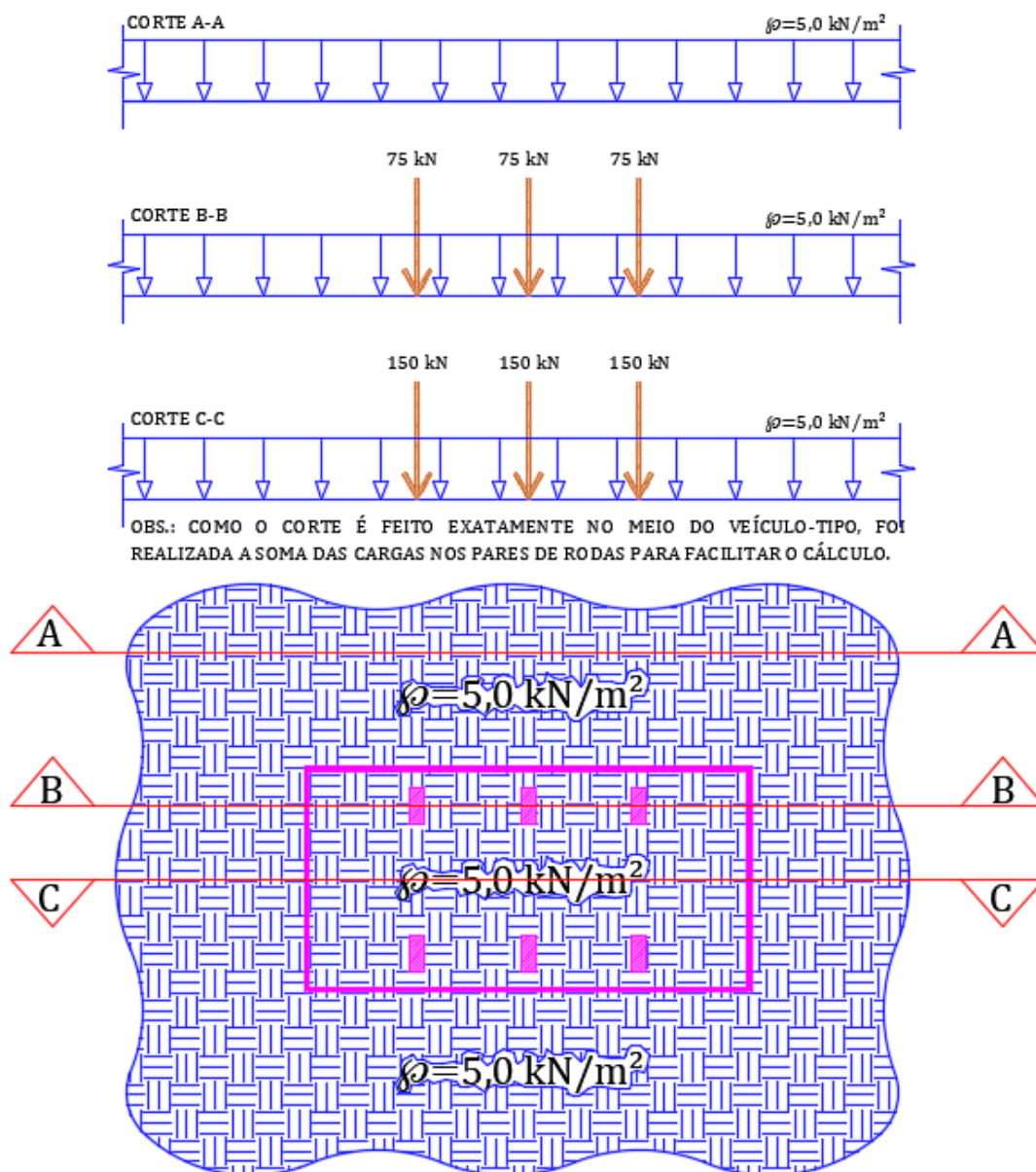
$$P_{EIXO\ HOMOGENEIZADO} = 120\ kN$$

Mas o próprio autor, Pfeil (1979), recomenda que a prática da homogeneização do trem tipo é mais apropriada para longarinas com vãos livres a partir de 30 m, pois com vãos desse tipo os erros relativos são muito pequenos. Por esse motivo, foi decidido então que no presente estudo de caso a carga de multidão $\wp = 5\ kN/m^2$ seria aplicada em toda a região do tabuleiro de forma constante (inclusive dentro do veículo-tipo) para facilitar a realização dos cálculos através da carga móvel ao longo de uma linha (*path*), e as cargas nos eixos seriam mantidas as mesmas do veículo tipo tradicional da NBR 7188, conforme mostrado na ilustração da página seguinte.

Como a carga de multidão foi aplicada em todo o tabuleiro da ponte e a simulação do trem-tipo longitudinal será feita em várias posições das faixas de rolamento, não realizaremos o cálculo do trem-tipo transversal para não perder de vista o objetivo principal do trabalho devido à grande abrangência e complexidade do conteúdo das análises transversais de tabuleiros com múltiplas vigas, que pode ser estudado através de várias teorias. Um dos métodos mais famosos é o método de Engesser-Coubon, que considera as transversinas como elementos de rigidez infinita, mas também temos o método de Leonhardt que utiliza a flexibilidade das transversinas no cálculo e o método de Guyon-Massonet-Bares, que além de considerar a

deformabilidades das transversinas faz também a consideração da torção nas vigas. Ambos os modelos podem ser estudados mais à fundo através dos trabalhos feitos por Cavalcante (2019).

Figura 10 - Disposição das cargas do TB-450 adotadas



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Essas cargas móveis características que foram definidas acima precisam ser majoradas pelos coeficientes adicionais que servem para cobrir os efeitos dinâmicos, conforme citado nos parágrafos anteriores. Somente assim poderemos então definir os valores de cálculo para o dimensionamento dos elementos estruturais, chamados de Q e q (resultantes concentradas e distribuídas, respectivamente).

a) Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

O CIV é um coeficiente apresentado pela NBR 7188 (ABNT, 2013) para pontes com vãos de até 200 m, que tem a função de majorar a carga estática a partir do efeito de amplificação dinâmica da carga móvel que se movimenta ao longo do tabuleiro e da suspensão de veículos. O mesmo é calculado através da seguinte equação, desde que o vão da estrutura esteja entre 10 e 200 m:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \leq 1,35$$

Sendo:

Liv = o vão em metros conforme o tipo de estrutura.

De acordo com Cavalcante (2019), no caso de uma ponte com múltiplos vãos biapoiados podemos calcular o CIV para cada vão e depois realizar uma média ponderada para determinar um valor único. Seguindo essa metodologia, faremos as considerações para o estudo de caso em questão, que possui dois vãos de 12 m e um vão de 16 m.

$$CIV_{12} = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{12 + 50} \right) = 1,3419 \leq 1,35$$

$$\therefore CIV_{12} = 1,34$$

$$CIV_{16} = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{16 + 50} \right) = 1,3212 \leq 1,35$$

$$\therefore CIV_{16} = 1,32$$

$$CIV_{geral} = \left(\frac{2 * CIV_{12} * 12 + 1 * CIV_{16} * 16}{2 * 12 + 16} \right)$$

$$CIV_{geral} = \left(\frac{2 * 1,34 * 12 + 1 * 1,32 * 16}{2 * 12 + 16} \right)$$

$$\therefore CIV_{geral} = 1,332$$

b) Coeficiente do Número de Faixas (CNF)

De acordo com Cavalcante (2019), ele é um coeficiente que tem a missão de corrigir os valores gerados pelas cargas móveis a partir do número de faixas daquela via que existe sobre o tabuleiro, considerando a probabilidade de ocorrência da carga móvel naquela ponte em função do número de faixas. O CNF pode ser calculado através da seguinte equação:

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

$$CNF = 1 - 0,05 * (5 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 0,85 > 0,9$$

$$\therefore CNF = 1,0$$

Sendo:

n = o número de faixas de tráfego, que serão carregadas sobre um tabuleiro que é contínuo transversalmente. É importante lembrar que no cálculo do CNF os acostamentos e as faixas de segurança não são considerados faixas de tráfego. Logo, no estudo de caso em questão, consideramos $n = 5$, referente às 5 (cinco) faixas de rolamento.

c) Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

A NBR 7188 (ABNT, 2013) ainda indica que as cargas móveis devem ser majoradas próximo da região das juntas estruturais e extremidades com aproximadamente 5,0 m afastamento desses pontos. Na prática, o CIA majora os esforços nas lajes devido os esforços nas lajes causados por descontinuidades da superestrutura ou imperfeições geométricas da execução através da consideração de um multiplicador definido como 1,15 para pontes metálicas e 1,25 para pontes de concreto ou mistas.

No estudo de caso em questão foi realizada a simplificação de considerar o CIA = 1,25 como constante para toda a superfície do tabuleiro, fazendo com que a estrutura seja projetada a favor da segurança. Mas é importante lembrar que o CIA poderia ser considerado somente em uma faixa de 5,0 m a partir das extremidades e na região central das lajes de continuidade também. Para os outros elementos estruturais podemos considerar CIA = 1,0.

d) Cargas distribuídas (multidão) e concentradas (por roda) finais

Com os valores do CIV, CNF e CIA em mãos, podemos então calcular as cargas móveis (concentradas e distribuídas) de cálculo para os tabuleiros através das seguintes equações:

$$Q = P * CIV * CNF * CIA$$

$$Q = 75 \text{ kN} * 1,332 * 1,0 * 1,25 = 124,875$$

$$\therefore Q = 125 \text{ kN}$$

$$q = \wp * CIV * CNF * CIA$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 * 1,332 * 1,0 * 1,25 = 8,325$$
$$\therefore q = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

2.4.3 Cargas variáveis (Sobrecarga dos passeios, Vento e Temperatura)

a) Sobrecarga dos passeios e ciclofaixa

No caso de passeios para pedestres, a NBR 7188 (ABNT, 2013) diz que a carga que deve ser adotada é do tipo uniformemente distribuída, aplicada sobre a região indicada no projeto arquitetônico sem consideração de coeficiente de impacto vertical: $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$. No estudo de caso em questão também replicaremos esse valor para a sobrecarga das ciclofaixas, que serão lançadas diretamente na laje do tabuleiro assim como a sobrecarga dos passeios.

b) Cargas causadas pelo vento

A atual norma para o cálculo de esforços devido ao vento nas edificações é a NBR 6123 (ABNT, 1988), que trata as ações oriundas dos efeitos do vento como carregamentos estáticos excedidos em média uma vez a cada 50 anos, sendo o terreno plano e aberto, considerando uma velocidade básica escolhida a partir de uma rajada de 3 segundos. Por se tratar de uma obra com altura pequena, quando comparada à um edifício de múltiplos pavimentos, foi realizada a consideração de que os ventos incidentes sobre a estrutura são classificados como de baixa turbulência, pois a ponte que serve como estudo de caso não apresenta nenhum critério que possa classificá-la como uma estrutura sujeita à ação de ventos de alta turbulência, conforme os critérios expostos no item 6.5.3 NBR 6123 (ABNT, 1988).

Para as edificações com formatos usuais, a norma supracitada criou alguns coeficientes simplificadores que servem para viabilizar a aplicação do carregamento do vento nos prédios estudados a partir da sua geometria. Neste trabalho faremos as adaptações necessárias para utilizar tais coeficientes em uma estrutura de ponte.

O primeiro passo é encontrar a pressão dinâmica do vento (q_v), que é conceituada pela NBR 6123 (ABNT, 1988) como a velocidade característica (V_k) em condições normais de pressão e de temperatura. Para que a pressão dinâmica possa ser calculada é necessário definir algumas variáveis próprias de cada projeto, de acordo com a equação abaixo:

$$q_v = 0,613 * V_k^2$$

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

Sendo:

V_0 = velocidade básica do vento;

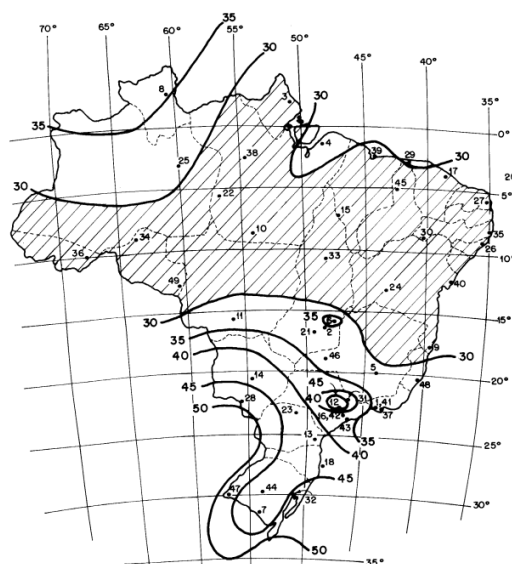
S_1 = fator topográfico da região;

S_2 = fator de rugosidade da região;

S_3 = fator de influência estatístico

A velocidade básica do vento adotada ($V_0 = 30$ m/s) é referente à cidade de Macapá, sendo ela determinada a partir do mapa de isopletas de velocidade da NBR 6123 (ABNT, 1988), ilustradas na figura 11. Já o fator topográfico escolhido ($S_1 = 1,0$) foi retirado do item 5.2 da norma, que atribui o valor à situação de um terreno plano ou fracamente acidentado. O fator de rugosidade adotado ($S_2 = 0,86$) foi retirado da figura 12, retirada originalmente da norma citada (ABNT, 1988), tendo em vista que a ponte se enquadra em uma obra da categoria III (localizada em terrenos planos ou ondulados com edificações baixas e esparsas ao seu redor) e classe B (onde a maior dimensão é entre 20 e 50 m). Quando ao fator de influência estatístico, optou-se por aderir o valor de $S_3 = 1,1$, visando garantir um nível maior de segurança para a estrutura, pois esse valor é referente ao grupo 1, que são as edificações cuja ruína coloca em risco a segurança ou a chance de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva.

Figura 11 - Isopletas da velocidade básica do vento



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Figura 12 - Fator de rugosidade S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Com todas essas informações, podemos então calcular a velocidade característica do vento e a pressão dinâmica:

$$V_k = 30 * 1,00 * 0,86 * 1,1 = 28,38 \text{ m/s.}$$

$$q_v = 0,613 * 28,38^2 = 493,73 \text{ N/m}^2 \approx 0,5 \text{ kN/m}^2$$

O próximo passo então é determinar a força de arrasto (F_a) atuante na estrutura, que nada mais é do que uma força horizontal provocada pelo vento, sendo a componente da força do vento na direção de incidência (ABNT, 1988). A mesma pode ser determinada através da equação seguindo e do ábaco mostrado a seguir:

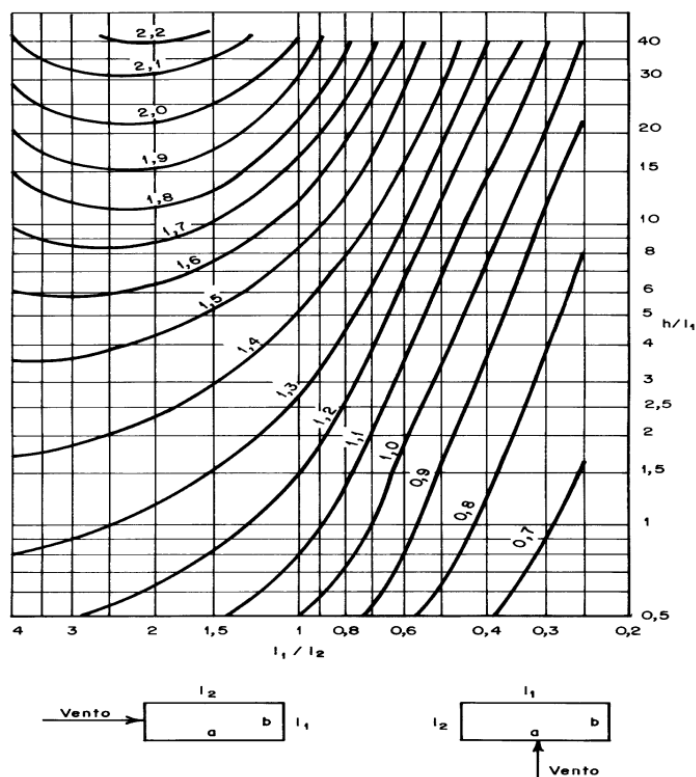
$$F_a = q * C_a * A_e$$

Sendo:

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área da projeção ortogonal da ponte sobre um plano perpendicular à direção do vento, escolhendo o lado de menor inércia;

Figura 13 - Ábaco para cálculo de coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em ventos de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

De acordo com a norma de forças devido ao vento, o valor de C_a é obtido através de um ábaco que é desenvolvido a partir de algumas relações numéricas envolvendo a geometria da ponte, segundo o exemplo apresentado na obra de Cavalcante (2019).

$$\frac{h}{L_1} = \frac{5}{40} = 0,125$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{40}{23,5} = 1,702$$

Sendo:

h = altura principal da meso e superestrutura (compreendida pelos pilares (1,50 m), viga travessa (1,35 m), aparelho de apoio (0,08 m), longarina (1,00 m), tabuleiro (0,20 m) e defesa (0,87 m);

L_1 = comprimento total da ponte;

L_2 = largura total da ponte;

Os valores encontrados nas relações anteriores fornecem um coeficiente de arrasto de 1,2 nas condições estudadas através do ábaco. É importante lembrar que o resultado só pôde ser obtido por meio de uma extrapolação aproximada dos valores nas curvas. Para encontrarmos a área frontal efetiva de incidência do vento sobre a ponte é necessário multiplicar a largura perpendicular à ação do vento (40,00 m) pela soma da altura da longarina (1,00 m), tabuleiro (0,20 m) e defesa (0,87 m).

$$A_e = L_1 * H_{tab} = 40 * 2,07 = 82,8 \text{ m}^2$$

Sendo:

H_{tab} = altura do tabuleiro considerando longarinas, lajes e defensas.

Com todas as informações calculadas podemos então determinar a força de arrasto através das equações a seguir:

$$F_a = q * C_a * A_e = 0,5 * 1,2 * 82,8 = 49,68 \approx 50 \text{ kN}$$

Segundo Cavalcante (2019), a força de arrasto deve ser aplicada diretamente nos dois pórticos principais da estrutura com a mesma intensidade. Logo a força devido ao vento em cada pórtico é:

$$H_{vento} = \frac{F_a}{n_p} = \frac{50}{2} = 25 \text{ kN}$$

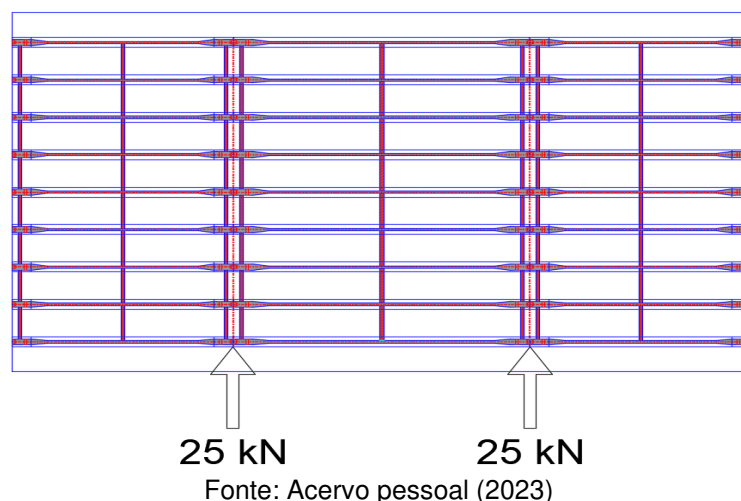
Sendo:

H_{vento} = carga do vento simplificada aplicada em cada pórtico;

n_p = número de pórticos.

É importante lembrar que para a situação que no modelo computacional devemos realizar a simplificação de aplicar as cargas pontuais geradas pelo vento no topo dos pilares, tendo em vista que o tabuleiro trabalha como diafragma rígido. Como a estrutura é simétrica, o lado de aplicação da carga é indiferente. O esquema de aplicação das cargas pode ser visualizado a partir da próxima figura.

Figura 14 - Aplicação das cargas devidas ao vento no tabuleiro



c) Carga dos efeitos térmicos

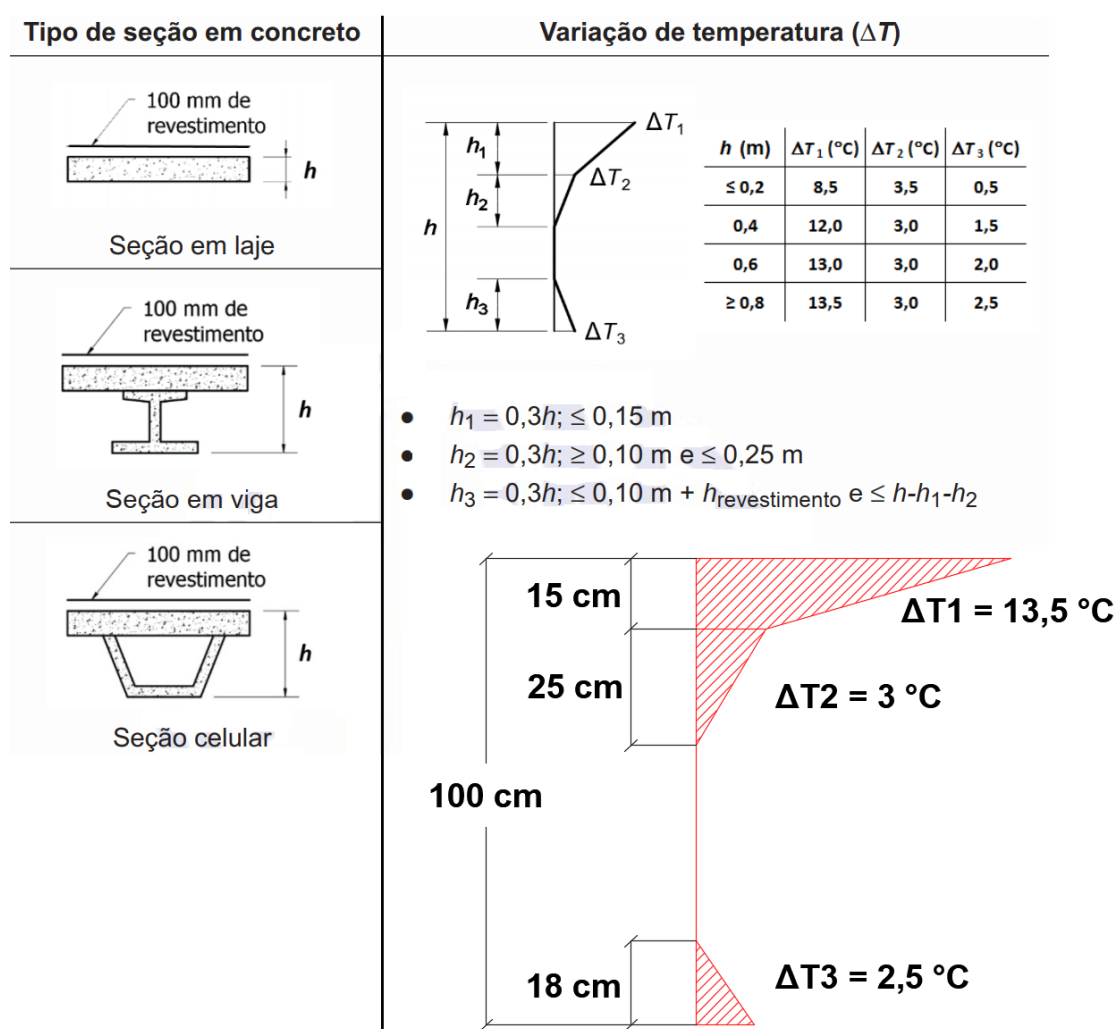
Ao longa da vida útil de uma OAE a sua estrutura fica exposta a diversos ciclos de ações térmicas, que podem ser ciclos curtos (diários) ou longos (sazonais). De acordo com Boecker (2019), a variação na temperatura influencia na ocorrência da dilatação volumétrica principalmente do tabuleiro, mas especial atenção deve-se dar à ação da dilatação no sentido longitudinal da ponte, levando em consideração que a dimensão preponderando do tabuleiro é o seu comprimento.

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2021), os efeitos das ações térmicas podem ser avaliados de duas formas: através da variação uniforme e não uniforme da temperatura (gradiente térmico). A primeira forma pode ser estimada através da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo voltada para elementos genéricos de concreto. A segunda é voltada especialmente para pontes de concreto, e pode ser realizada através de outros dois métodos.

O primeiro método consiste em considerar a variação da temperatura ao longo do conjunto “tabuleiro + longarina” como linear em função da altura. Entretanto, optou-se pelo segundo método, que prescreve a atuação da variação da temperatura em função da altura como uma relação não uniforme, pois acredita-se que essa é a melhor forma de descrever o comportamento dos efeitos térmicos em uma estrutura, principalmente pelo fato de que o tabuleiro é o primeiro e o mais afetado elemento estrutural pelo gradiente térmico, diferente das longarinas que são alcançadas pelo calor de forma secundária, conforme a figura 15:

Como os elementos do conjunto “tabuleiro + longarina” são de diferentes tipos, acaba que a aplicação do gradiente térmico se torna inviável de ser realizada no SAP 2000 de forma integrada. Por isso, optou-se por fazer a seguinte simplificação para que os efeitos térmicos pudessem ser implementados no modelo computacional: aplicar um gradiente térmico de 13,5 °C no tabuleiro (elemento de placa) e outro gradiente de 3 °C nas longarinas (elemento de barra), como mostrado na próxima figura. É importante lembrar que essa consideração não consegue representar com uma precisão elevada os valores dos efeitos térmicos dentro da estrutura, mas foi verificado que as tensões geradas na estrutura a partir da inserção dessas cargas térmicas são coerentes com o modelo teórico, o que nos leva a concluir que esse recurso contribui significativamente para a avaliação global dos esforços no projeto.

Figura 15 - Distribuição da temperatura ao longo da altura da seção



Fonte: Adaptada da NBR 7187 (ABNT, 2023)

2.4.4 Cargas horizontais (Frenagem e aceleração)

Segundo a NBR 7188 (ANBT, 2013), as forças horizontais geradas pelo efeito de frenagem e/ou aceleração devem ser determinadas por uma parcela da carga característica dos veículos aplicadas sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável.

$$H_f = 0,25 * B * L * CNF \geq 135 \text{ kN}$$

Sendo:

H_f = força de frenagem e/ou aceleração (kN);

B = largura efetiva (m) da carga distribuída q;

L = comprimento (m) da carga distribuída q.

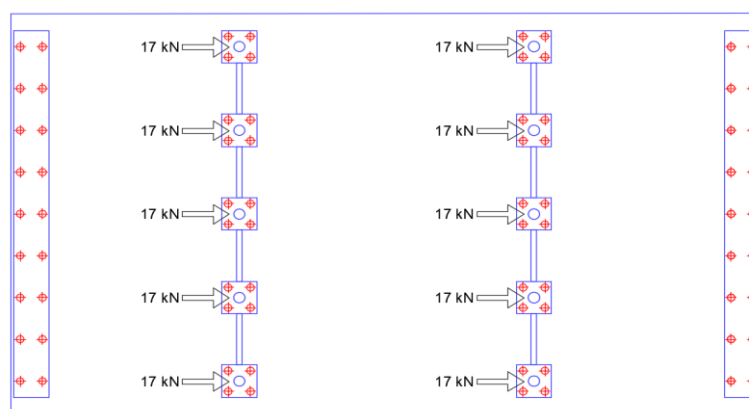
Para encontrarmos a largura efetiva da carga distribuída é necessário considerar somente os valores das 5 (cinco) faixas de rolamento do projeto sem as defensas (17,00 m) e o comprimento equivalente é o mesmo comprimento total da ponte (40,00 m). O CNF já foi determinado anteriormente (1,00).

Depois de encontrar a carga total provocada pelo efeito de frenagem e/ou aceleração é necessário dividi-la igualmente pelo número de pilares da estrutura, conforme a figura 16. Essa consideração é baseada na hipótese de que os aparelhos de apoio deformam mediante a aplicação dos carregamentos, ocorrendo assim uma redistribuição dos esforços nos pilares, conforme as pesquisas de Cavalcante (2019).

$$H_f = 0,25 * 17,00 * 40,00 * 1,00 = 170 \text{ kN} \geq 135 \text{ kN}$$

$$H_{f,pilar} = \frac{170}{10} = 17 \text{ kN}$$

Figura 16 - Aplicação das cargas de frenagem e aceleração nos pilares



Fonte: Acervo pessoal (2023)

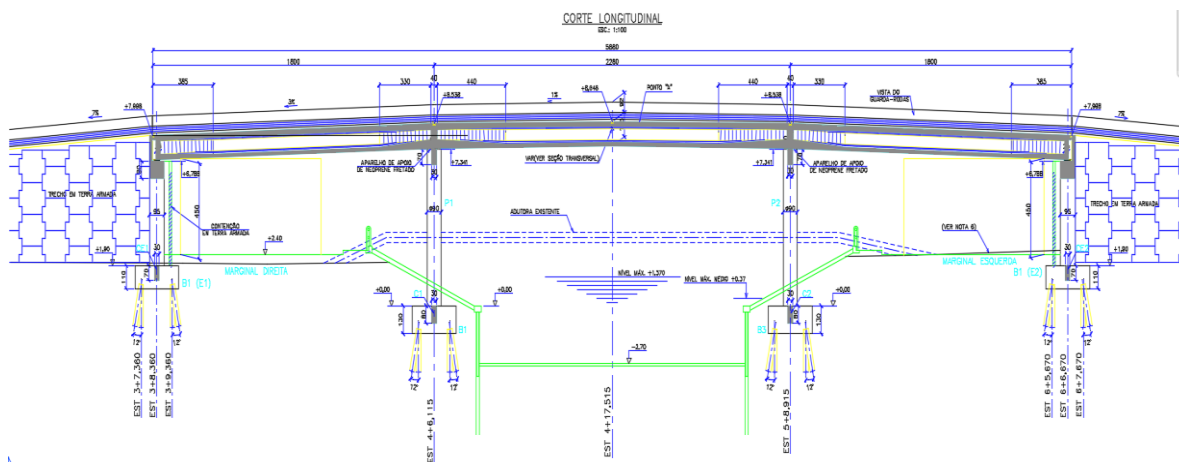
Da mesma forma que as forças horizontais promovidas pelo vento, os carregamentos de frenagem e/ou aceleração devem ser aplicados no tabuleiro, apesar dos esforços não serem preponderantes para o dimensionamento das lajes e das longarinas. Por isso, é importante no modelo computacional implementar as cargas no topo dos pilares, caso contrário as lajes apresentarão resultados incompatíveis com a realidade devido à picos de tensão no tabuleiro (caso os carregamentos pontuais fossem aplicados nos elementos de placa). Além disso, é importante lembrar da hipótese adotada do diafragma rígido, que já considera que os esforços atuantes no topo dos pilares são transferidos ao tabuleiro. É claro que o presente estudo se trata de uma ponte simétrica, com vãos dentro da média, pilares com comprimentos de flambagem pequenos, etc., e isso nos permite realizar tais simplificações. No caso de pontes com estruturas mais complexas (vãos maiores, pilares mais altos e possíveis trechos em balanço) é necessário que outras análises sejam realizadas, conforme os estudos feitos por Cavalcante (2016).

2.5 ESTUDO DE CASO DA PONTE SÉRGIO ARRUDA (PSA)

2.5.1 Histórico da ponte e descrição do projeto estrutural

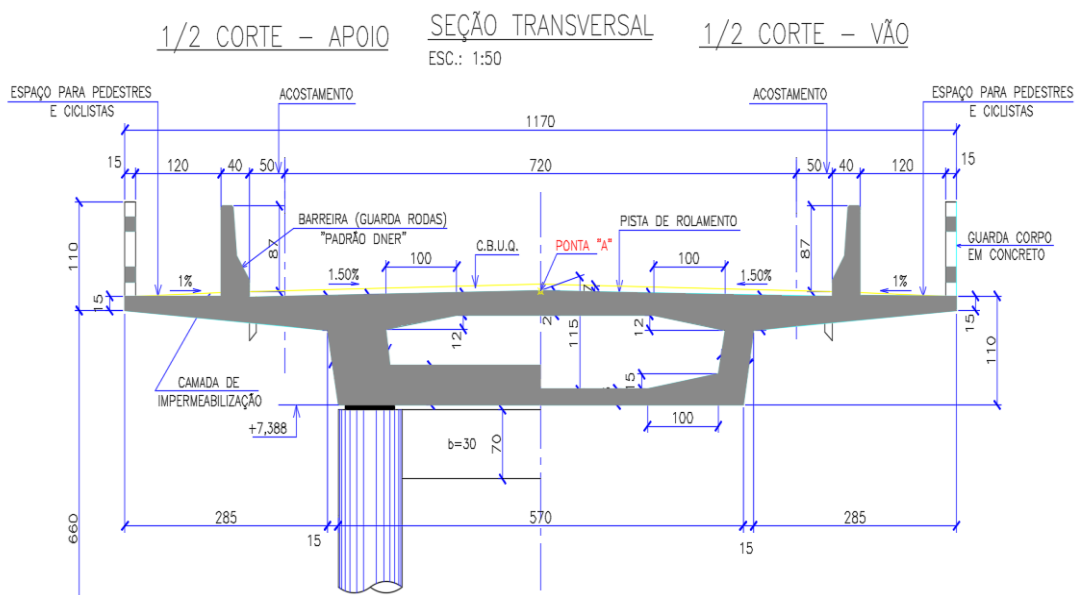
A atual ponte Sérgio Arruda é localizada na Rua Adílson José Pinto Pereira, entre os bairros Pacoval e São Lázaro da Zona Norte de Macapá-AP, sendo constituinte da principal via de integração com o centro da cidade e demais bairros. A OAE foi inaugurada em 2003, com 160 metros de extensão total, sendo constituída por duas cabeceiras, construídas em muro solo armado, e uma ponte de concreto armado e protendido com 32,0 m (trinta e dois metros) de comprimento, classificada como ponte em viga e moldado in loco. A via constituída sobre a ponte e as duas cabeceiras é composta por dois passeios laterais, além de guarda-corpo e 02 (duas) faixas de rolamento com largura de 8,0 m (oito metros). O fluxo dos veículos sobre a via é de mão única, admitindo somente o sentido de sul para o norte, sendo o tráfego da via classificado como de natureza rodoviária. A descrição pode ser entendida de forma mais clara através das figuras apresentadas a seguir.

Figura 17 - Vista longitudinal da Ponte Sérgio Arruda



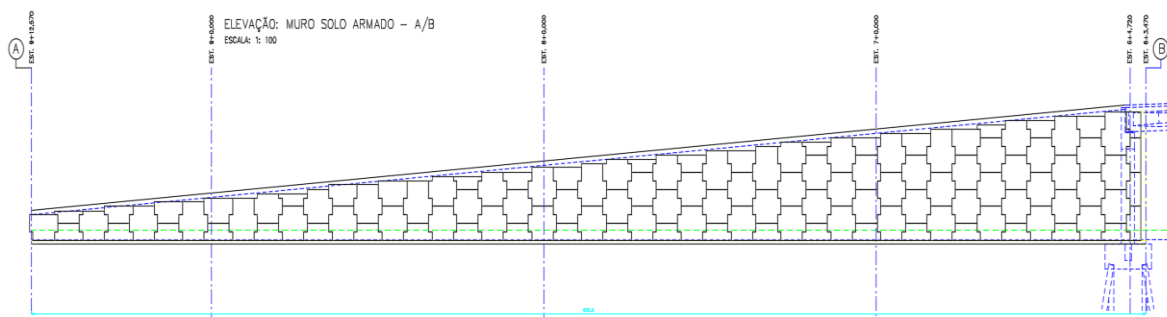
Fonte: SF Engenharia (2002)

Figura 18 - Seção transversal do trecho central da ponte



Fonte: SF Engenharia (2002)

Figura 19 - Vista da cabeceira



Fonte: SF Engenharia (2002)

A concepção estrutural do projeto utiliza 8 (oito) pilares para o apoio da mesoestrutura, que são divididos na extensão da ponte, sendo que metade desses pilares são localizados nos vértices das cabeceiras e a outra metade se encontra próximo às margens do Canal do Jandiá. De acordo com o projeto, as cabeceiras são compostas de elementos modulares pré-fabricados e com a utilização da técnica de terra armada, que atualmente é bastante utilizada no Brasil.

2.5.2 Diagnóstico atual

Em 2019 foi elaborado um laudo técnico, como resultado da atuação do Ministério Público do Amapá (MP-AP), que atestou a existência de várias patologias construtivas diversas na estrutura da ponte, exigindo inclusive a realização de intervenções urgentes. Grande parte dos problemas foi motivada pela ausência de inspeções, tendo em vista a ausência de documentos comprobatórios de qualquer atividade de vistoria ou manutenções realizadas desde a inauguração da ponte, apesar da grande relevância da obra.

Segundo o laudo, a superestrutura da ponte já apresentava desde a data citada indícios de corrosão avançada nas armaduras de alguns elementos estruturais, além de manchas e eflorescência nas superfícies de concreto, provocadas principalmente pela ausência de pingadeiras e pela falta de manutenção, conforme a imagem abaixo.

Figura 20 - Manchas e eflorescências na região inferior do tabuleiro



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Já na mesoestrutura podemos identificar outras patologias visíveis nos pilares, oriundas do destacamento do revestimento nominal da armadura, aparentemente gerada por um choque mecânico. Como consequência, as armaduras expostas (registradas na próxima figura) entraram em processo de corrosão, que tende a se espalhar para o restante da armadura longitudinal e transversal do pilar.

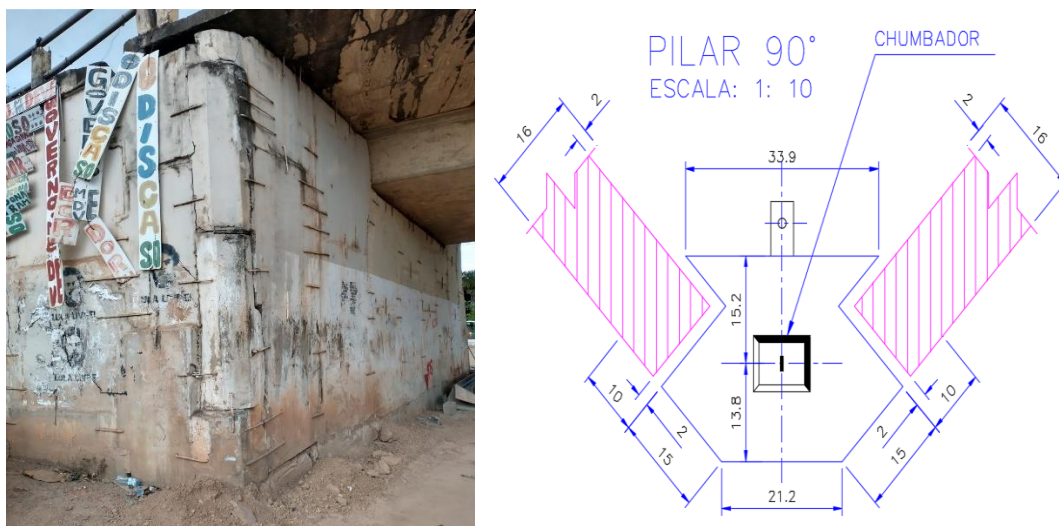
Figura 21 - Destacamento do revestimento da estrutura



Fonte: Politec//DC (2019)

Porém, as principais anomalias da ponte encontram-se nas suas cabeceiras, começando pelos pilares de 90°, que receberam intervenções de reforço estrutural de forma muito equivocada. Os mesmos foram concebidos para trabalharem em conjunto com a superestrutura da ponte (servindo de apoio para as vigas de seção caixão em concreto protendido), permitindo que as cabeceiras trabalhassem de forma independente, mas com a aplicação de grampos na estrutura essa premissa deixou de ser atendida, conforme a ilustração a seguir.

Figura 22 - Pilar de 90° com o grampeamento e vista em projeto



Fonte: Acervo pessoal (2023)

O grampeamento da estrutura foi uma tentativa de reforço estrutural realizada após o deslocamento de alguns elementos modulares das cabeceiras e o surgimento de muitas fissuras e fendas nesta região. De acordo com o projeto original, as paredes de contenção abaixo do tabuleiro da ponte deveriam trabalhar independente das cabeceiras, mas com a aplicação dos grampos a concepção estrutural foi mais uma vez desconsiderada, limitando desta forma o correto funcionamento da estrutura. Para piorar a situação, os grampos apresentaram indícios de corrosão progressiva na época da elaboração do laudo, além de promoverem o aparecimento de trincas nas regiões adjacentes aos reparos, principalmente nas paredes de contenção, conforme os registros feitos apresentados a seguir.

Figura 23 - Grampos aplicados na cabeceira e tabuleiro



Fonte: Acervo pessoal (2023)

De modo geral, os grampos acabaram promovendo o surgimento de novas trincas nos elementos pré-fabricados das duas cabeceiras, pois as intervenções promoveram uma redistribuição dos esforços que as peças não estavam preparadas para receber, sendo tais soluções consideradas para resolver os problemas da estrutura. Dessa forma, o laudo foi categórico ao concluir que “Quanto às cabeceiras da obra de arte em terra armada, estruturas independentes, acusavam patologias estruturantes que configuram a perda de desempenho, devendo ser refeito em sua

totalidade.” (MP-AP, 2020). Quanto à situação da estrutura de concreto armado e protendido da ponte em si (fundação, pilares, tabuleiro, etc.), o laudo não identifica patologias estruturais de gravidade elevada que podem ser observadas visualmente, recomendando assim a realização de ensaios (destrutivos e indestrutíveis) e análises mais apuradas.

2.5.3 Projeto de ressignificação da PSA

Após a conclusão do laudo técnico, desenvolvido pela equipe técnica formada pela Polícia Técnico Científica do Amapá (POLITEC-AP), Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), Corpo de Bombeiros Militar do Amapá (CBM-AP), Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Amapá (CREA-AP) e Ministério Público do Amapá (MP-AP), foi tomada a iniciativa por parte da Prefeitura Municipal de Macapá (PMM) de criar um convênio juntamente com a UNIFAP, por meio da Coordenação do Curso de Engenharia Civil (CEC – UNIFAP) visando a elaboração de projetos de engenharia pertinentes a ressignificação da estrutura da ponte e entorno, envolvendo os docentes e discentes do curso.

Dentre os principais objetivos do projeto podemos destacar a elaboração do projeto de infraestrutura viária (referente ao ordenamento urbano da região do entorno da ponte e aos estudos preliminares de mobilidade urbana, hidrológicos e de acessibilidade), do orçamento analítico (que reúne todas as informações relacionadas aos custos dos serviços e materiais da obra), do projeto geotécnico (que prevê o estudo do solo da região e o correto dimensionamento das fundações) e do projeto estrutural, que define os materiais, as dimensões e as especificações de cada elemento estrutural, atendendo aos critérios de segurança, durabilidade e economia.

A entrega dos produtos do projeto de extensão foi marcada pela cerimônia realizada no dia 23 de junho de 2022 no bloco de laboratório do curso de Engenharia Civil da UNIFAP (registrada na imagem abaixo), e dentro do pacote de materiais entregues à PMM abordaremos algumas das soluções a seguir, apresentando informações que serão utilizadas posteriormente no estudo de caso.

Figura 24 - Entrega dos projetos da nova Ponte Sérgio Arruda à PMM



Fonte: Abel Neto/PMM (2022)

a) Projeto arquitetônico

Atualmente, a Ponte Sérgio Arruda é a principal ligação entre o centro e a zona norte da cidade de Macapá, sendo localizada no bairro Pacoval (sobre o Canal do Jandiá), conforme as duas imagens seguintes.

Figura 25 - Localização da Ponte Sérgio Arruda



Fonte: Acervo pessoal (2023)

O novo projeto tem por objetivo melhorar a mobilidade entre as regiões norte e sul da cidade, que hoje é feita através da ponte atual, cujo gabarito oferece uma pista com sentido único. A proposta contempla a utilização de até 5 (cinco) pistas de

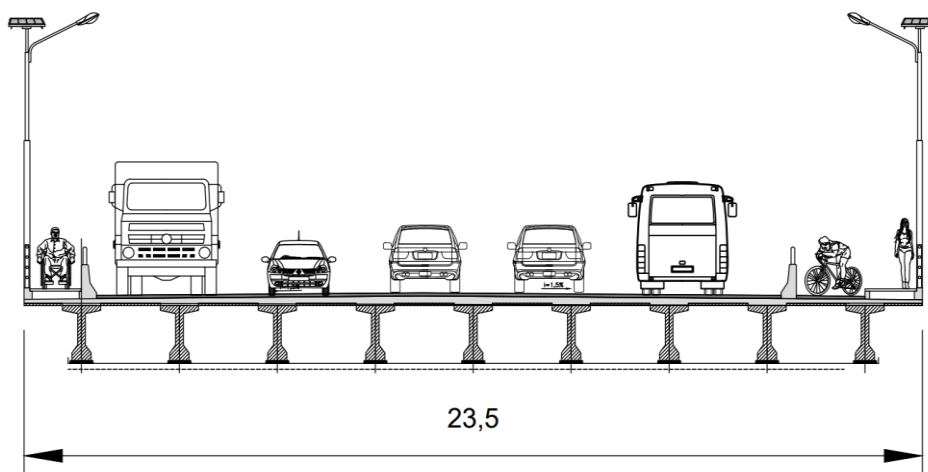
rolamento, 02 (duas) faixas no sentido Zona Norte - Centro e outras 03 (três) faixas no sentido Centro - Zona Norte, sendo uma faixa exclusiva para coletivo, uma ciclofaixa e calçadas em ambas as laterais (mobilidade ativa), dimensionadas a partir dos estudos de tráfego feitos. No total, a nova ponte possui um gabarito de 23,50 m, e pode ser vista através da figura 27.

Figura 26 - Extensão da área do projeto



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 27 - Seção transversal da nova ponte Sérgio Arruda



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Um detalhe que não podemos deixar de mencionar são as defensas de concreto, que funcionam como barreiras que têm o objetivo de conter e disciplinar o fluxo de veículos, segregando as pistas de rolamento das calçadas e ciclofaixas. Assim como os guarda corpos, as defensas devem ser levadas em consideração

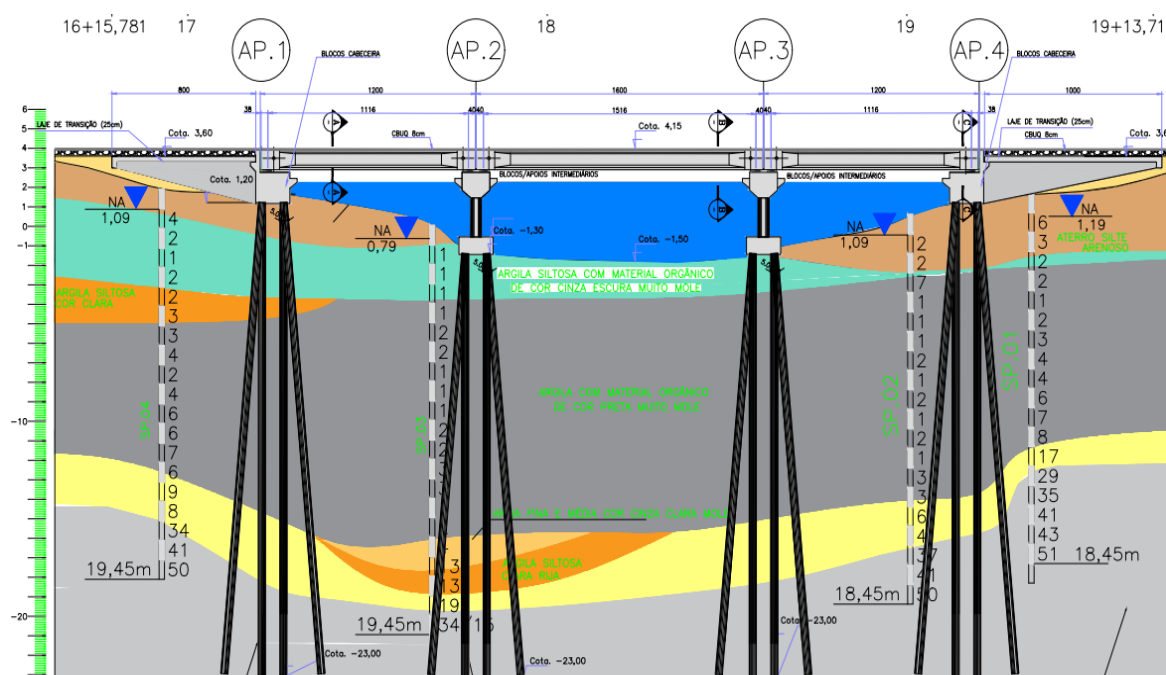
como elementos estruturais dotados de carregamentos permanentes de peso próprio no dimensionamento da ponte.

b) Projeto estrutural e de fundações

O sistema estrutural escolhido foi o de ponte em vigas, que se caracteriza por apresentar vinculações que não transmitem momentos fletores da superestrutura para a infraestrutura. Uma das vantagens do sistema é que ele oferece liberdade na escolha da altura das seções transversais das vigas, além da facilidade na determinação dos esforços, o que permite aos calculistas chegarem a resultados confiáveis de forma mais simples.

A superestrutura da ponte foi concebida com uma seção que possui 9 (nove) vigas longarinas pré-moldadas com 1 metro de altura e seção I não constante, dispostas em três vão principais: o primeiro de 12 metros, o segundo com 16 metros e o terceiro novamente com 12 metros de comprimento (total de 27 vigas longarinas). Além disso, o projeto prevê a utilização de vigas transversinas com 60 cm de altura e 20 cm de largura na região de união entre as longarinas: no início, no centro e no final do comprimento das longarinas, com o intuito de absorver uma boa parcela dos esforços e gerar maior estabilidade ao sistema, conforme a imagem a seguir.

Figura 28 - Perfil longitudinal da nova Ponte Sérgio Arruda

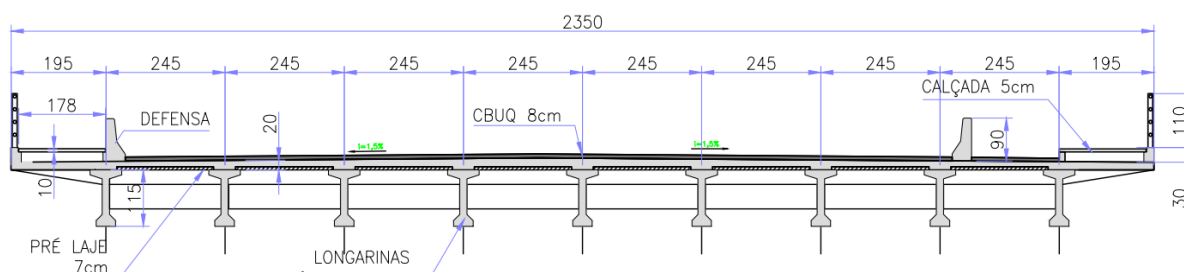


Fonte: Acervo pessoal (2023)

As vigas longarinas da região central são apoiadas nas suas duas extremidades em dois grandes pórticos, formados por cinco pilares (com diâmetro de 60 cm) e, uma viga robusta de seção trapezoidal. Esses pórticos também servem de apoio para as extremidades internas das vigas longarinas das cabeceiras.

A configuração das vigas requer a existência de quatro zonas destinadas às fundações para a formação da infraestrutura, duas nas cabeceiras e duas na região central. Nas fundações das cabeceiras, como foi supracitado, foram concebidos grandes blocos rígidos, que são apoiados sobre 18 (dezoito) estacas do tipo raiz. Isso foi feito no intuito de promover a rigidez necessária para a estabilidade estrutural e para manter as longarinas apoiadas de forma horizontal, conforme ilustrado abaixo.

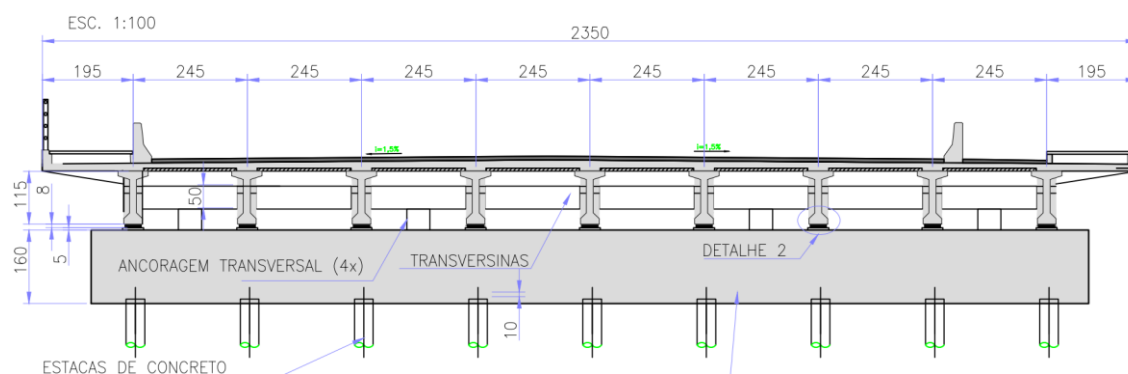
Figura 29 - Seção transversal do tabuleiro



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Em função da pequena altura da ponte, é necessário que no ponto das cabeceiras as vigas longarinas sejam apoiadas diretamente no bloco de fundação, o qual possui 1,95 m de largura, 21,5 m de comprimento e 1,6 m de altura. Além disso, o bloco de fundação possui uma parede estrutural com aproximadamente 1,10 m que serve para fazer a contenção das vigas longarinas, de acordo com o desenho a seguir.

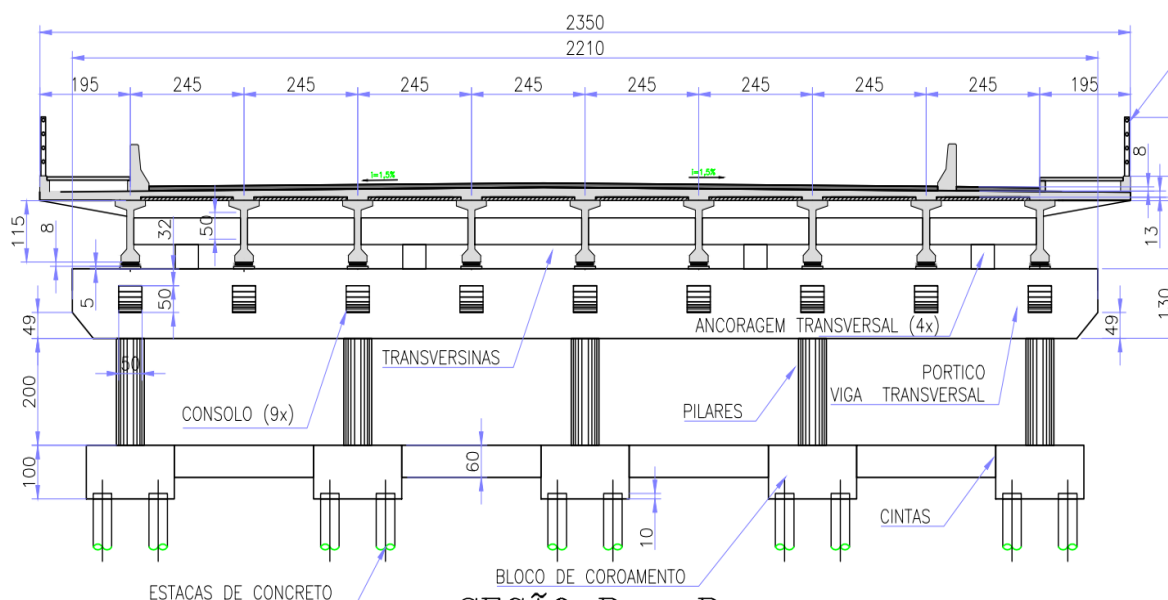
Figura 30 - Seção da estrutura na região das cabeceiras



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Na região dos cinco pilares do pórtico as fundações são constituídas por cinco blocos apoiados por quatro estacas de concreto, sendo que as estacas possuem 25m de comprimento e algumas delas são inclinadas. É importante observar que os blocos se encontram conectados por cintas (com altura de 50 cm) que colaboram para o travamento da estrutura, seguindo as indicações da imagem abaixo.

Figura 31 - Seção da estrutura na região central



Fonte: Acervo pessoal (2023)

As lajes apresentam uma espessura de 20 cm e são armadas de forma unidirecional, com o sentido predominante de flexão perpendicular ao fluxo de automóveis. Além disso, optou-se por fazer a adoção de pré-lajes em grande parte do tabuleiro, dispensando boa quantidade de escoramentos. Foram adotados dois tipos de pré-lajes, a primeira com 50 cm de largura, totalizando 592 unidades, e o outro tipo com 40 cm de largura, totalizando 48 unidades, ambas possuem 7cm de espessura e 2 m de comprimento.

A vinculação típica da nova ponte se encaixa na categoria de vigas simplesmente apoiadas, com sucessão de tramos. Essa vinculação geralmente é utilizada em pontes com processo construtivo em vigas pré-fabricadas, ajudando na distribuição de esforços nos apoios, em virtude das ações horizontais.

O uso desse sistema estrutural é o mais usado em todo Brasil e, por isso, trata-se de um método consagrado, com grande disponibilidade de referências bibliográficas e acervos técnicos para a elaboração de novos projetos.

c) Método executivo proposto

- 1) Execução das primeiras estacas (evitando o conflito com a estrutura atual);
- 2) Demolição da ponte atual (existente);
- 3) Remoção de entulhos (bota fora);
- 4) Escavação manual com profundidade de 3 a 4 metros;
- 5) Aterramento mecanizado e compactação da região das cabeceiras;
- 6) Execução das estacas que não podiam ser escavadas sem a demolição;
- 7) Execução dos blocos de coroamento e vigas de travamento;
- 8) Execução dos encontros (lajes de transição e alas de contenção);
- 9) Lançamento das vigas pré-moldadas protendidas;
- 10) Montagem da pré-laje previamente fabricada;
- 11) Execução e concretagem da laje principal (tabuleiro);
- 12) Execução dos acabamentos (passeios, pavimentação, defensas, guarda-corpos, sinalização e postes).

É importante destacar que o método executivo das pontes em vigas é caracterizado pela sua elevada agilidade, sendo essa a tipologia de ponte mais adequada para a situação exposta no estudo de caso (levando em consideração que o tráfego atual precisará ser interrompido para a execução da nova ponte). O ganho no cronograma da obra acontece principalmente pela dispensa de cimbramentos para a concretagem do tabuleiro devido às pré-lajes e às longarinas pré-fabricadas, que são elementos que podem ser executados simultaneamente com as demais estruturas moldadas “in loco”, como os blocos, pilares e vigas travessas.

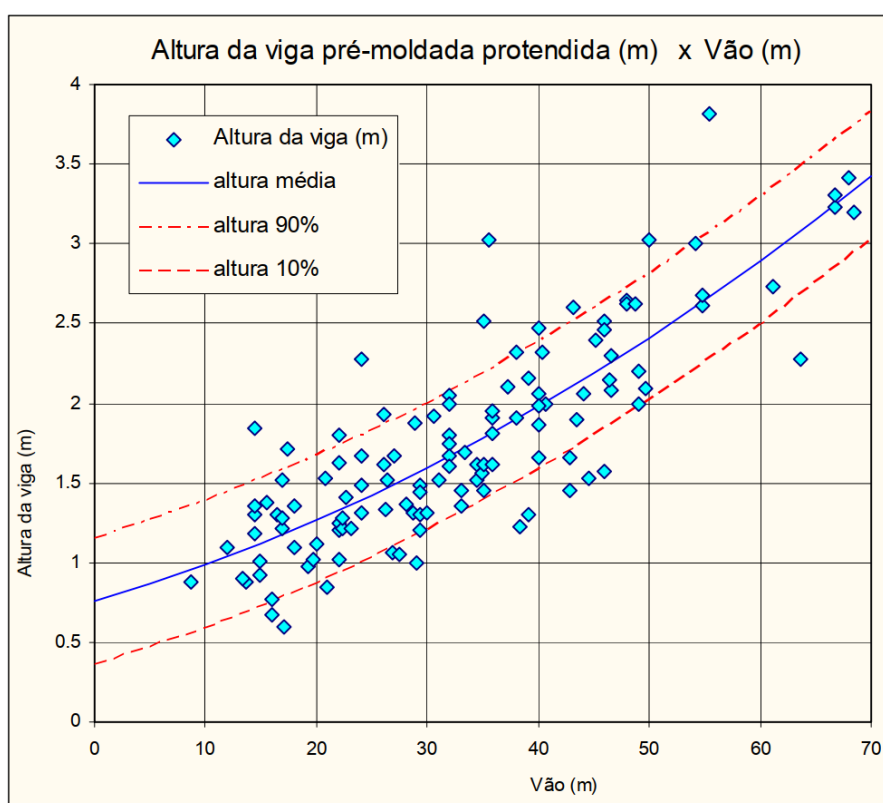
Dentro da concepção da nova proposta de projeto para a Ponte Sérgio Arruda existiam vários desafios que precisavam ser vencidos, como o vão de 40 m de uma cabeceira à outra, a necessidade de uma ponte com a mínima altura possível do greide da pista, o menor impacto possível nas edificações vizinhas, um sistema construtivo relativamente rápido que pudesse mitigar ao máximo os transtornos causados pelas obras (principalmente no trânsito), a utilização de soluções que respeitassem a disponibilidade do mercado local, entre outros.

Os critérios utilizados no pré-dimensionamento da seção da longarina empregada no estudo de caso seguem as orientações de Thomaz (2015), que apresenta um gráfico que correlaciona o vão livre a ser vencido e altura média (com a

margem de 10% para mais e para menos) de uma seção de viga protendida pré-fabricada em perfil I para pontes.

Após a análise de todos os fatores, foi decidido dividir a ponte em 3 (três) partes: um vão livre de 12 m, um de 16 m e outro vão de 12 m novamente. Além disso, optou-se por padronizar a seção das longarinas, utilizando o maior vão como critério para o pré-dimensionamento. Por isso, o valor discernido para a altura da longarina foi de 1,00 m, sendo esse um valor coerente com o gráfico apresentado na figura 32.

Figura 32 - Gráfico de correlação entre o vão e a altura de longarinas



Fonte: Thomaz (2015)

O autor supracitado também apresenta algumas equações para o pré-dimensionamento da largura da mesa, do entre-eixo das longarinas, do balanço do tabuleiro, da espessura da laje, da distância entre as bordas das placas pré-moldadas, etc. É importante lembrar que as dimensões encontradas servem somente para um estudo inicial da obra, inclusive para uma avaliação das fundações. Além disso, outros fatores influenciam diretamente na definição das geometrias das peças, como é o caso da resistência característica do concreto. De qualquer forma, todas as medidas devem

ser confirmadas a partir da realização do projeto estrutural completo, com todas as verificações e dimensionamentos inerentes às normas vigentes.

$$f \geq \left(\frac{L_{livre} (m)}{100 m} \right) * H_{long} (m) \quad e \quad f \geq \frac{L_{livre}(m)}{30}$$

$$f \geq \left(\frac{16}{100} \right) * 1,0 \geq 0,16 m \quad e \quad f \geq \left(\frac{16}{30} \right) \geq 0,533 m \text{ (adotado 0,60 m)}$$

Sendo:

f = largura da mesa superior da longarina;

L_{livre} = Vão livre da longarina;

H_{long} = Altura da longarina;

$$a (m) \leq 0,028 * L_{livre} (m) + 2,0 m$$

$$a (m) \leq 0,028 * 16,0 + 2,0 m \leq 2,448 m \text{ (adotado 2,45 m)}$$

Sendo:

a = entre-eixo das longarinas;

$$e_{apoio} \geq 0,10 * a (m)$$

$$e_{apoio} \geq 0,10 * 2,45 \geq 0,245 m \text{ (adotado 0,35 m)}$$

Sendo:

e_{apoio} = espessura da laje nos apoios intermediários sobre as vigas (incluindo a parte retangular da espessura da mesa superior da longarina);

$$e_{vão} \approx 0,60 * e_{apoio}$$

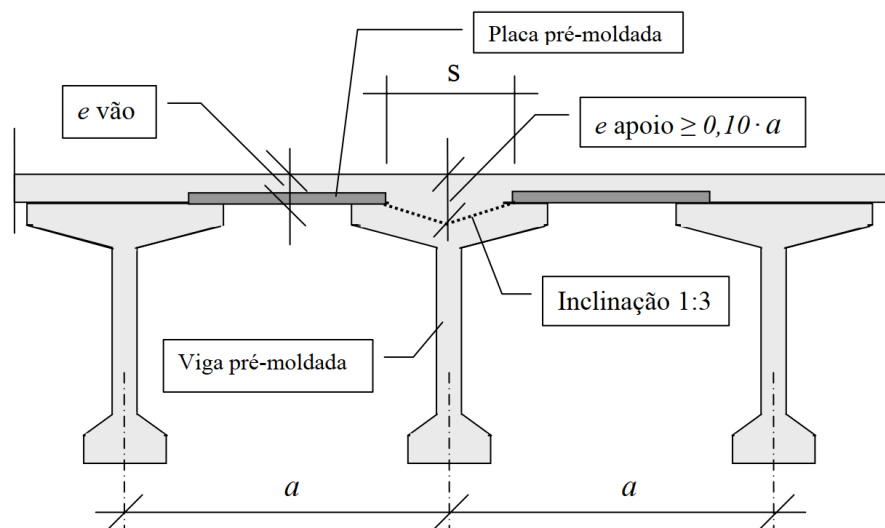
$$e_{vão} \approx 0,60 * 0,35 \approx 0,21 m \text{ (adotado 0,20 m)}$$

Sendo:

$e_{vão}$ = espessura da laje no meio do vão;

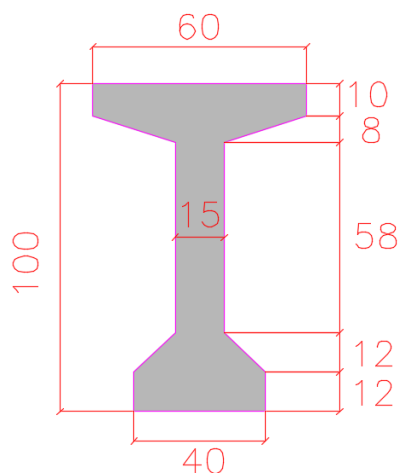
Além disso, foi considerado que a espessura da alma deveria ser de aproximadamente 15 cm e a largura da mesa inferior (também chamada de talão) seria de 40 cm (aproximadamente três vezes o valor da alma). Essa decisão tomada (apresentada na figura 34) foi tomada de acordo com as recomendações de Thomaz (2015), explícitas na ilustração da imagem abaixo.

Figura 33 - Principais dimensões do tabuleiro de uma ponte em viga



Fonte: Thomaz (2015)

Figura 34 - Dimensões finais da longarina



Fonte: Acervo pessoal (2023)

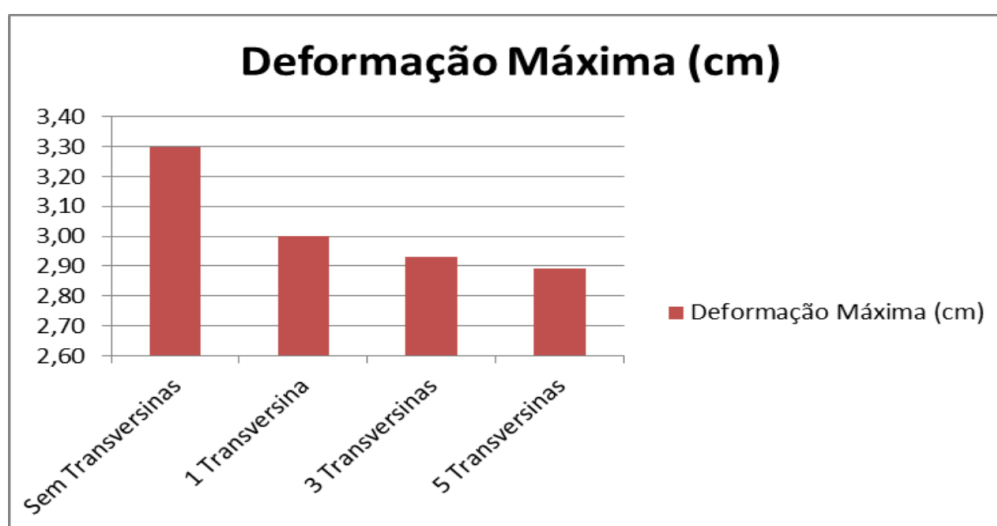
Quanto à utilização das transversinas, Chandolu (2003) afirma que elas são elementos estruturais capazes de prevenir possíveis esforços excessivos de torção nas longarinas (inclusive na fase de execução da obra) e de contribuir na redistribuição dos esforços na estrutura na sua fase de operação. Entretanto, as transversinas são “inimigas” da produtividade, pois a sua utilização aumenta os custos do projeto e o tempo de execução, gerando indiretamente uma perda de competitividade da empresa responsável pelo projeto e obra do empreendimento. Portanto, é necessário que o emprego das transversinas seja muito bem justificado pelo calculista, principalmente no caso de pontes com longarinas pré-fabricadas.

O mesmo autor também analisou em sua pesquisa diversos parâmetros que influenciam diretamente na eficiência das transversinas, e viu que os principais são: o comprimento dos vãos livres, a esconsidade da ponte, a rigidez do elemento e a sua localização em relação às longarinas (transversinas de apoio ou intermediárias). Em contrapartida, verificou-se que o espaçamento entre-eixo das longarinas e o número de vãos são critérios que pouco influenciam na eficiência delas (Chandolu, 2003).

No exemplo de ponte utilizado para a modelagem do estudo de caso foram previstas 9 (nove) transversinas no total, sendo 3 (três) para cada vão: duas de apoio e uma intermediária no meio do vão. Para fundamentar essa escolha, foi realizado um estudo sobre a pesquisa de Fulgêncio, De Paula e Azevedo (2014), que realizaram várias propostas variando o número de transversinas em uma ponte de múltiplos vãos biapoiados com vigas protendidas pré-fabricada, sendo a ponte modelada e analisada no software SAP 2000.

O resultado encontrado pelos autores citados acima (mostrados nas imagens 35 e 36 apresentadas a seguir) confirmou o trabalho de Chandolu (2003), principalmente quanto à redistribuição das cargas e redução dos deslocamentos relativos entre as longarinas, pois as transversinas acrescentam rigidez na estrutura. Ademais, foi verificado um aumento dos esforços nas longarinas, tendo em vista que as transversinas são apoiadas nas longarinas. Porém, verifica-se que a relação “vão livre *versus* altura da longarina” permite ainda ter uma margem para esses esforços adicionais, conforme o gráfico apresentado por Thomaz (2015) na figura 32.

Figura 35 - Deformações máximas com a variação do número de transversinas



Fonte: Fulgêncio, De Paula e Azevedo (2014)

Figura 36 - Esforços nas longarinas com a variação do número de transversinas

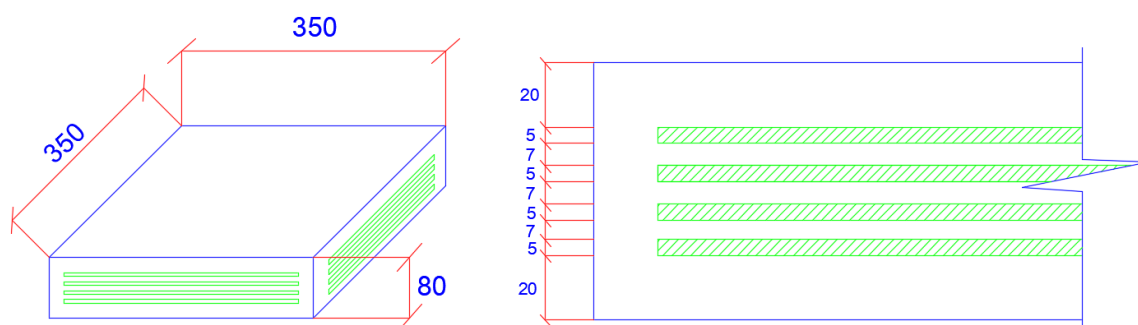
Casos de Inclusão das Transversinas	Peça Estrutural	Momento Fletor (kN.m)	Momento Torsor (kN.m)	Força Cortante (kN)
Sem Transversinas	Longarina de Bordo	5405,15	316,51	1163,73
	Longarina Interna	6702,30	249,70	1242,59
Uma Transversina	Longarina de Bordo	5836,58	320,84	1206,49
	Longarina Interna	6752,33	281,20	1250,75
Três Transversinas	Longarina de Bordo	6125,31	327,69	1258,04
	Longarina Interna	6801,11	282,01	1264,56
Cinco Transversinas	Longarina de Bordo	6403,57	332,05	1282,45
	Longarina Interna	7051,66	298,65	1281,78

Fonte: Fulgêncio, De Paula e Azevedo (2014)

No estudo de caso realizado foi considerada a utilização de aparelhos de apoio elastoméricos, mais conhecidos como aparelhos de neoprene. Na sua composição, esses dispositivos possuem elastômeros intercalados em camadas por chapas de aço, formando um conjunto capaz de resistir à altas cargas de compressão e intempéries severas. Além disso, os AAF possuem uma alta deformabilidade transversal e longitudinal, permitindo movimentos rotacionais em torno de qualquer eixo por deformação elástica e absorvendo os deslocamentos em operação da estrutura causados pelos carregamentos. As características do modelo de AAF utilizado no trabalho podem ser visualizadas na próxima imagem.

Um outro fator importante para o qual se deve atentar são os critérios para o pré-dimensionamento das dimensões de um AAF apresentados na NBR 9062 (ABNT, 2017), que é a norma de projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Segundo o documento, as camadas de elastômeros devem ter uma espessura entre 5 e 25 mm, e as chapas de aço que constituem a fretagem devem ter espessura mínima de 2 mm. De forma global, o conjunto formado pelas camadas de elastômero e as chapas de aço devem atender a uma série de verificações que são apresentadas na norma, mas que não fazem parte do escopo deste trabalho. Ao longo do trabalho (especialmente no item 2.6.6) será aprofundado mais sobre a implementação das propriedades de um AAF dentro de um modelo computacional.

Figura 37 - AAF do estudo de caso (medidas em mm)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

No exemplo desenvolvido, a infraestrutura é um conjunto formado pelos seguintes elementos: estacas, blocos de coroamento (centrais e extremos), pilares, vigas travessas, lajes de transição e abas de contenção. As dimensões de todos esses elementos (exceto os pilares e as vigas travessas) foram determinadas a partir de vários métodos inerentes à área de geotecnia, e por isso não são objeto de estudo deste trabalho, apesar de que alguns desses elementos foram modelados.

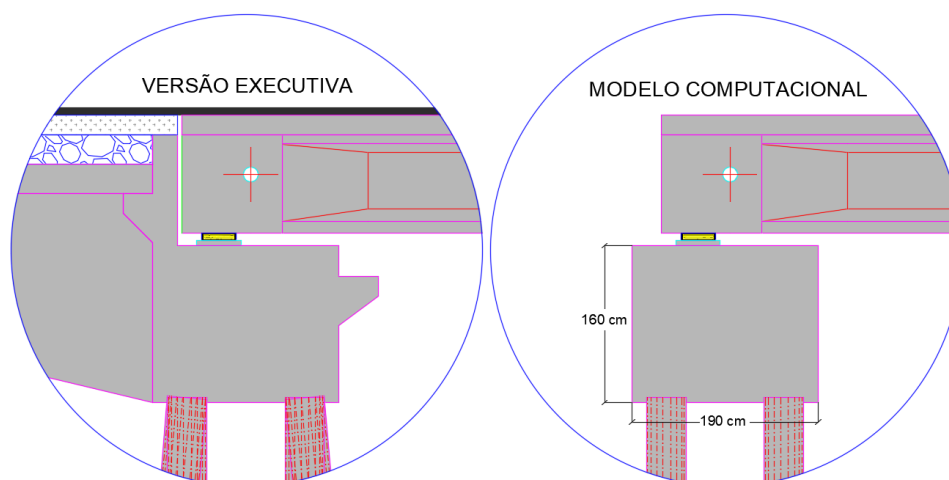
Dentro do contexto descrito acima foi decidido que as lajes de transição e as abas de contenção são elementos que não deveriam fazer parte do modelo computacional, pois possuem uma função estritamente geotécnica. Além do mais, acredita-se que a supressão delas não interfere de forma significativa nos resultados do modelo computacional.

Já a situação dos blocos de coroamento (centrais e extremos) e das estacas é diferente, pois se a supressão desses elementos fosse realizada certamente os resultados da deformada global dos elementos da superestrutura seriam prejudicados, tendo em vista que a rigidez do conjunto formado pelos blocos de coroamento e estacas é bem diferente de um simples engaste na base dos pilares (na região central) e na base das vigas (nas extremidades da ponte). Por isso, foi realizada a interação solo-estrutura das estacas através de correlações de molas horizontais lineares com a resistência (N_{SPT}) e o tipo de solo ao longo do comprimento da estaca, que serão aprofundadas no item 4.3.2 deste trabalho.

De forma específica aos blocos de coroamento da extremidade, foram realizadas duas considerações na sua modelagem. A primeira foi a simplificação da seção transversal do bloco dentro do modelo computacional (mostrada na figura a seguir), levando em conta que a parte “retirada” da seção possui uma função mais

construtiva do que estrutural, tanto que construtivamente ela só é executada em uma 2ª etapa de concretagem realizada após a instalação das longarinas.

Figura 38 - Blocos de fundação da extremidade



Fonte: Acervo pessoal (2023)

A segunda simplificação está na desconsideração do empuxo de solo que age lateralmente nos blocos de coroamento da extremidade. A medida foi tomada tendo em vista a elevada rigidez da seção diante dos carregamentos de empuxo.

2.6 ASPECTOS ENVOLVIDOS NA MODELAGEM COMPUTACIONAL

2.6.1 O contexto da modelagem de estruturas

De acordo com Amorim, Barboza e Barbirato (2010), o projeto de pontes é cercado por aproximações quando feito de forma manual, pois as análises dos elementos estruturais precisam ser feitas de forma isolada, envolvendo hipóteses simplificadoras na separação dos elementos. Apesar da consistência e coerência da teoria da estática e da resistência dos materiais, que foi a base para o desenvolvimento de inúmeros projetos de pontes de concreto dimensionadas de forma analítica até hoje, os resultados dos cálculos manuais muitas vezes são conservadores demais, pois o comportamento global da estrutura não tem como ser verificado de fato. O resultado disso são estruturas mais onerosas, que na maioria das vezes são construídas através da verba pública.

Por esse motivo, a utilização dos recursos computacionais para a análise de OAEs foi ganhando cada vez mais importância no cenário nacional da engenharia, pois através deles muitos estudos de viabilidades puderam ser realizados de forma mais rápida e efetiva através da integração entre todos os elementos da estrutura no modelo computacional, permitindo uma visualização mais abrangente entre esforços e tensões resultantes.

No início, a utilização dos computadores no cálculo de estruturas aconteceu através dos laboratórios de muitas universidades públicas brasileiras, mas atualmente já é uma realidade de todos os escritórios de cálculo do mercado com o advento dos softwares comerciais que permitem o desenvolvimento de modelos discretos cada dia mais sofisticados.

Segundo Abrishami (2017), a análise estrutural de pontes e viadutos é conduzida com a utilização de várias ferramentas computacionais que são os softwares, como é o caso do RISA 3D, MIDAS Civil, ANSYS, Abaqus FEA e o SAP 2000, que será utilizado na análise da ponte estudada no trabalho. O autor lembra que os softwares citados são os mais utilizados mundialmente na modelagem e na análise de pontes e que todos exigem que os seus usuários possuam os conhecimentos técnicos necessários antes de operá-los.

2.6.2 O Método dos Elementos Finitos (MEF) e o software SAP 2000

De acordo com Moaveni (2003), os métodos teóricos fundamentados em simplificações possuem a sua utilidade e demonstram muita eficiência dentro do contexto da análise de uma estrutura, porém a resposta mais adequada para um problema relacionado ao assunto sempre será aquela baseada em uma análise completa de todo o conjunto integrado da superestrutura, onde todos os elementos são integrados dentro do modelo, formando uma única estrutura. É dessa forma que a obtenção dos esforços pode acontecer com maior precisão.

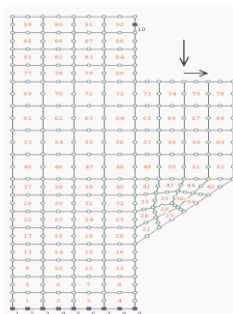
Dentro desse contexto está o método dos elementos finitos, que é um método capaz de resolver problemas complexos através da subdivisão da estrutura em pequenos pedaços que podem ser analisados com maior precisão. Segundo Azevedo (2003), dentro do campo da engenharia estrutural o MEF tem o objetivo de determinar o estado de tensão e deformação de um sólido dotado de uma geometria arbitrária e

condições de contorno específicas, sendo que este pode estar sujeito a carregamentos externos. É importante esclarecer que o MEF pode ser aplicado através de inúmeras maneiras dentro de um problema, pois através dele muitos tipos de análises podem ser feitos, como é o caso das análises estáticas, dinâmicas, lineares, não lineares, dentre outras.

Para uma explicação mais simples do método, Cook (1995), que foi um dos desenvolvedores do método, resume a aplicação do MEF da seguinte forma:

- a) Discretização: O primeiro passo é dividir a barra, placa ou sólido em áreas menores, “elementos finitos”. Esses elementos são representações aproximadas do conjunto da estrutura, conforme mostrado na imagem 39;
- b) Formulação Matemática: Para cada elemento finito devem ser formuladas equações matemáticas para descrever o comportamento do sistema nesta área. Essas equações são geralmente baseadas em leis físicas, como as equações de elasticidade para problemas de mecânica dos sólidos;
- c) Montagem Universal: Todas as equações desenvolvidas são combinadas em um sistema linear central que descreve o comportamento global do sistema;
- d) Condições de contorno: Aplicar restrições nas rotações e translações dos elementos, modelando assim as limitações físicas do problema. Isso muda o sistema geral de equações;
- e) Solução do Sistema Global: O sistema global de equações é solucionado numericamente para obter soluções aproximadas para as variáveis de interesse, como deslocamentos, vibrações, temperaturas, etc.;
- f) Pós-processamento: Após a obtenção das soluções é possível realizar o pós-processamento para calcular outras grandezas de interesse como deformações, tensões principais, reações de apoio, etc.

Figura 39 - Exemplo de discretização de um console de concreto pelo MEF



Fonte: Azevedo (2003)

Fu & Wang (2015) destacam que o método é conhecido pela sua grande aplicação na análise de estruturas de pontes. Segundo eles, deve-se começar definindo quais os tipos de elementos são os mais adequados para serem utilizados no modelo computacional (elementos 2D ou 3D) e qual a melhor forma de interpretar os resultados que serão fornecidos pelo método. Já Moaveni (2003) vai dizer que o primeiro passo está em eleger quais os elementos que serão estudados, depois determinar as suas propriedades geométricas e em seguida caracterizar as propriedades dos seus materiais. O segundo passo consiste na criação do modelo geométrico com linhas e áreas que representam barras e placas, atribuindo a esses elementos seções transversais e espessuras, respectivamente. O terceiro passo é o fracionamento ou “discretização” dos elementos da estrutura em pedaços suficientemente menores para a realização de uma análise mais refinada. Por fim os vínculos adequados são adicionados para restringir qualquer movimentação indesejada do corpo rígido da estrutura.

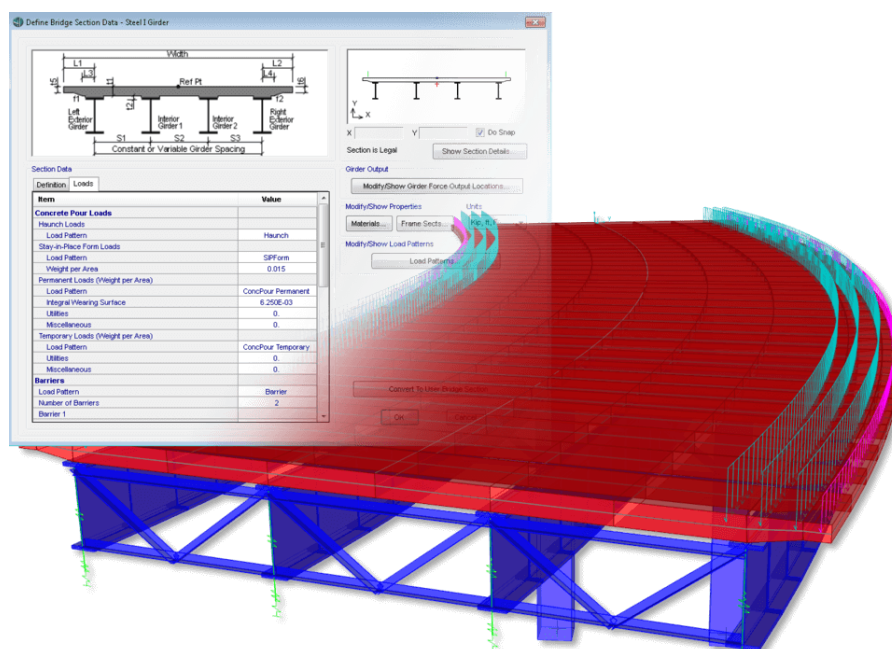
Atualmente o MEF já é uma realidade de vários softwares comerciais de engenharia, como é o caso do SAP 2000 que será estudado mais a fundo neste trabalho. A sigla SAP é a abreviação de *Structural Analysis Program*. De acordo com o manual do programa, o software possui uma interface gráfica 3D preparada para a realização integrada de modelagens, análises e dimensionamentos das mais variadas estruturas, como estádios, barragens, estruturas industriais e pontes. Atualmente o SAP 2000 conta com os recursos de geração de vários tipos de cargas, como as cargas móveis, de vento, sísmicas, etc., que podem ser combinadas de inúmeras formas, além de verificar e dimensionar estruturas metálicas, de alumínio, de madeira, mistas, de concreto armado, de concreto protendido e outros materiais.

Ademais, o SAP 2000 realiza a análise de vários elementos, como os pontuais (nós e cargas pontuais), os de linha (vigas, cabos, tirantes e pilares), os de área (lajes, paredes e cascas) e os sólidos (blocos em geral). Uma outra vantagem é a possibilidade de definir vários tipos de molas nas interfaces de contato entre os elementos estruturais, sejam eles 1D, 2D ou 3D, além da possibilidade de criar ligações com até três tipos de comportamento: linear, não linear e dependente da frequência, aumentando assim o leque de análises possíveis.

Apesar de todas as vantagens apresentadas, o SAP 2000 possui as suas limitações por não ser um software específico para projetos de pontes, como é o caso

do CSiBridge, que é capaz de integrar as tarefas de modelagem, análise e dimensionamento de pontes e viadutos em um único arquivo. A modelagem pode ser facilmente realizada a partir da utilização dos *templates* específicos de vários tipos de pontes disponibilizados no software (conforme a figura 40, que mostra um exemplo *templates* disponíveis no programa), como as pontes em viga, pontes estaiadas, pontes com seção caixão, pontes em laje e outros tipos, incluindo ainda a possibilidade de modelagem paramétrica de pontes metálicas, mistas, em concreto armado e até de concreto protendido. Ainda existe dentro do CSiBridge a capacidade de inserir e analisar automaticamente o trem-tipo transversal bastando informar a largura das faixas de rolamento, sem a necessidade de adaptar as cargas do veículo tipo ao formato de um “trem-tipo linear” que percorre um *path*, como no SAP 2000.

Figura 40 - Modelagem paramétrica de pontes mistas no CSiBridge



Fonte: CSi Portugal (2020)

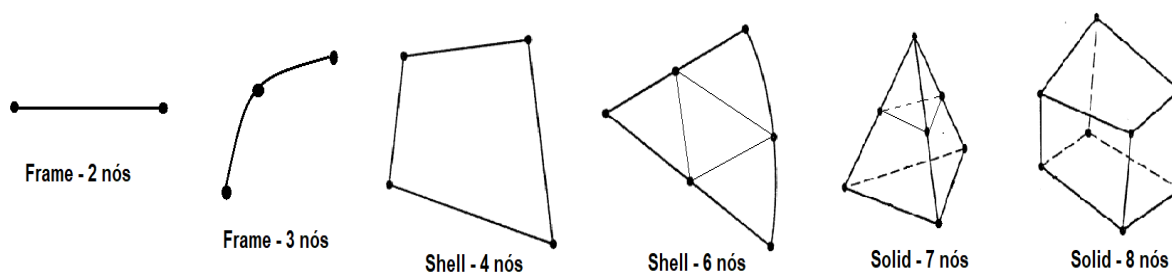
Além disso, o SAP 2000 não insere automaticamente os *links* entre os elementos estruturais e nem realiza as considerações devidas de excentricidade específicas ao cálculo de pontes, diferentemente do CSiBridge que já realiza todas essas tarefas somente a partir de alguns comandos. Porém a pior desvantagem de ambos os softwares é que eles não contemplam em suas bibliotecas normativas nenhuma das NBR's ou manuais do DNIT, exigindo que o usuário do programa tenha que fazer todas as suas verificações à parte ou então tenha que estudar as normas estrangeiras disponibilizadas no programa para concluir suas análises.

2.6.3 Modelos de cálculo adotados (*Frame, Shell e Solids*)

Para o desenvolvimento de um modelo computacional através de um software de elementos finitos é necessário que algumas premissas sejam adotadas para a representação geométrica da estrutura. De acordo com Boecker (2019), para os elementos que possuem uma dimensão preponderante ao longo do seu eixo longitudinal (1D), é indicado que eles sejam representados através de barras (*frames*), como os pilares, treliças, estacas e vigas. No caso dos elementos que possuem duas dimensões com maior representatividade (2D), como as lajes e chapas de aço, sugere-se representá-los através de modelos de cascas (*shells*), especialmente cascas com geometria retangular nesta situação. Além disso, existem os elementos que possuem as suas três dimensões com representatividade (3D), como é o caso de grandes blocos de fundações e barragens, e por isso é sugerido que a sua modelagem seja feita através de elementos sólidos (*solids*). Os elementos citados são ilustrados na figura 41, mostrada na próxima página.

Entretanto, é importante lembrar que não é somente a geometria dos objetos o parâmetro para a escolha do modelo computacional, mas principalmente o tipo de análise que precisará ser realizada e a facilidade de interpretação dos resultados, além do esforço computacional e o tempo de processamento disponível. Os modelos de *frame* geralmente são os mais utilizados dentro do contexto de pontes de concreto, além de possuírem uma fácil interpretação de resultados e o menor tempo de processamento. Já os modelos de *shell* possuem um tempo de processamento maior e apresentam uma leitura dos resultados mais complexa, porém são os mais indicados para a representação das lajes do tabuleiro. Os modelos de *solids* não foram utilizados em nenhum momento no modelo global do estudo de caso, devido ao elevado tempo de processamento (maior que os outros dois) e a dificuldade de interpretação dos resultados. Além disso, a representação dos blocos de coroamento pode tranquilamente ser feita através de elementos *shell*, sem prejuízos à análise que será realizada e aos esforços que serão posteriormente extraídos.

Figura 41 - Diferentes elementos finitos



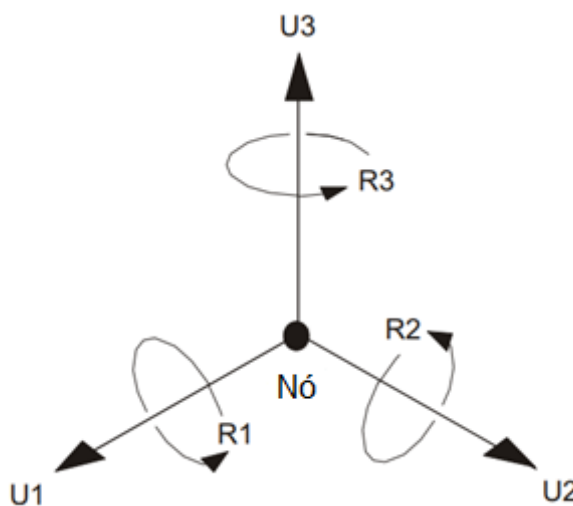
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Essas variáveis estão diretamente relacionadas com o software de análise e com as configurações do computador de trabalho, por isso será abordado a seguir uma breve descrição dos elementos de *frame* e *shell* dentro do software SAP 2000, que foi utilizado em um computador com processador i7-10750H, CPU @ 2.60GHz 2.59 GHz, memória RAM de 8,00 GB, placa de vídeo GTX 1650 e sistema operacional de 64 bits.

a) Barra (*Frame*)

Segundo Coutinho (2019), dentro do SAP 2000 os elementos de barra possuem 2 (dois) nós, sendo um nó inicial e um final, e 6 (seis) graus de liberdade em cada nó, permitindo 3 (três) translações e 3 (três) rotações que acontecem em cada um dos três eixos de referência da barra, conforme a figura abaixo. Por convenção, o eixo longitudinal de cada barra é definido automaticamente como o eixo 1 e os demais, podem seguir de acordo com o seu eixo de referência, conforme a figura 42 e 43.

Figura 42 - Graus de liberdade por nó de extremidade

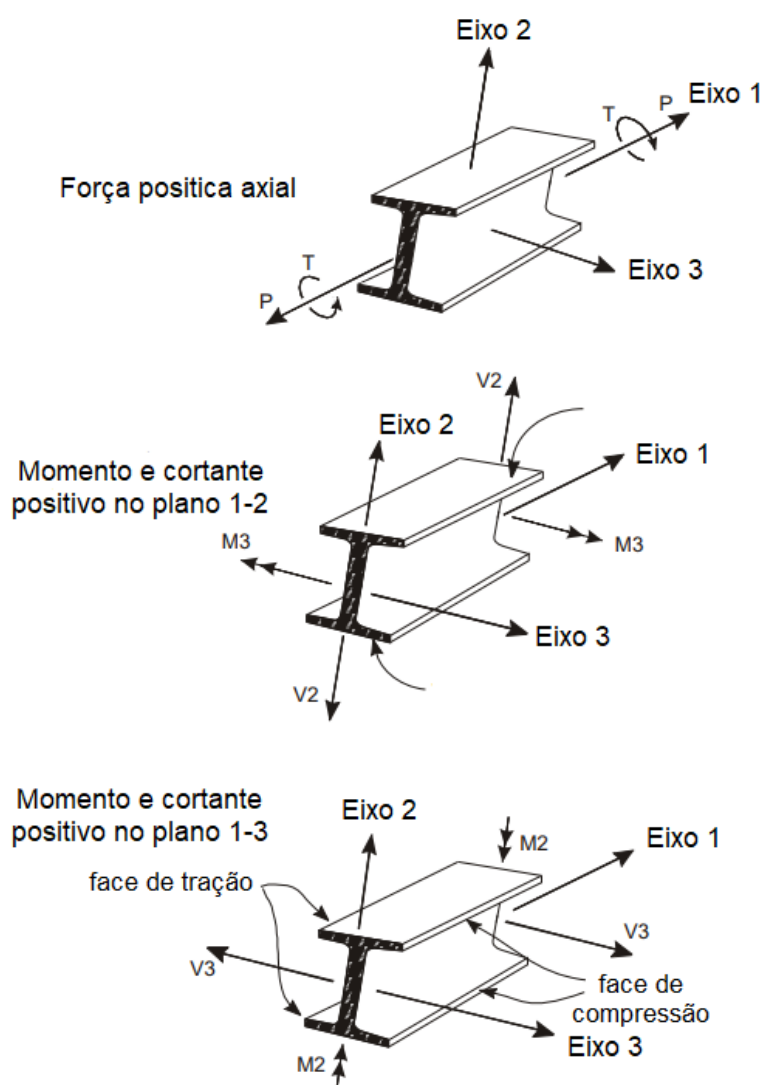


Fonte: Adaptado de SAP2000 CSI Reference Manual (2019)

A caracterização da rigidez das barras acontece de forma automática pelo software em função da definição de sua seção transversal e do seu material constituinte, sendo este cálculo realizado com base nas formulações da mecânica vetorial. Sempre que uma barra é modelada no programa, ela será inicialmente posicionada no centroide da seção transversal, mas é possível definir que a barra esteja posicionada em outra região da seção.

Para interpretar os resultados é importante lembrar que os esforços internos de momento fletor e esforço cortante podem acontecer em duas direções, os momentos de torção acontecem em torno do eixo longitudinal e o esforço normal é sempre perpendicular ao plano da seção transversal.

Figura 43 - Convenções de representação de resultados e sinal para esforços positivos para elementos de barra no SAP 2000



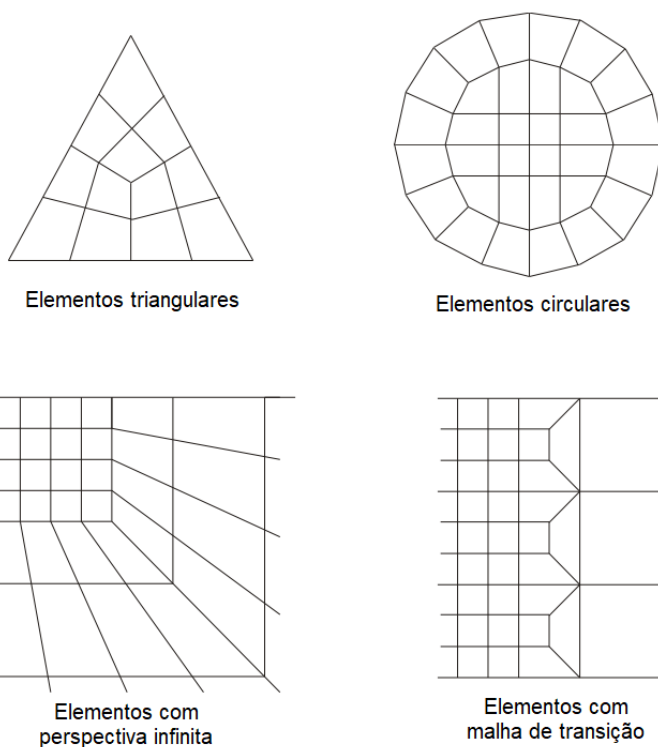
Fonte: Adaptado de SAP2000 CSI Reference Manual (2019)

b) Casca (*Shell*)

As cascas dentro do SAP 2000 podem ser modeladas com geometrias poligonais de 3 (três) ou 4 (quatro) nós, com a possibilidade de combinar entre si o comportamento de membrana e de placa. No estudo de caso serão utilizados somente os elementos de casca do tipo placa, para a representação do tabuleiro. Quando a placa é discretizada todos os seus elementos passam a ter o seu próprio sistema de coordenadas, assim como os seus carregamentos específicos e a sua própria definição de materiais, com características iso ou ortotrópicas.

A rigidez dos elementos de placa é calculada a partir de integrações numéricas, por isso que quanto maior for a discretização dos elementos maior também será a precisão dos seus resultados. De acordo com o *SAP 2000 CSI Reference Manual* (2019), os esforços e as tensões internas são avaliados através de pontos de integração de Gauss com a posterior extrapolação para os 3 (três) ou 4 (quatro) nós do elemento. Além disso, é importante lembrar que os elementos de casca possuem sempre 6 (seis) graus de liberdade por nó, que podem ser modificadas para representar uma condição de contorno desejada para a estrutura, conforme os exemplos de discretização mostrados a seguir

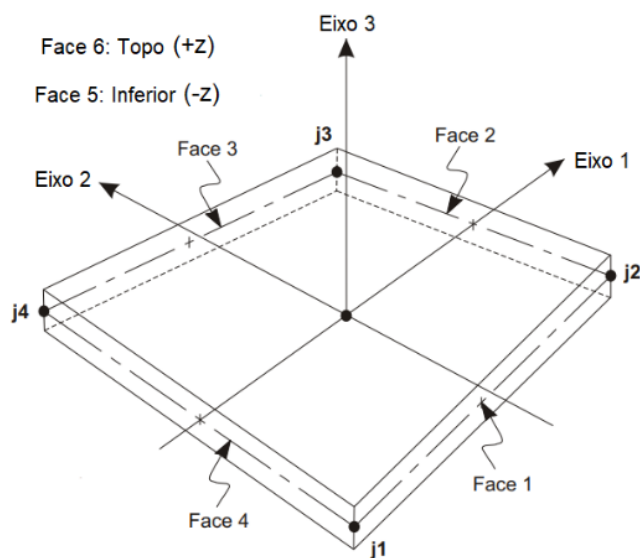
Figura 44 - Exemplos de malhas discretizadas usando quadriláteros de área



Fonte: Adaptado de SAP2000 *CSI Reference Manual* (2019)

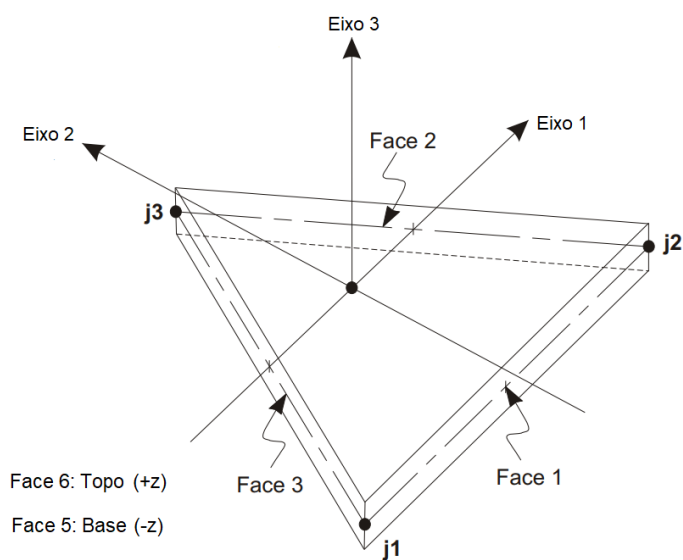
Os resultados apresentados de tensões resultantes são forças e momentos que agem no plano da casca, atuando em cada ponto da superfície média dos elementos. Para as placas utilizadas neste estudo de caso (que são placas homogêneas), as forças internas são: momentos fletores, momentos de torção e esforços cortantes de placa (M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} e V_{23}). As convenções de sinal e de posicionamento das tensões e dos esforços internos são apresentadas a seguir:

Figura 45 - Elementos de casca com 4 nós na biblioteca do SAP 2000



Fonte: Adaptado de SAP2000 CSI Reference Manual (2019)

Figura 46 - Elementos de casca com 3 nós na biblioteca do SAP 2000



Fonte: Adaptado de SAP2000 CSI Reference Manual (2019)

2.6.4 Caracterização das propriedades do concreto

Apesar do SAP 2000 não disponibilizar em sua biblioteca de materiais as definições de concreto segundo as normas brasileiras, o software permite que o usuário possa customizar os seus parâmetros para atingir as características desejadas. Em todos os elementos estruturais de concreto foi utilizada como bibliografia principal a NBR 6118 (ABNT, 2014) que é a principal norma nacional para projetos de estruturas de concreto.

A análise desenvolvida aconteceu integralmente no regime elástico-linear, onde os efeitos de plastificação e fissuração não são considerados para que o concreto atinja o seu Estado Limite Último (ELU). Dessa forma, foi considerada a hipótese dos pequenos descolamentos e de que a análise estrutural realizada na posição indeformada é suficientemente válida para o desempenho do modelo apresentado. A adoção desse partido nos permite assim modelar elementos estruturais sem barras de aço, uma vez que o trabalho contempla somente a análise estrutural e a verificação em serviço da estrutura, e não as etapas de dimensionamento.

Para a caracterização mecânica dos elementos estruturais foram adotados os seguintes valores, obedecendo as disposições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Segundo a norma, a deformação elástica do concreto armado é influenciada pela composição do traço do concreto, inclusive pela natureza dos agregados. Além disso, o documento também cita a importância da adoção de um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, para a avaliação do comportamento de um elemento da estrutura ou de uma seção transversal.

Esse módulo de elasticidade único deve ser igual ao Módulo de Deformação Secante (E_{cs}) do concreto, que será obtido por meio do Módulo de Deformação Tangente Inicial (E_{ci}). O E_{ci} deve ser encontrado segundo o método de ensaio apresentado na NBR 8522-1 (ABNT, 2021), que é a norma que trata de algumas das propriedades do concreto endurecido, especialmente a determinação dos módulos de elasticidade e de deformação (módulos estáticos à compressão). Porém, na ausência de ensaios a NBR 6118 permite que façamos a estimativa do E_{ci} usando as expressões abaixo:

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa;}$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaise;

Para determinar o f_{ck} da obra primeiro tem-se que levar em consideração o caráter construtivo do empreendimento (relevância de uma OAE), além das condições ambientais da região da obra, o tipo de agregado disponível no mercado local, a possibilidade de compra de concreto usinado e se a estrutura que será projetada empregará elementos em concreto protendido ou não. Para isso, deve-se consultar duas tabelas dispostas na NBR 6118 que serão apresentadas a seguir:

Figura 47 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

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	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Figura 48 - Correlação entre CAA e qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

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

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

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

A CAA da cidade de Macapá (AP) pode tranquilamente ser classificada com agressividade moderada (classe II) por se tratar de uma região urbana, mas nessa classe o nível de deterioração da estrutura é apresentado como pequeno, que é uma situação de projeto mais adequada para uma estrutura residencial ou comercial. Por isso, a CAA escolhida foi a classe III, pois, apesar da obra não ser construída em região marinha, o risco de deterioração da estrutura é grande por se tratar de uma área sujeita à regimes intensos de maré. Um outro fator que deve ser ponderado são as vigas longarinas protendidas da estrutura, e por isso a classe de concreto escolhida será C35 ($f_{ck} = 35$ MPa). Além disso, foi considerado que o tipo de rocha empregado na produção de agregados graúdos na região é o gnaisse.

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 1,0 * 5600 * \sqrt{35}$$

$$E_{ci} = 33130 \text{ MPa}$$

Depois que o módulo de deformação tangente inicial foi encontrado, pôde-se então calcular o módulo de elasticidade secante com as seguintes expressões:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = 0,8875 * 33130$$

$$E_{cs} = 29402,875 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 29402875 \text{ kN/m}^2$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{35}{80} \leq 1,0$$

$$\alpha_i = 0,8875 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

Tabela 1 - Propriedades do concreto da classe C35

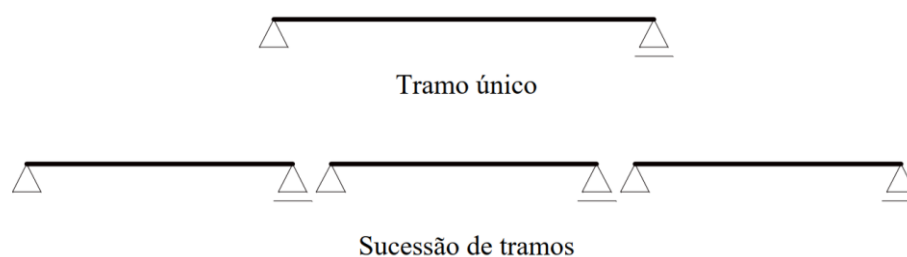
Peso específico do concreto armado (γ_{ca})	25 kN/m ³
Módulo de elasticidade (E_{cs})	29402875 kN/m ²
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Coeficiente de dilatação térmica (α_t)	10 E-06 °C ⁻¹
Resistência à compressão (f_{ck})	35000 kN/m ²
Resistência à compressão esperada (f_{ck}')	35000 kN/m ²

Fonte: Acervo pessoal (2023)

2.6.5 Condições de contorno

Segundo El Debs e Takeya (2009), uma das principais características das pontes em vigas está nas suas vinculações que não transmitem momentos fletores da super para a infraestrutura. Isso é mais fácil de ser notado nas pontes em que são utilizadas vigas pré-fabricadas sobre aparelhos de apoio. Essa premissa nos leva diretamente à conclusão de que as vigas longarinas que são apoiadas nas vigas travessas não podem ser engastadas, conforme o modelo teórico proposto a seguir.

Figura 49 - Modelo teórico de pontes em vigas



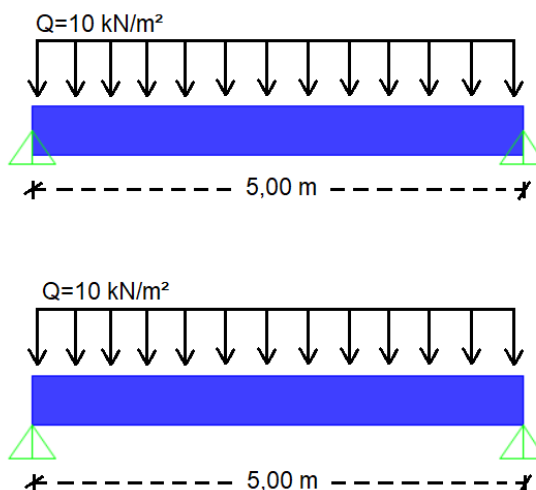
Fonte: EL DEBS e TAKEYA (2009)

Em projetos com elementos estruturais de grandes dimensões, como é o caso de uma OAE, é imprescindível que as excentricidades dos elementos estruturais sejam consideradas na modelagem e para que isso seja implementado no modelo computacional é necessário utilizar os “trechos rígidos” (nós de dimensões finitas), que, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são barras lineares na região de cruzamento de dois ou mais elementos de barra (*frames*) que podem ser considerados rígidos.

Para se ter uma ideia da magnitude da diferença dos resultados a partir da consideração das excentricidades, pode-se considerar os dois casos a seguir modelados e analisados com o auxílio do software SAP 2000, conforme a imagem 50.

- A) Uma viga de concreto armado com uma seção transversal de 20 cm x 50 cm, vão livre de 5,00m, concreto da classe C25, carregamento linearmente distribuído de 10 kN/m e apoios de 2º gênero nos dois lados da viga localizados no centroide da seção transversal;
- B) Uma viga de concreto com as mesmas características do caso supracitado, mas com os apoios de 2º gênero localizados na parte inferior da seção (simulando uma viga sobre um aparelho de apoio);

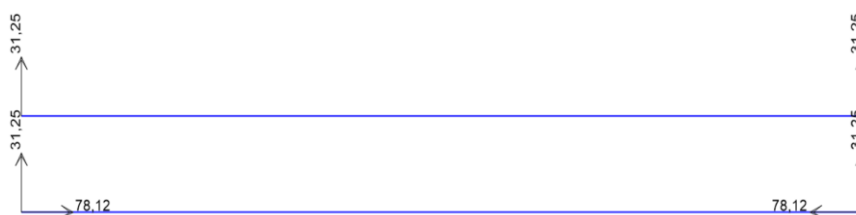
Figura 50 - Vigas A (apoio no centroide) e B (apoio excêntrico)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

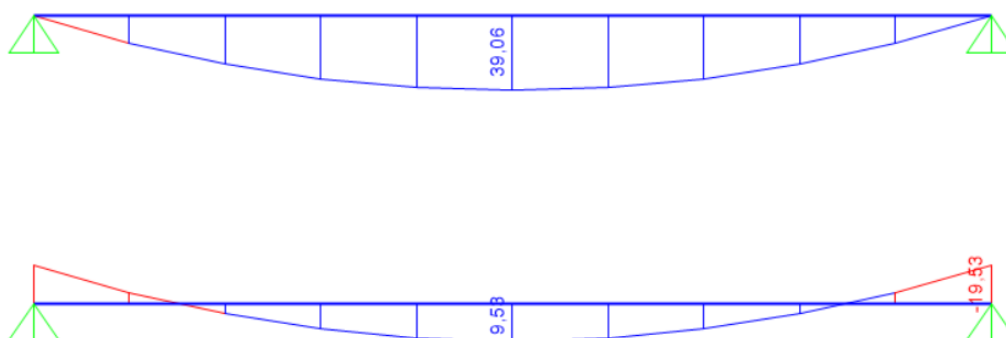
Apesar da rigidez da viga ser a mesma em ambos os casos, verifica-se que a mudança nas condições de contorno contribui bastante para a mudança dos resultados, conforme a análise das reações de apoio, do diagrama de momento fletor, da deflexão e do diagrama de força normal apresentados abaixo, comprovadas através dos resultados apresentados por meio das figuras a seguir.

Figura 51 - Reações de apoio nas vigas A e B (kN)



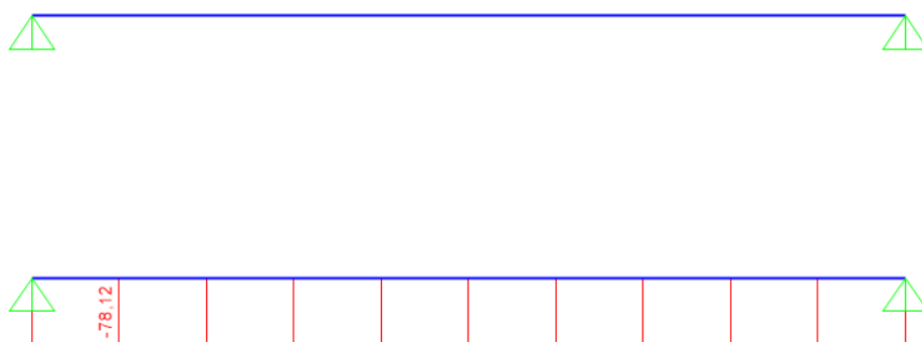
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 52 - Diagrama de momento fletor nas vigas A e B (kN*m)



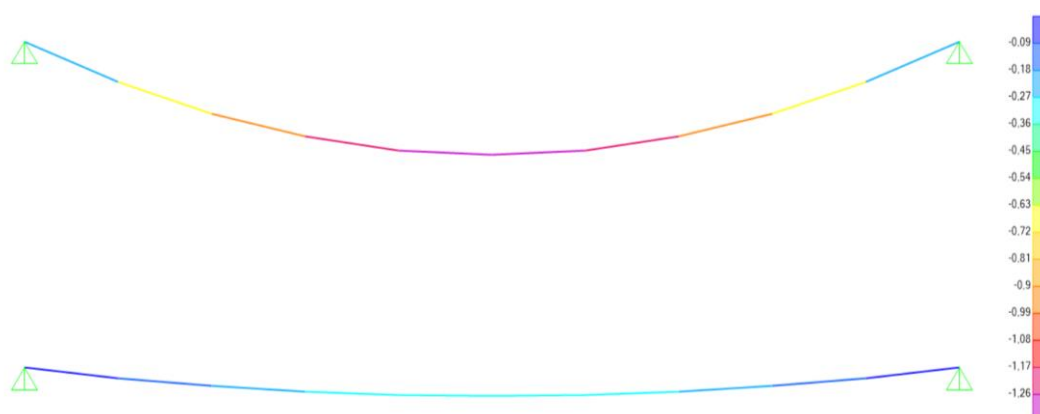
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 53 - Diagrama de esforço axial nas vigas A e B (kN)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

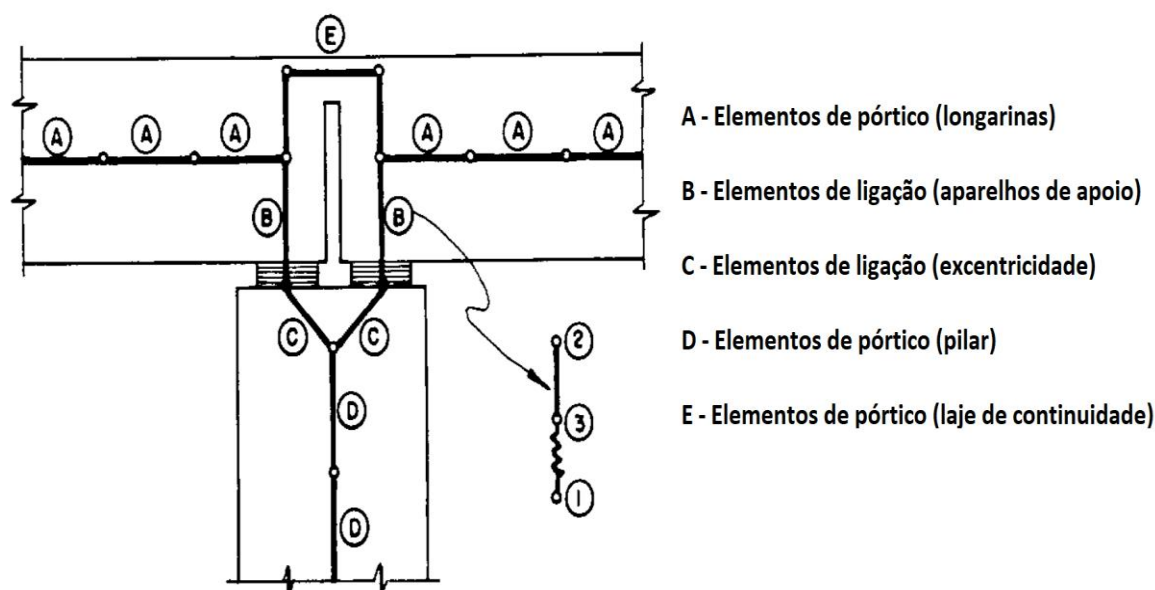
Figura 54 - Deformação vertical das vigas A e B (mm)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Como pode ser visto, a aplicação das condições de contorno é uma etapa que precisa ser feita com bastante rigor e atenção na modelagem da estrutura, principalmente no caso de OAE's. Ao mesmo tempo, a simples consideração dos apoios como de 2º gênero não é suficiente para representar a real condição de contorno da estrutura na prática, principalmente por conta das excentricidades nas ligações entre os elementos estruturais. Um outro comentário importante sobre o assunto é o feito por Alves (1994), que faz considerações sobre o modelo computacional de pontes em vigas com lajes de continuidade. Segundo o autor, as lajes de continuidade podem ser discretizadas na direção longitudinal da ponte empregando-se dois tipos de elementos de ligação elástica, que combinados às longarinas, aos aparelhos de apoio e aos pilares formam o modelo apresentado na figura abaixo:

Figura 55 - Discretização da laje de continuidade



Fonte: ALVES (1994)

De acordo com o *SAP 2000 CSI Reference Manual* (2019), toda estrutura espacial deve possuir os seus membros conectados de tal forma que os esforços solicitantes axiais, de cisalhamento e de flexão possam ser resistidos e distribuídos até chegar nas fundações da estrutura. Para que essas conexões (realizada através das condições de contorno) possam ser modeladas de maneira tridimensional, o SAP 2000 cria automaticamente nós entre as extremidades dos elementos de barra e nas arestas dos elementos de placa e sólidos. Os nós, também chamados de *joints*, possuem em sua composição 6 (seis) graus de liberdade, permitindo 03 (três) movimentos de translação (U_1 , U_2 e U_3) e 03 (três) rotações (R_1 , R_2 e R_3), sendo eles essenciais para o desenvolvimento de uma solução numérica, pois as tensões e deformações na estrutura se comportam de acordo o deslocamento dos nós.

É nos *joints* que os elementos estruturais são apoiados, principalmente pelas restrições fixas aplicadas em 1 (um) ou mais graus de liberdade. As restrições fixas são os chamados “apoios indeslocáveis”, com rigidez infinita, e que são úteis em muitos casos do cotidiano da engenharia. Mas na prática eles acabam sendo fictícios, pois mesmo nas ligações mais rígidas não podemos garantir uma rigidez infinita nos elementos estruturais. De acordo com o *SAP 2000 CSI Reference Manual* (2019), os comportamentos rígidos de sistemas de concreto devem ser modelados com uma rigidez da ordem de 1×10^{11} kN/m ou 1×10^{11} kN*m/rad.

Uma das formas de inserir os valores desejados de rigidez e assim caracterizar a restrição dos *joints* é através de um *link*, que é uma das principais ferramentas do SAP 2000. Os elementos do tipo *link* possuem a função de conectar 2 (dois) *joints* e podem apresentar três tipos de comportamento: linear, não linear e em função da frequência. Assim como os nós, os *links* possuem 6 (seis) graus de liberdade, sendo eles representados por 6 (seis) molas (momento, torção, axial e cortante). Os links que foram utilizados neste trabalho são todos do tipo linear (relação linear entre a força e o deslocamento aplicada sobre ele), e são apresentados nas tabelas 2 e 3. Na prática, o comportamento dos *links* é muito similar ao comportamento das barras rígidas, que são barras de rigidez infinita que possuem uma energia de deformação total nula e massa desprezível.

Tabela 2 - Aplicações dos links dentro do modelo computacional

NOME DO LINK	CORRESPONDÊNCIA
LINK 1	Estaca – C. G. do bloco de fundação (extremidade)
LINK 2	C.G. do bloco de fundação (extremidade) – Fundo do A. A.
LINK 3	Topo do A.A. – C. G. da viga longarina
LINK 4	Estaca – C. G. do bloco de fundação (central)
LINK 5	C. G. do bloco de fundação (central) – Fundo do pilar
LINK 6	Topo do pilar – C. G. da viga travessa
LINK 7	C. G. da viga travessa – Fundo do A. A.

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Além disso, é importante lembrar que os *links* geralmente são inseridos em relação ao seu sistema de coordenadas local, que possui o eixo 1 representando o eixo longitudinal do *link*, conforme a tabela abaixo. Mas quanto aos eixos globais da estrutura da ponte, a direção local 1 do *link* representa a direção vertical, a direção local 2 do *link* a direção longitudinal e a direção local 3 do *link* representa a direção transversal da ponte, respectivamente.

Tabela 3 - Rigidez dos links utilizados

	U1 (kN/m)	U2 (kN/m)	U3 (kN/m)	R1 (kN*m/rad)	R2 (kN*m/rad)	R2 (kN*m/rad)
LINK 1	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 2	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 3	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 4	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 5	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 6	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}
LINK 7	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}	1×10^{11}

Fonte: Acervo pessoal (2023)

2.6.6 Aparelhos de apoio e a mola equivalente

De acordo com Alves (1994), os elastômeros são materiais dotados de um comportamento não-linear, mas os tratamentos teóricos e as simplificações abordadas em cada métodos (baseadas nas equações constitutivas de tensão-deformação) nos permitem analisar e projetar esses elementos como um material isotrópico linear.

As características geométricas e de rigidez dos AAF foram calculadas a partir do roteiro apresentado no trabalho de Alves (1994), que foi elaborado segundo a teoria de Gent (1970) e Lindley (1966). Os passos do dimensionamento completo, das verificações e da determinação das rijezas dos AAF serão omitidos deste trabalho, tendo em vista que o foco do presente trabalho está na demonstração das etapas de modelagem dos elementos de uma ponte. A tabela a seguir resume as rijezas equivalentes aplicadas no modelo computacional dentro do SAP 2000.

Como pode ser observado, os valores mostram uma relação coerente com a teoria do assunto, visto que o maior valor encontrado é o da rigidez axial e o menor é o da rigidez à torção. Dessa forma a estrutura consegue suportar os carregamentos verticais e distribuir com facilidade os esforços horizontais causados principalmente pelos carregamentos de frenagem que distorcem os aparelhos de apoio.

Tabela 4 - Rijeças translacionais dos AAF (U1, U2 e U3)

AAF SOB COMPRESSÃO		AAF SOB CISALHAMENTO	
Camadas	Rigidez Axial (Z)	Rigidez ao Cisalhamento	
		Cortante (X)	Cortante (Y)
Cobrimento	$K_{uc} \text{ (tf/m)} = 50642$	$K_{vc} \text{ (tf/m)} = 735$	$K_{wc} \text{ (tf/m)} = 735$
Elementar	$K_{ue} \text{ (tf/m)} = 724885$	$K_{ve} \text{ (tf/m)} = 2100$	$K_{we} \text{ (tf/m)} = 2100$
Aparelho	$K_u \text{ (tf/m)} = 22919$	$K_v \text{ (tf/m)} = 241$	$K_w \text{ (tf/m)} = 241$
	$K_u \text{ (kN/m)} = 229192$	$K_v \text{ (kN/m)} = 2410$	$K_w \text{ (kN/m)} = 2410$

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Tabela 5 - Rijeças rotacionais dos AAF (R1, R2 e R3)

AAF SOB FLEXÃO			AAF SOB TORÇÃO
Cam.	Rigidez à Flexão		Rigidez à Torção (Z)
	Flexão (X)	Flexão (Y)	
Cob.	$K_{\theta yc} \text{ (tf*m/rad)} = 517$	$K_{\theta zc} \text{ (tf*m/rad)} = 517$	$K_{\theta c} \text{ (tf*m/rad)} = 0$
Ele.	$K_{\theta ye} \text{ (tf*m/rad)} = 7400$	$K_{\theta ze} \text{ (tf*m/rad)} = 7400$	$K_{\theta e} \text{ (tf*m/rad)} = 1$
Apa.	$K_{\theta y} \text{ (tf*m/rad)} = 234$	$K_{\theta z} \text{ (tf*m/rad)} = 234$	$K_{\theta} \text{ (tf*m/rad)} = 0$
	$K_{\theta y} \text{ (kN*m/rad)} = 2340$	$K_{\theta z} \text{ (kN*m/rad)} = 2340$	$K_{\theta} \text{ (kN*m/rad)} = 1$

Fonte: Acervo pessoal (2023)

3 METODOLOGIA

A concepção deste trabalho iniciou com a realização de um levantamento bibliográfico aprofundado sobre a estrutura de pontes de concreto armado e protendido, com ênfase no desenvolvimento de modelos computacionais para tais estruturas. Dentro desse levantamento se encontra a teoria necessária para o estudo da modelagem e da análise de pontes em vigas de concreto, que são as soluções mais utilizadas no contexto de projeto de OAE's, sendo elas atualmente calculadas com o auxílio de softwares.

Ao longo da monografia são realizados alguns esclarecimentos sobre as premissas dispostas nas NBR's relacionadas ao assunto, assim como as soluções estruturais que atualmente estão tomando à frente do mercado da construção, como é o caso das lajes de continuidade. Porém, a principal marca do trabalho é mostrar através da resolução de um exemplo como se realiza a modelagem e a análise de pontes de forma computacional, através da utilização de um software via MEF.

Após a discussão da teoria, é apresentado um roteiro de cálculo dentro do software SAP 2000 que se desenvolve a partir de um estudo de caso: a nova proposta para a Ponte Sérgio Arruda, localizada na cidade de Macapá-AP. É importante lembrar que o itinerário apresentado contempla somente a etapa de modelagem da estrutura, tendo como resultado a extração dos deslocamentos da estrutura e esforços para o dimensionamento, sendo que este último não é objeto de estudo.

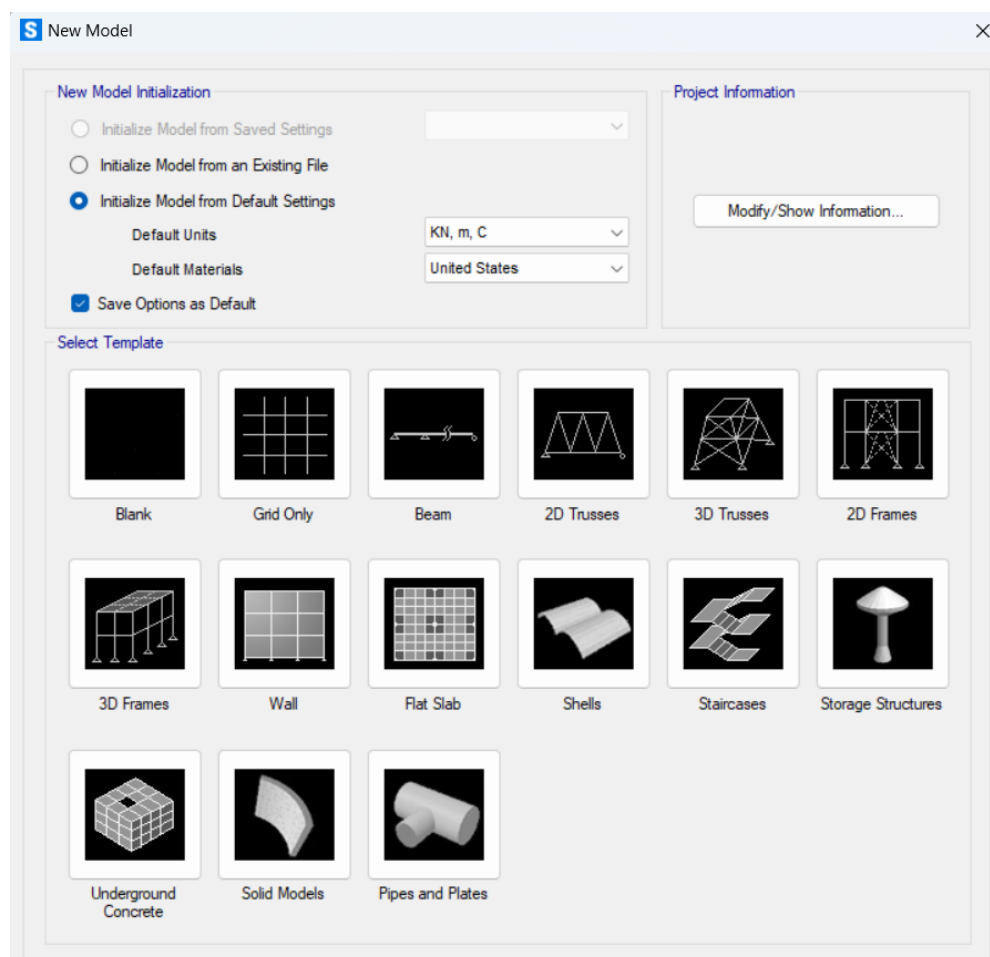
O roteiro é apresentado como uma rotina, que segue um fluxo de trabalho orientado por vários passos sequenciais dentro do software SAP 2000. Entretanto, é importante esclarecer que o desenvolvimento da pesquisa não é como o desenvolvimento de um algoritmo, pois a mesma apresenta uma pequena discussão em cada etapa do processo, auxiliando os leitores (que devem previamente possuir o conhecimento básico de resistência dos materiais, análise computacional de estruturas, mecânica dos sólidos, etc.) a desenvolverem um senso crítico durante a modelagem de uma estrutura de ponte, tendo como meta alcançar o modelo computacional mais próximo da realidade.

4 MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UMA PONTE NO SAP 2000

4.1 MODELAGEM DA SUPERESTRUTURA

Ao inicializar o programa, o usuário verá a seguinte caixa de mensagem, que apresenta alguns *templates* de estruturas que podem ser modeladas de forma paramétrica, como vigas, treliças planas e espaciais, pórticos planos e espaciais, escadas, etc. No caso de pontes, o SAP 2000 não disponibiliza nenhum *template*, exigindo que o projetista modele manualmente todos os elementos estruturais de uma OAE. Por isso, deve-se selecionar a opção *blank*, que é o ambiente de modelagem livre. Além disso, pode-se escolher as unidades de força, medida e temperatura. No exemplo resolvido serão adotadas as opções *default* do programa, conforme a imagem a seguir, mas o usuário pode escolher as suas unidades preferenciais.

Figura 56 - Tela de entrada do SAP 2000

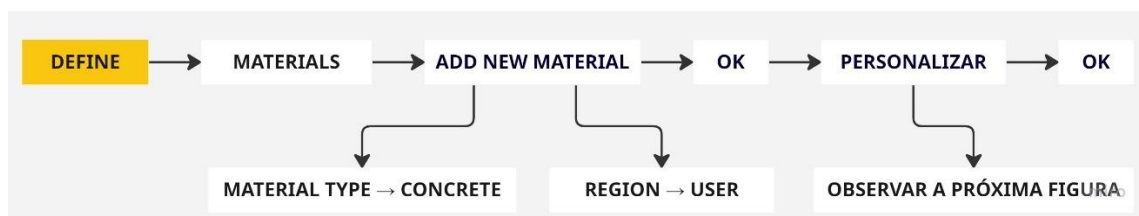


Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.1 Caracterização dos materiais

A tarefa inicial será a definição dos materiais utilizados e as suas propriedades, que já foram previamente definidas no item 2.6.4. Para inserir esses valores no software precisamos seguir os passos abaixo:

Figura 57 - Fluxograma para personalização de materiais



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 58 - Propriedades do concreto da classe C35 no SAP 2000

A imagem mostra a janela 'Material Property Data' do software SAP 2000. A janela está organizada em seções:

- General Data:** Material Name and Display Color (C35), Material Type (Concrete), Material Grade (vazio), Material Notes (botão Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (35), Mass per Unit Volume (3,569).
- Units:** Unidades (KN, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (29402875), Poisson, U (0,2), Coefficient Of Thermal Expansion, A (10E-06), Shear Modulus, G (12251198).
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c (35000), Expected Concrete Compressive Strength (35000), Lightweight Concrete (desativado), Shear Strength Reduction Factor (vazio).

Fonte: Acervo pessoal (2023)

O mesmo procedimento pode ser realizado para o concreto utilizado nas estacas, que será da classe C20. Ao inserir os dados, deve-se seguir os valores da

tabela abaixo que foram calculados com a mesma teoria apresentada na NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentada anteriormente.

Tabela 6 - Propriedades do concreto da classe C20

Peso específico do concreto armado (γ_{ca})	25 kN/m ³
Módulo de elasticidade (E_{cs})	21287367 kN/m ²
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Coef. de dilatação térmica (α_t)	10 E-06 °C ⁻¹
Resistência à compressão (fck)	20000 kN/m ²
Resistência à compressão esperada (fck')	20000 kN/m ²

Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.2 Definição de todas as seções dos elementos

Antes de iniciar a modelagem da estrutura é necessário que todas as seções transversais dos elementos do tipo *frame* sejam definidas, assim como as espessuras dos elementos tipo *shell*, pois o SAP 2000 não realiza dimensionamentos de seções, mas somente analisa as mesmas. Essa escolha de quais elementos devem ser modelados como *frame* ou *shell* deve ser feita com base nos critérios expostos no item 2.6.3 desse trabalho, ponderando cada escolha de acordo com o objetivo das análises. Na próxima tabela são apresentadas as seções dos elementos circulares e retangulares, assim como o fluxograma que explica como definir uma seção transversal de um elemento de barra no software.

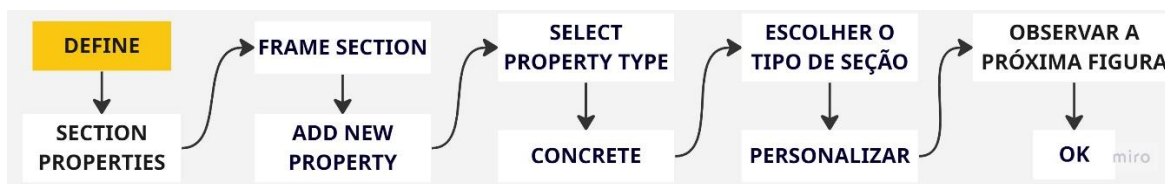
Depois será demonstrado através do fluxograma da figura 59 o processo de definição de uma seção transversal composta poligonal (conforme a figura 62), como é o caso da seção da viga travessa que é formada por um retângulo e por um trapézio.

Tabela 7 - Elementos do tipo frame

Elemento estrutural	Tipo de seção	Medidas (m)
Transversina	Retangular	0,20 x 0,60
Bloco de fundação (extremidade)	Retangular	1,90 x 1,60
Estaca	Circular	0,40
Pilar	Circular	0,60

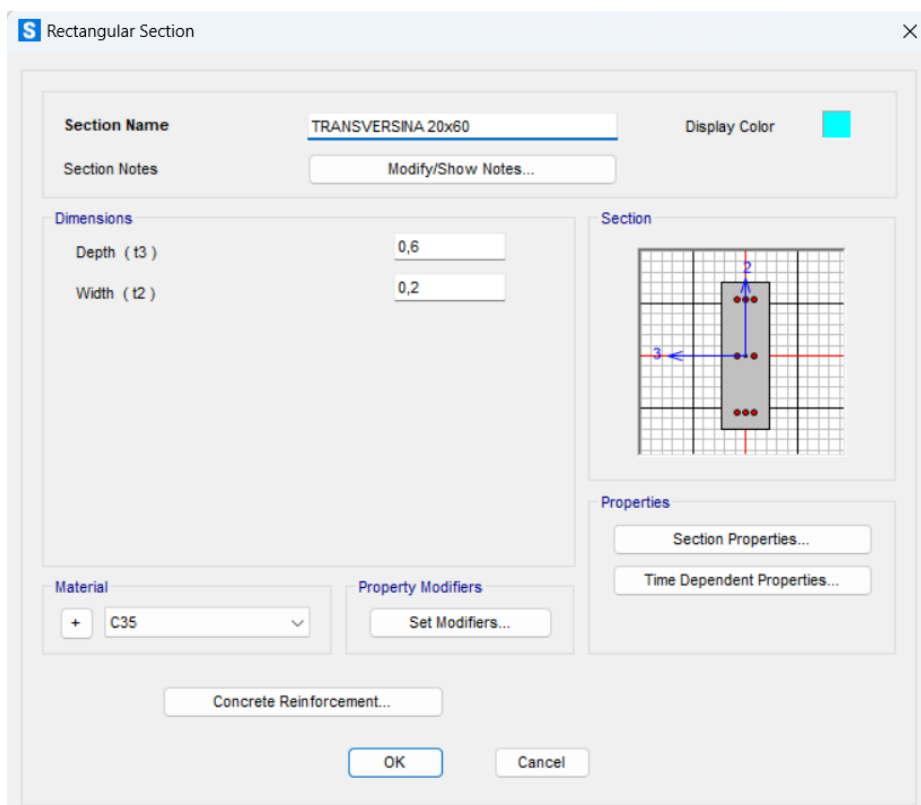
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 59 - Fluxograma para definir uma seção transversal do tipo frame



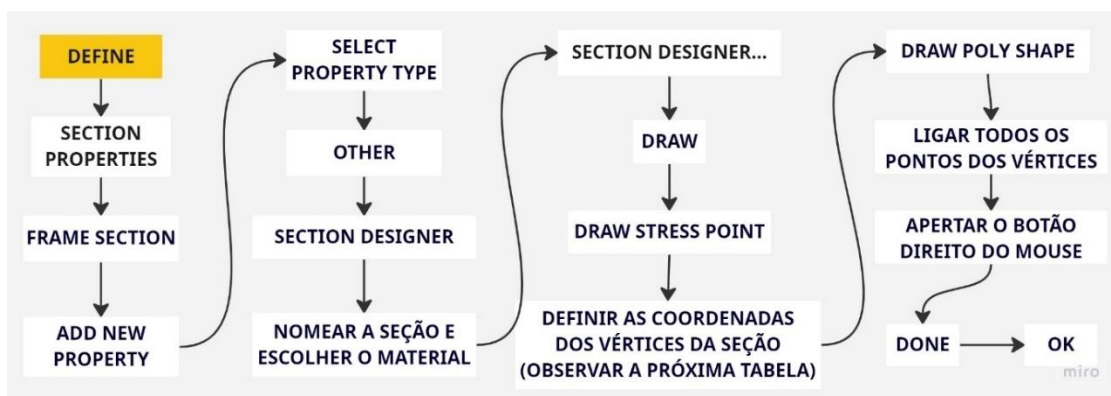
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 60 - Propriedades da seção transversal da transversina



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 61 - Fluxograma para definir uma seção composta



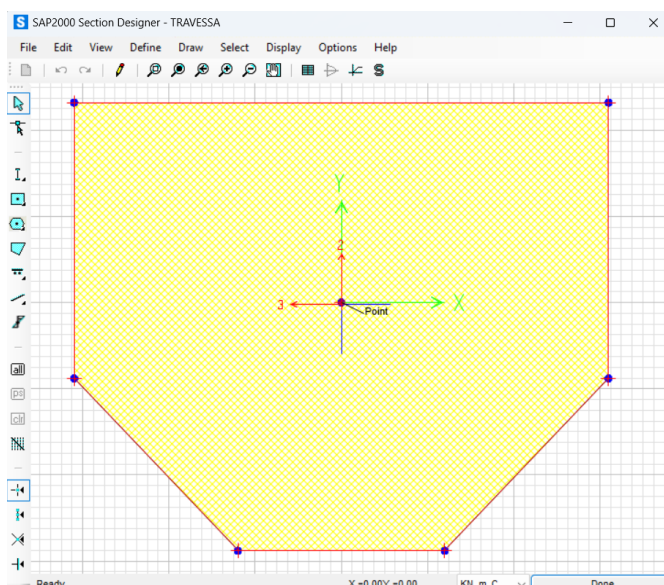
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Tabela 8 - Coordenadas da seção composta da viga travessa

Ponto	X (m)	Y (m)
1	-0,775	0,580
2	0,775	0,580
3	0,000	0,000
4	-0,775	-0,220
5	0,775	-0,220
6	-0,300	-0,720
7	0,300	-0,720

Fonte: Acervo pessoal (2023)

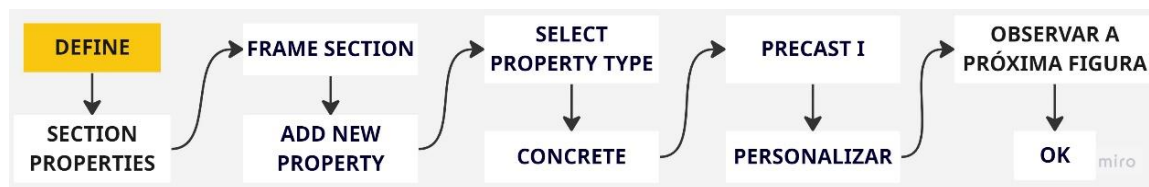
Figura 62 - Section designer (viga travessa)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

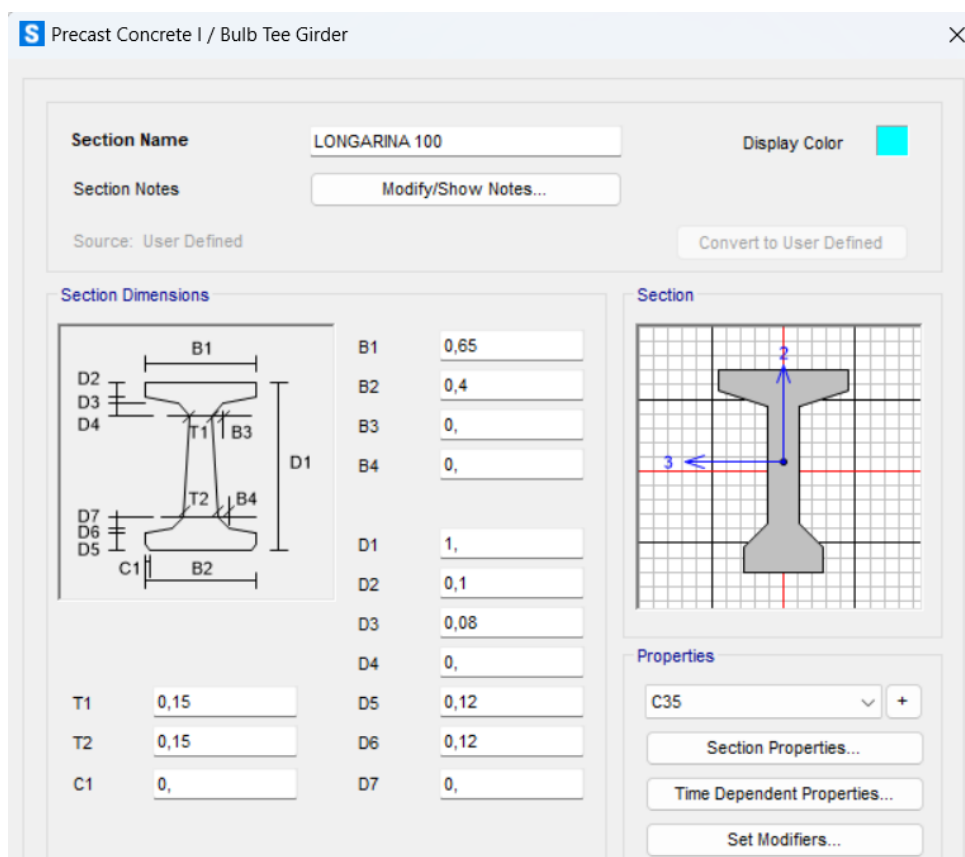
Quanto às longarinas, que são estruturas pré-fabricadas, podemos encontrar no software um recurso de modelagem paramétrica de algumas seções pré-fabricadas, conforme o fluxograma apresentado a seguir.

Figura 63 - Fluxograma para definir uma seção pré-fabricada



Fonte: Acervo pessoal (2023)

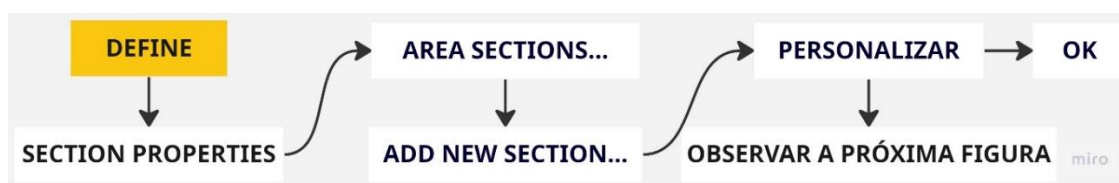
Figura 64 - Propriedades da seção transversal da longarina



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Após a definição de todas as seções dos elementos de barra deve-se realizar a definição dos elementos *shell*, que no estudo de caso são as lajes do tabuleiro e os blocos de coroamento centrais. Esses últimos poderiam ser também modelados por elementos do tipo *solid* devido às suas características geométricas, porém o esforço computacional deles seria muito grande e a interpretação dos resultados também se tornaria mais difícil. A seguir será apresentado o fluxograma de modelagem da laje, mas o mesmo procedimento pode ser feito para a definição da seção transversal dos blocos de coroamento centrais, que não deixa de ser uma laje, só que de uma espessura elevada (1,0 m).

Figura 65 - Fluxograma para definir uma seção de elemento shell



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 66 - Propriedades da seção transversal do tabuleiro

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box with the following details:

- Section Name:** TABULEIRO
- Section Notes:** Modify/Show...
- Display Color:** Red
- Type:** Shell - Thick (selected), Shell - Thin, Plate - Thin, Plate Thick, Membrane, Shell - Layered/Nonlinear.
- Thickness:** Membrane: 0,2; Bending: 0,2.
- Material:** Material Name: C35; Material Angle: 0.
- Time Dependent Properties:** Set Time Dependent Properties...
- Concrete Shell Section Design Parameters:** Modify/Show Shell Design Parameters...
- Stiffness Modifiers:** Set Modifiers...
- Temp Dependent Properties:** Thermal Properties...
- Buttons:** OK, Cancel.

Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.3 Montagem do grid

Dentro do SAP 2000, antes de iniciarmos a modelagem devemos montar o “grid”, que é uma espécie de malha ou grade de pontos usada para criar e definir a geometria das peças. O *grid* é uma estrutura tridimensional de linhas retangulares usada como localização na hora de criar elementos como vigas, pilares, lajes, etc., sendo elas especificadas através de coordenadas (x, y, z).

A partir da interpretação do projeto utilizado como exemplo, foi elaborada a tabela 9, fluxograma da figura 67 e a ilustração da figura 68, que são auxílios didáticos muito válidas para a montagem do grid, com todas as coordenadas dos eixos importantes para a realização da modelagem.

Figura 67 - Fluxograma para criação do grid



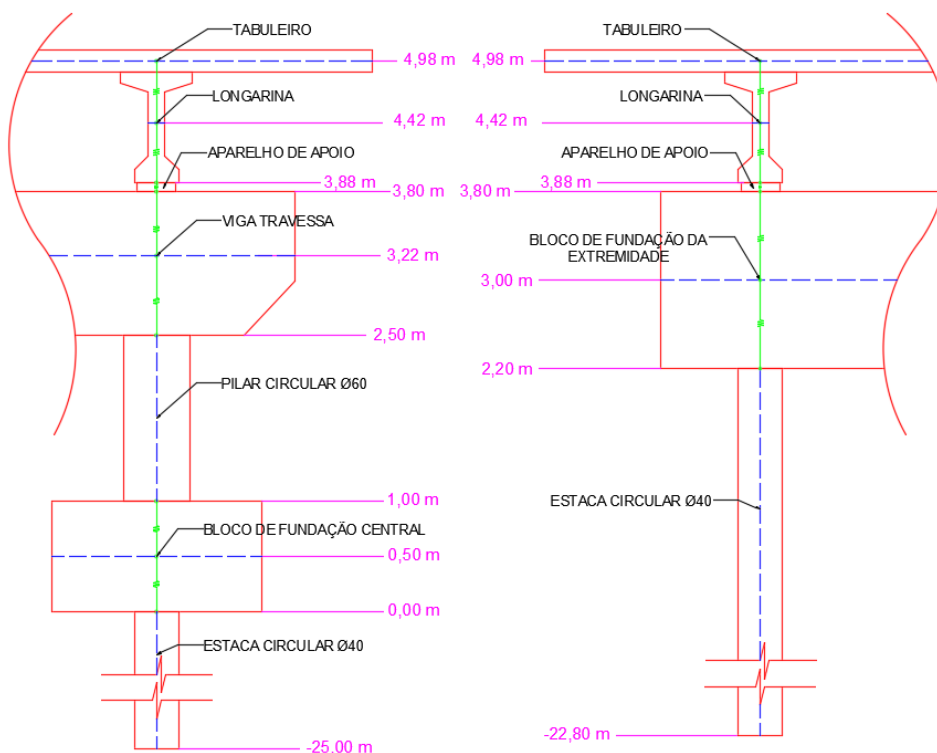
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Tabela 9 - Coordenadas dos eixos do grid

X (Grid Data) (m)	Y (Grid Data) (m)	Z (Grid Data) (m)
0,00	0,00	-25,00
11,20	1,95	-22,8
11,60	4,40	0,00
12,00	6,85	0,50
27,20	9,30	1,00
27,60	11,75	2,20
28,00	14,20	2,50
39,20	16,65	3,00
-	19,10	3,22
-	21,55	3,80
-	23,50	3,88
-	-	4,42
-	-	4,98

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 68 - Níveis da estrutura – Eixo Z (região central e cabeceira)

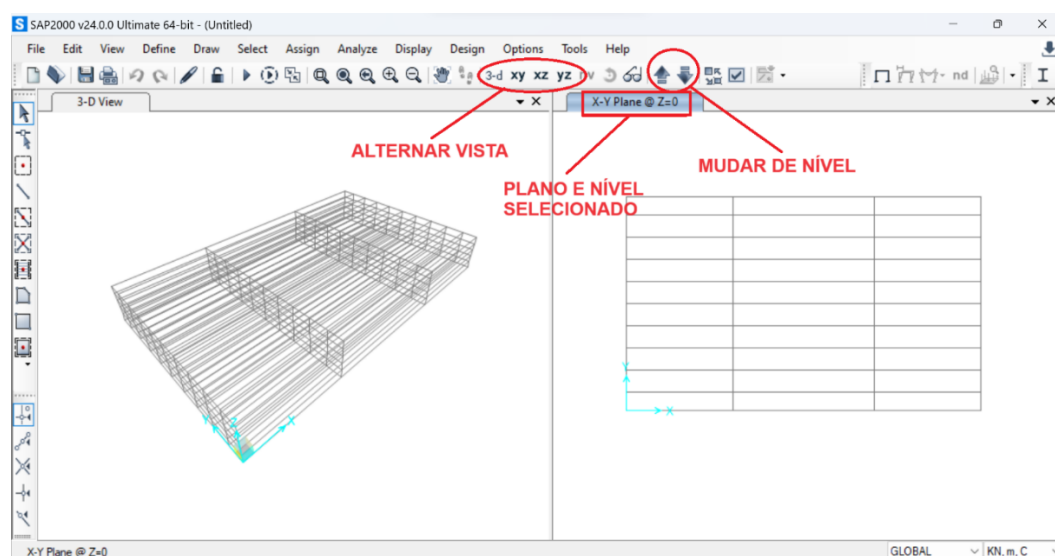


Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.4 Modelagem dos elementos estruturais

Com o *grid* já criado podemos então começar a modelagem da estrutura. Mas antes disso, é importante conhecer um pouco do *layout* do programa e das suas janelas de exibição, que na sua versão *default* apresenta duas janelas de visualização que podem ser ajustadas e alternadas segundo o gosto do usuário. Sugere-se que ao longo de toda a modelagem dos elementos seja utilizada uma das janelas para a visualização do modelo 3D e outra para a vista desejada (plano XY, XZ ou YZ), lembrando que ambas as janelas podem ter suas vistas modificadas a qualquer momento e de forma ilimitada. O mesmo acontece com o *grid*, que pode ser ajustado inúmeras vezes, podendo ter a sua visualização ocultada, conforme a imagem abaixo.

Figura 69 - Tela inicial do SAP 2000



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Existem diversas formas de iniciar a modelagem, mas acredita-se que a maneira mais didática é começando pela superestrutura, especialmente pelo tabuleiro. Ao selecionar o plano XY e escolher o nível do tabuleiro ($Z = 4,98 \text{ m}$), basta seguir o fluxograma para a inserção da laje:

Figura 70 - Fluxograma para modelagem de laje através do grid



Fonte: Acervo pessoal (2023)

O próximo passo é modelar as vigas longarinas através de elementos lineares que já foram definidos. Ao inserir um elemento do tipo *frame* que será unido à um elemento tipo *shell* é muito importante que as excentricidades dessa ligação sejam também inseridas no modelo computacional, pois não é normal que uma laje se apoie no centroide de uma viga, mas sim na sua face superior (salvo exceções).

Ao longo do trabalho muitos outros casos de excentricidades serão abordados e a maioria desses casos será resolvido com a utilização de “links” (aprofundados no próximo item). Mas como o intuito deste roteiro é também apresentar o máximo de ferramentas que o SAP 2000 pode oferecer à modelagem de pontes, foi decidido que a excentricidade entre o C.G. da longarina e o C.G. do tabuleiro seria um caso tratado através de uma ferramenta muito simples chamada de *insert point*, que basicamente muda o ponto de inserção de um elemento de barra dentro do modelo computacional e assim já cria automaticamente a excentricidade desejada.

Essa ferramenta permite que os elementos de barra possam ser inseridos de 11 (onze) maneiras diferentes através dos pontos cardinais da sua seção transversal, que são apresentados na tabela a seguir. A opção escolhida foi a de mudar o ponto de inserção das longarinas a partir do seu centroide, que foi previamente calculado através do software AutoCAD 2023 (-0,46 m em relação ao topo central da seção transversal e -0,56 m em relação ao eixo do tabuleiro).

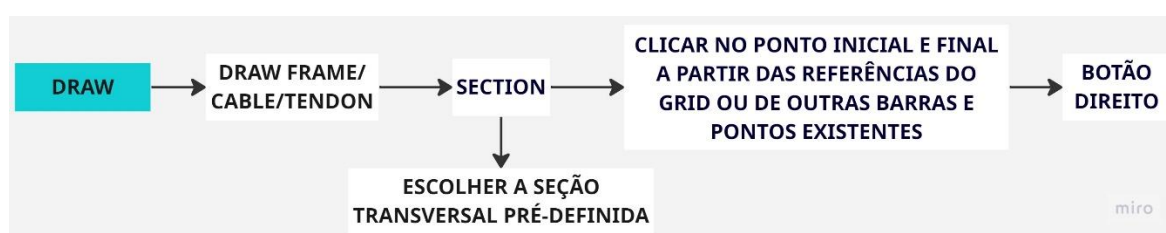
Tabela 10 - Pontos de inserção de um elemento de barra

<i>Cardinal point</i>	Pontos cardinais
<i>Bottom Left</i>	Canto inferior esquerdo
<i>Bottom Center</i>	Canto inferior
<i>Bottom Right</i>	Canto inferior direito
<i>Middle Left</i>	Meio à esquerda
<i>Middle Center</i>	Centro médio
<i>Middle Right</i>	Meio à direita
<i>Top Left</i>	Canto superior esquerdo
<i>Top Center</i>	Centro superior
<i>Top Right</i>	Canto superior direito
<i>Centroid</i>	Centroide

Fonte: Acervo pessoal (2023)

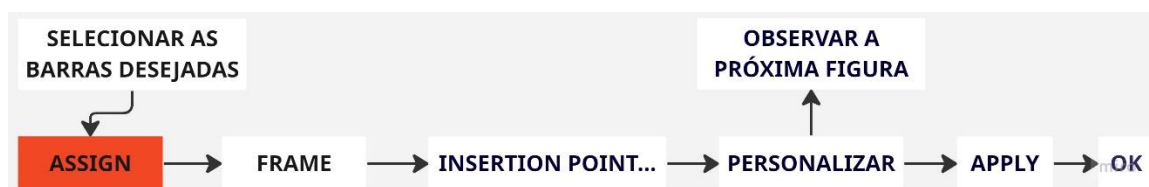
Mas para que a excentricidade possa ser aplicada nas barras é necessário primeiro modelar as longarinas, que são elementos do tipo *frame*. É importante lembrar que esta é uma das funções mais utilizadas dentro do software SAP 2000, pois a grande maioria dos elementos estruturais são *frames*. Nesse processo é muito importante ajustar o *grid*, pois é através dele que o início e o fim das barras são definidos. A seguir será apresentado o fluxograma que explica a modelagem de um elemento linear, partindo do princípio de que as suas propriedades já foram definidas.

Figura 71 - Fluxograma de criação de novas barras



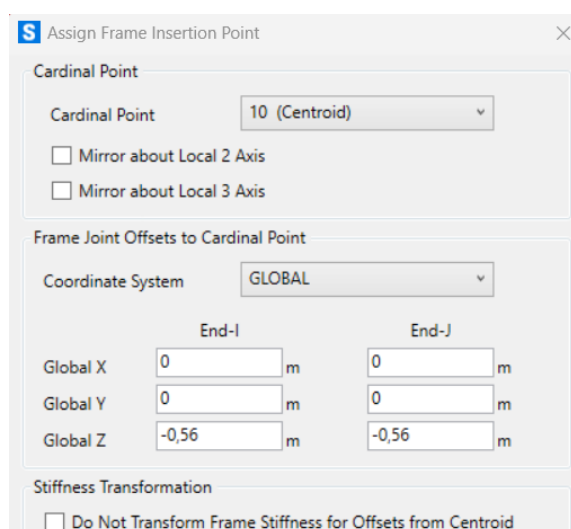
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 72 - Fluxograma de mudança do ponto de inserção de uma barra



Fonte: Acervo pessoal (2023)

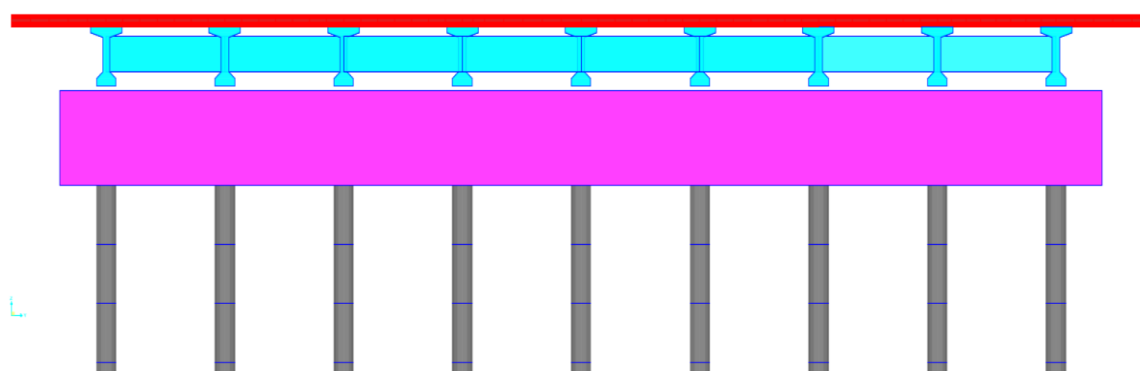
Figura 73 - Aplicação da ferramenta Insert Point



Fonte: Acervo pessoal (2023)

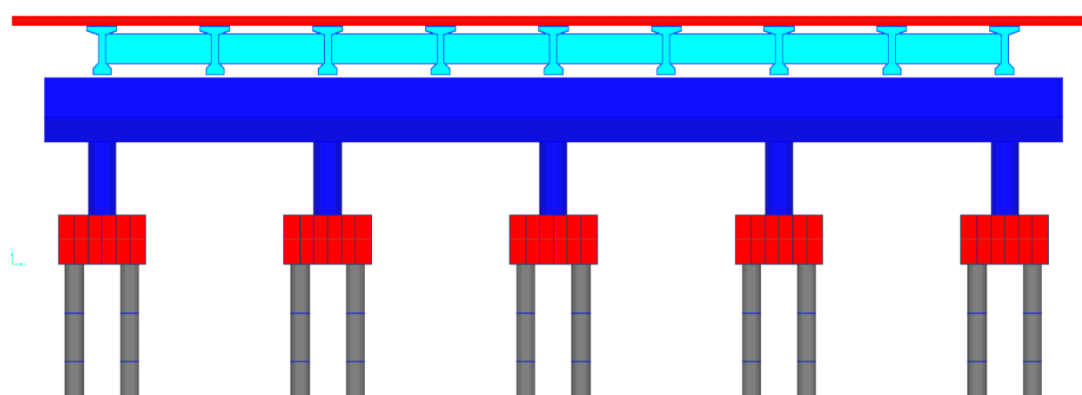
A próxima etapa é a modelagem das transversinas a partir das extremidades e do meio das longarinas modeladas anteriormente. O plano selecionado dentro do *grid* deve ser o plano XY ($Z = 4,98$ m), que é o mesmo do tabuleiro e das longarinas. Como as transversinas são elementos lineares pode-se utilizar os comandos que foram utilizados para a modelagem das longarinas, bastando realizar as ressalvas específicas das excentricidades da transversina. O mesmo pode ser feito para os blocos de extremidade e vigas travessas (nos seus respectivos planos do *grid*), que foram modelados como *frames* horizontais, e também para as estacas e pilares que são barras verticais, conforme as imagens a seguir.

Figura 74 - Corte do modelo computacional da estrutura (cabeceiras)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 75 - Corte do modelo computacional da estrutura (região central)



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Assim como as lajes do tabuleiro, os blocos de coroamento centrais também podem ser modelados como elementos do tipo *shell*, seguindo os mesmos passos do fluxograma de modelagem de laje e tomando o cuidado de inseri-los no seu devido plano do *grid* e com a sua determinada espessura.

Uma outra tarefa muito importante que pode ser feita logo em seguida é a discretização dos elementos de placa do tabuleiro, que precisa combinar a otimização do custo computacional juntamente com a precisão dos resultados. Uma dica para iniciar a discretização dos elementos é sempre dividir primeiro os elementos de placa entre os *frames* já modelados, para depois ir refinando mais ainda a malha. Além disso, é necessário alinhar todas as arestas e os vértices dos “quadrinhos” para facilitar a transmissão de esforços entre os elementos já divididos. Ademais, é interessante utilizar as formas geométricas mais simples, que são as retangulares, assim como buscar uniformizar a subdivisão da malha, deixando-as sempre com dimensões que possuam um valor múltiplo entre elas.

Durante o desenvolvimento desse trabalho foram realizados vários testes de discretização do tabuleiro, e acredita-se que um bom valor para iniciar a divisão dos elementos de placa é cerca de 10% do vão entre as longarinas da ponte. Ou seja, se a melhor distância entre os eixos das longarinas é de 2,50 m, sugere-se a divisão do tabuleiro em quadrados de 0,25 x 0,25 m ou então retângulos com dimensões semelhantes que sejam múltiplas de 5 (cinco), conforme o exemplo da figura a seguir e o fluxograma mostrado na figura 77.

Figura 76 - Vista superior do tabuleiro discretizado

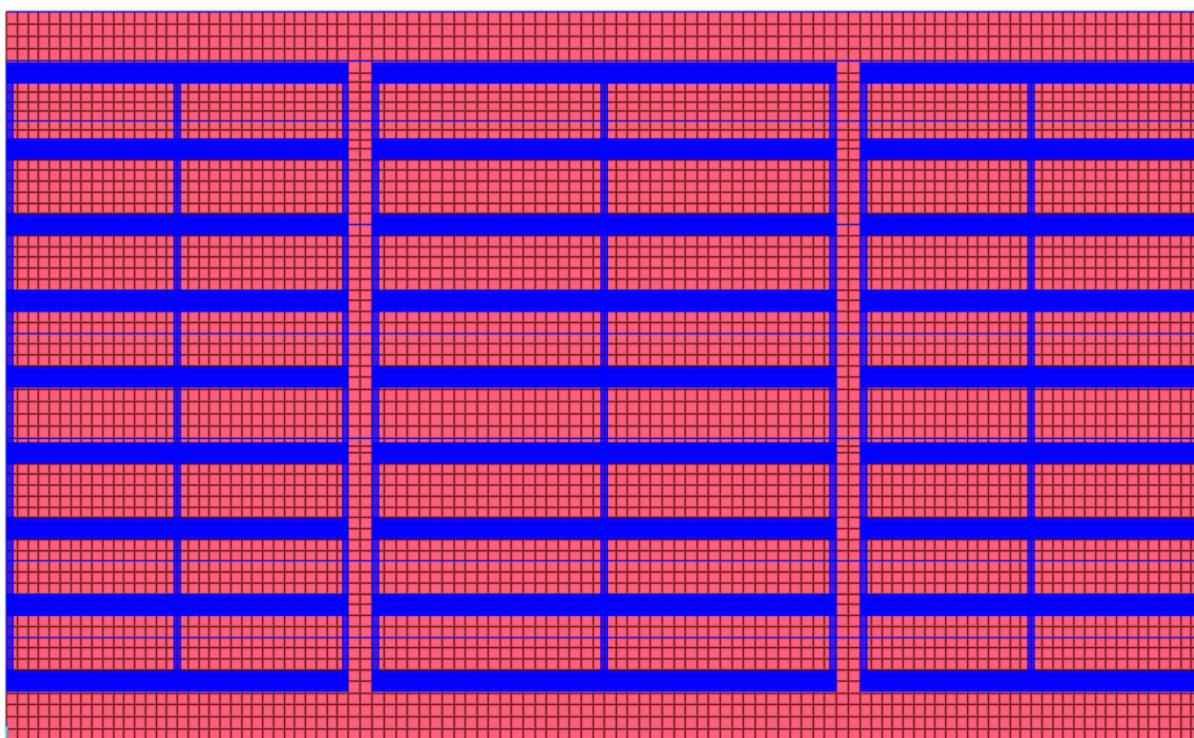
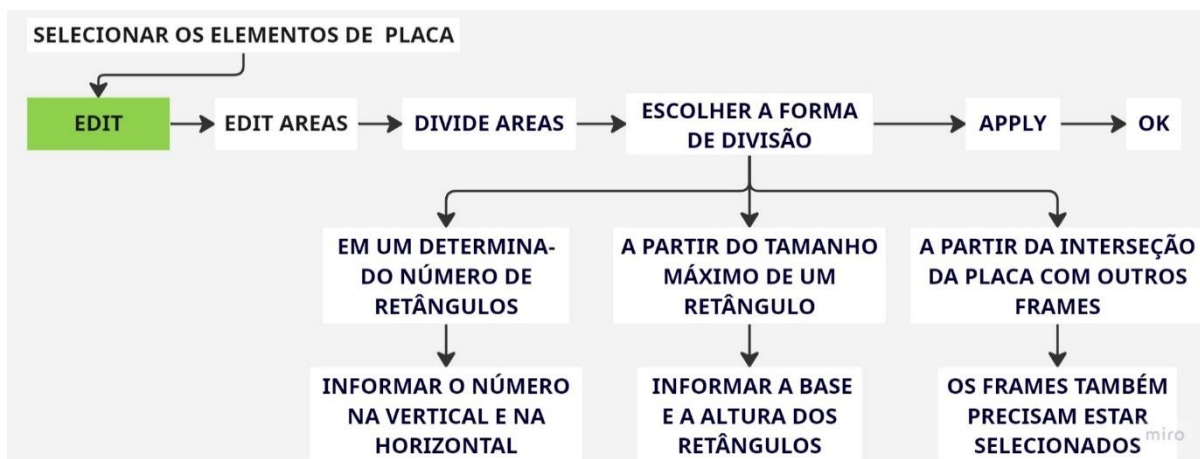


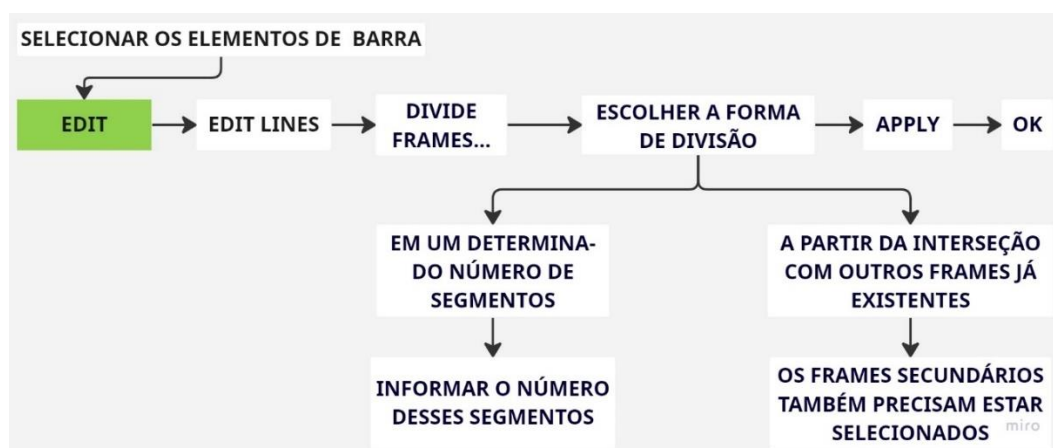
Figura 77 - Fluxograma para discretizar um elemento de placa



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Cabe ressaltar que os elementos de *frame* também podem ser discretizados de maneira linear para aumentar a precisão dos resultados, mas sugere-se que essa operação seja realizada somente quando estritamente necessário, tendo em vista a economia do esforço computacional. Um exemplo de situação em que é preciso discretizar os *frames* é quando precisamos aplicar as molas em vários pontos das estacas. Nesse caso, geralmente é realizada a discretização de metro a metro da estaca e as molas são inseridas em cada nó formado. A ação pode ser feita seguindo os passos do itinerário apresentado no fluxograma abaixo.

Figura 78 - Fluxograma para discretizar um elemento de barra



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Ainda falando de projetos estruturais dentro do SAP 2000, existem algumas ferramentas que são muito úteis nas etapas de modelagem e que agilizam a construção de um modelo (demonstradas na próxima figura). Uma delas é o comando

measure, que serve para medir comprimentos, áreas e ângulos, outra é a ferramenta *replicate* que serve para realizar a cópia de elementos e ainda as ferramentas *select* (que tem a função de selecionar certos elementos que possuam algum tipo de semelhança entre eles) e *groups* (formação de grupos entre certos elementos que mais tarde serão utilizados). Além desses comandos, ainda existem muitos outros que foram utilizados em algum momento na elaboração do trabalho, mas que não foram citados por razões didáticas.

Figura 79 - Fluxograma para comandos auxiliares de modelagem



Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.5. Aplicar as condições de contorno

Dentro do SAP 2000 é possível aplicar as condições de contorno nos elementos de barra, placa e nos sólidos, sendo que todos eles devem preferencialmente estar discretizados antes da inserção dessas condições (dependendo da finalidade da análise). A seguir será apresentada a forma mais simples de inserir um apoio de 1º, 2º ou 3º gênero em um *joint de* uma barra, mas o mesmo procedimento pode ser realizado para os *joints* de uma placa ou de um elemento sólido. O mesmo apoio pode ser modificado por diversas vezes dentro do modelo computacional ou retirado dele.

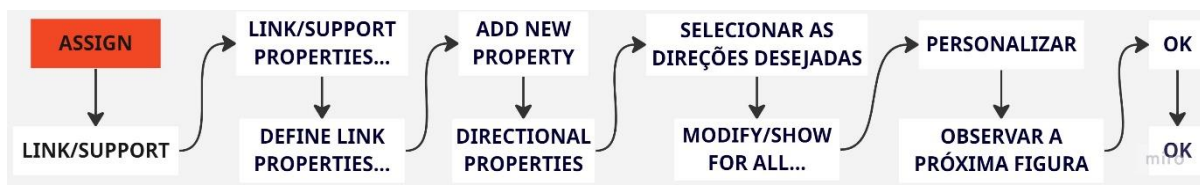
Figura 80 - Fluxograma para inserir os apoios em um nó da estrutura



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Como citado no item 2.6.5, várias ligações dentro do modelo foram realizadas através dos *links*, sendo que a maioria deles simula a elevada rigidez de uma ligação entre os elementos de concreto. Para criar um link e adicioná-lo na interface de ligação dos elementos (através dos seus *joints*) basta seguir os passos abaixo:

Figura 81 - Fluxograma para criação dos links



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 82 - Coeficientes de rigidez de um link rígido

A janela de diálogo 'Linear Link/Support Directional Properties' apresenta os seguintes campos e controles:

- Link/Support Name:** Campo de texto para nomear o link.
- Directional Control:** Seção com duas colunas: 'Direction' e 'Fixed'. As opções U1, U2, U3, R1, R2 e R3 estão todas selecionadas com o botão 'Fixed' desativado.
- Stiffness Values Used For All Load Cases:**
 - Radio button selecionado: **Stiffness Is Uncoupled**.
 - Radio button desativado: **Stiffness Is Coupled**.
 - Valores de rigidez: U1, U2, U3, R1, R2, R3, todos com o valor $1,000E+11$.
- Damping Values Used For All Load Cases:**
 - Radio button selecionado: **Damping Is Uncoupled**.
 - Radio button desativado: **Damping Is Coupled**.
 - Valores de amortecimento: U1, U2, U3, R1, R2, R3, todos com o valor 0.
- Shear Distance from End J:** Campos para U2 e U3, ambos com o valor 0.
- Units:** Menu suspenso com a opção 'KN, m, C' selecionada.
- Botões de ação: 'OK' e 'Cancel'.

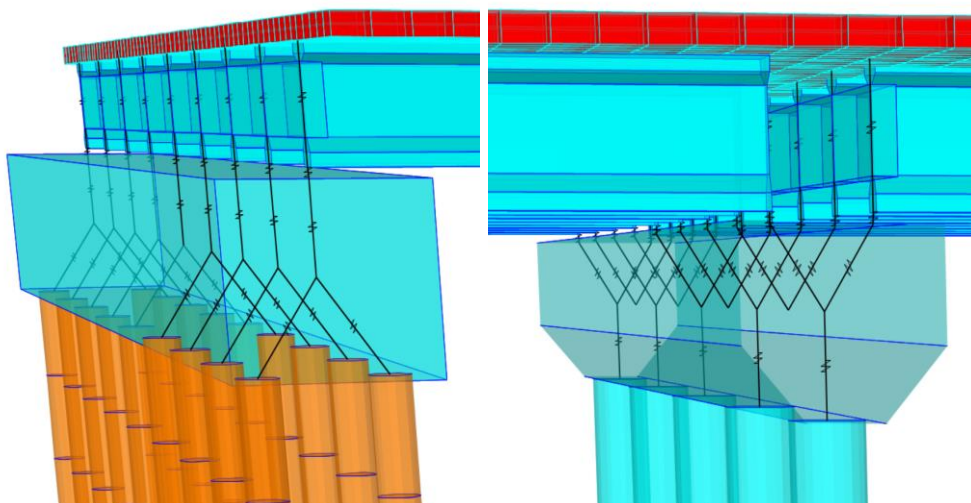
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 83 - Fluxograma para modelagem do link



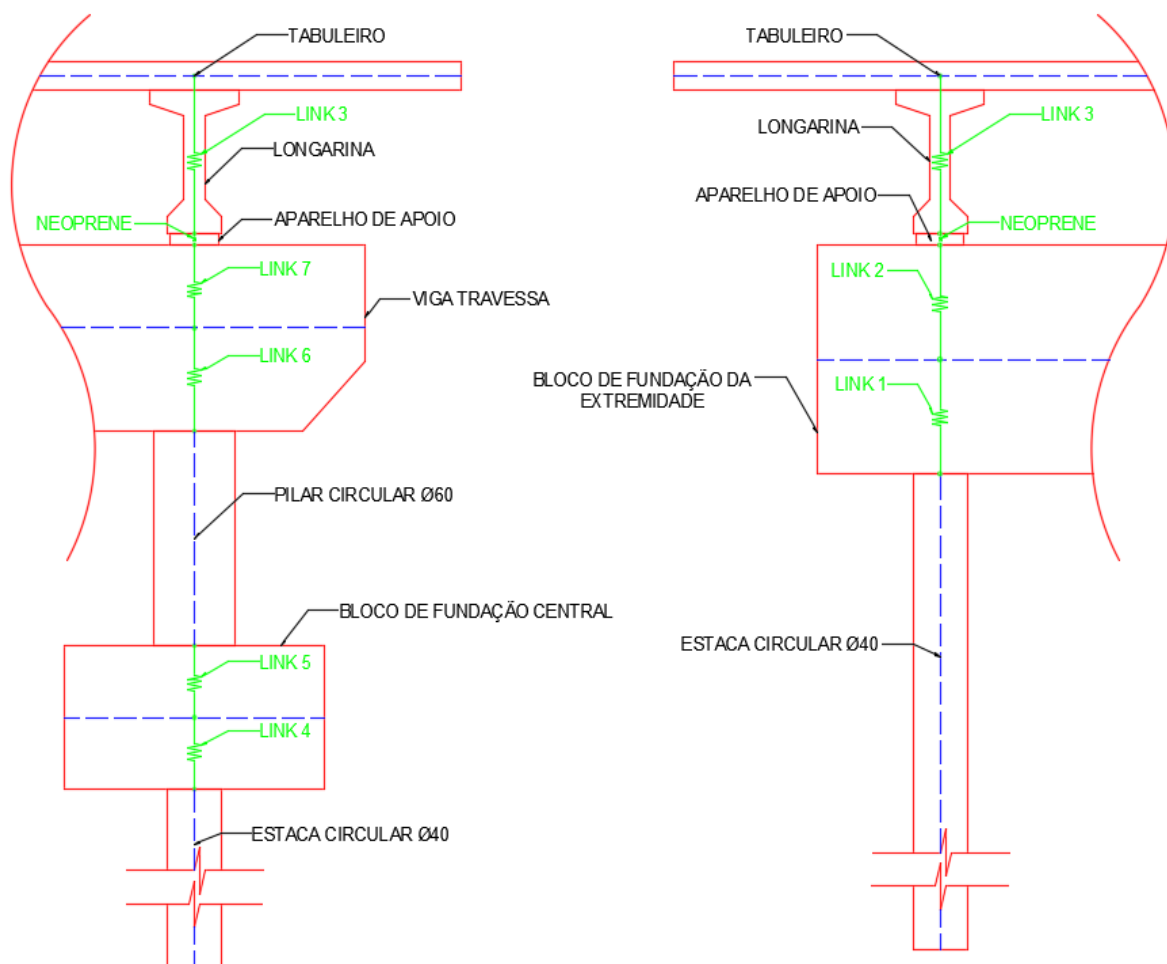
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 84 - Links da cabeceira e da região central



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 85 - Posicionamento de todos os links no modelo estrutural



Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.6 Caracterização da protensão nas longarinas

Um dos recursos poucos conhecidos dentro do SAP 2000 é a análise de elementos protendidos, que pode ser realizada através de vários critérios definidos de uma maneira pouco intuitiva, principalmente pela indisponibilidade das normas brasileiras no catálogo do software. Apesar dessa dificuldade, o usuário pode adicionar manualmente os critérios pertinentes aos efeitos da protensão e obter resultados muito precisos, como será mostrado na protensão nas longarinas.

Antes disso, é importante lembrar que o foco do presente trabalho não se encontra no estudo do concreto protendido, mas sim na modelagem de uma ponte que possui um tipo de elemento estrutural protendido, que são as longarinas. Por isso, os cálculos empregados para o dimensionamento da área de aço da armadura ativa, para a determinação da excentricidade dos feixes de cordoalha, para encontrar a força de protensão e para a determinação dos diversos tipos de perdas (por atrito, ancoragem, encurtamento elástico, fluência, retração e relaxação do aço) serão ocultadas do roteiro apresentado. Entretanto, é necessário que o leitor possua os conhecimentos básicos desses conceitos para seguir o roteiro apresentado, principalmente em relação à protensão aderente, que será o tipo de protensão estudada no exemplo. Para iniciar a modelagem dos cabos é necessário dispor de algumas informações básicas para caracterizar os materiais empregados e definir o traçado dos cabos. De forma sucinta, elas são apresentadas nas tabelas a seguir:

Tabela 11 - Informações da protensão nas longarinas

Classe do aço das cordoalhas	CP 190 RB
Peso específico ($\gamma_{\text{cordoalha}}$)	76,9729 kN/m ³
Módulo de elasticidade ($E_{\text{cordoalha}}$)	200 GPa
Tensão de escoamento (F_{pyk})	1710 MPa
Tensão de ruptura (F_{ptk})	1900 MPa
Número de cordoalhas por feixe	6 Ø 12,7
Área de aço por feixe	6,054E-04 m ²
Número de feixes por longarina	3 feixes
Força de protensão em cada feixe	350 kN

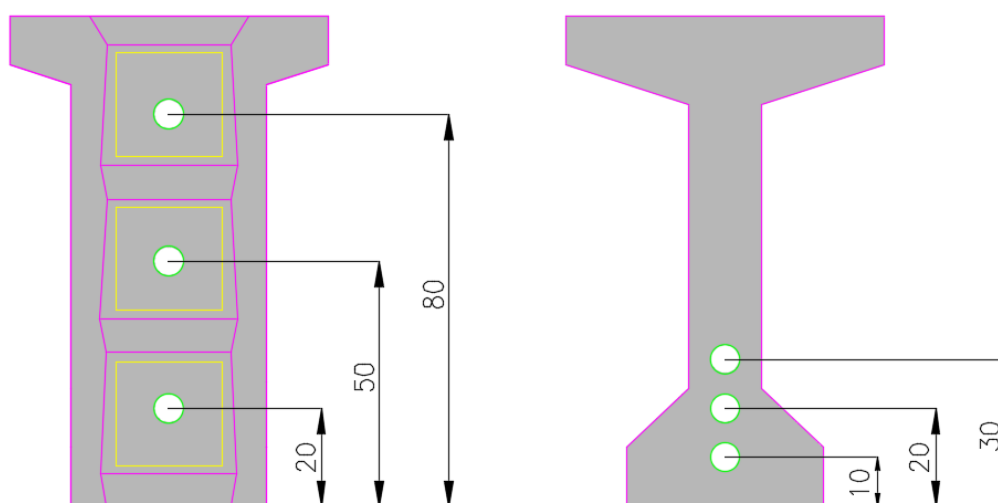
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Tabela 12 - Premissas consideradas sobre as perdas de protensão

Tipo de tracionamento dos cabos	Bilateral
Coefficiente de curvatura dos cabos	0,20 rad ⁻¹
Coefficiente de oscilação	0,002 (1/m)
Escorregamento da cunha	0,002 m
Tensão de encurtamento elástica	0,00
Tensão de fluência	0,00
Tensão de retração	0,00
Tensão de relaxação do aço	0,00

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 86 - Posição dos cabos nas longarinas (extremidades e meio)

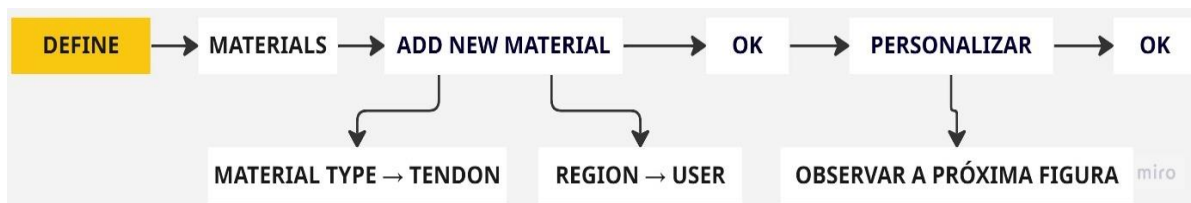


Fonte: Acervo pessoal (2023)

Como pode ser observado na imagem acima, a seção da viga longarina teve a sua largura aumentada consideravelmente na região dos apoios. Essa mudança de seção é uma das ações das boas práticas de engenharia que tem como objetivo evitar as fissurações oriundas das forças de protensão na seção das longarinas durante o tracionamento dos cabos, além de permitir que nessa região possam ser alojadas com maior facilidade as armaduras de fretagem juntamente com os estribos (que precisam de um espaçamento menor na região dos apoios devido às solicitações). Entretanto, essa mudança de seção é desconsiderada na modelagem da longarina a favor da segurança. Além disso, é importante destacar que as alturas apresentadas para a locação dos feixes servem tanto para as longarinas de 12 m quanto para as de 16 m, sendo que ambas devem ter os seus cabos traçados de forma parabólica.

Com todas as informações em mão, sugere-se seguir os fluxogramas abaixo para definir as propriedades do CP 190 RB, personalizar as seções dos feixes e determinar o traçado dos cabos dentro da viga longarina.

Figura 87 - Fluxograma para caracterizar o aço das cordoalhas



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 88 - Propriedades do material (CP 190 RB)

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CP 190 RB

Material Type: Tendon

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

Units: KN, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2,000E+08

Poisson, U: 0,

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Tendon Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 1710000,

Minimum Tensile Stress, Fu: 1900000,

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 89 - Fluxograma para definir a seção dos feixes



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 90 - Propriedades da seção dos feixes

Tendon Section Data

Tendon Section Name CP 190 RB (6 Ø 12,7)
Section Notes Modify/Show...

Tendon Modeling Options For Analysis Model

Model Tendon as Loads
 Model Tendon as Elements

Tendon Parameters

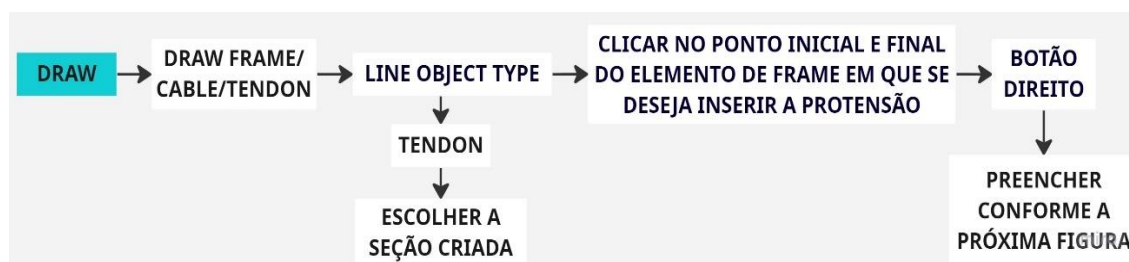
Prestress Type Post Tension
Material Property + CP 190 RB

Tendon Properties

Specify Tendon Diameter 0,0278
 Specify Tendon Area 6,054E-04
 Torsional Constant 5,833E-08
 Moment of Inertia 2,917E-08
 Shear Area 5,449E-04

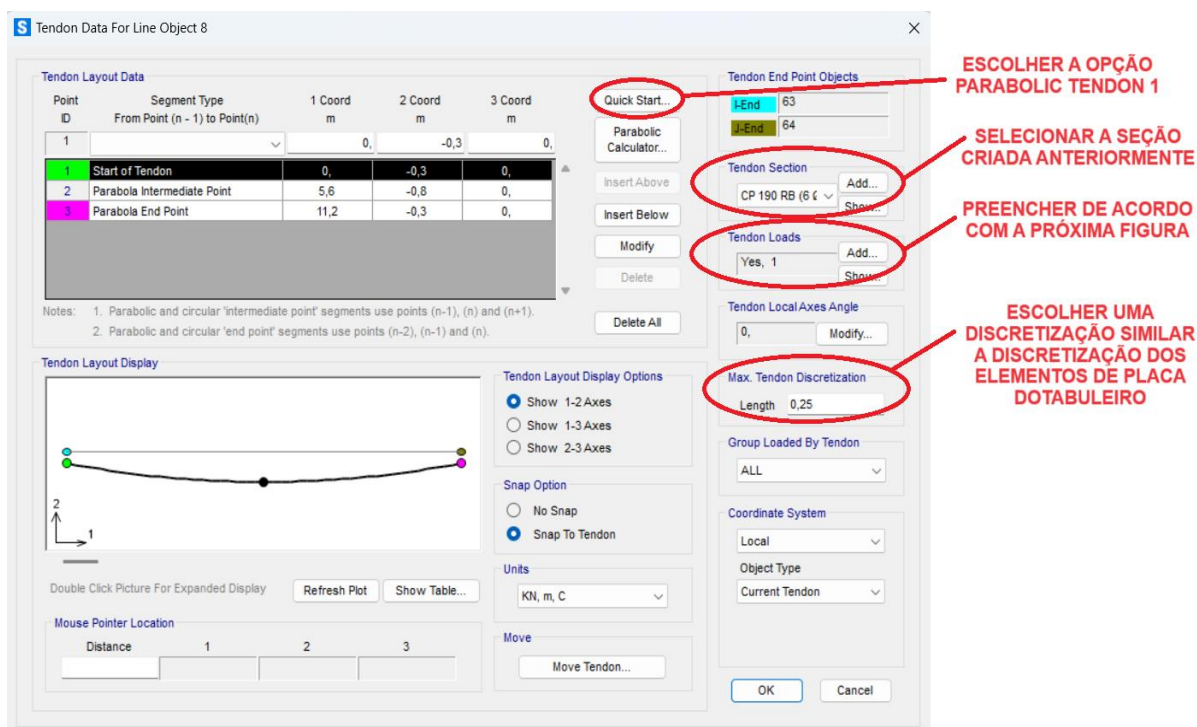
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 91 - Fluxograma para inserir os cabos de protensão nas vigas



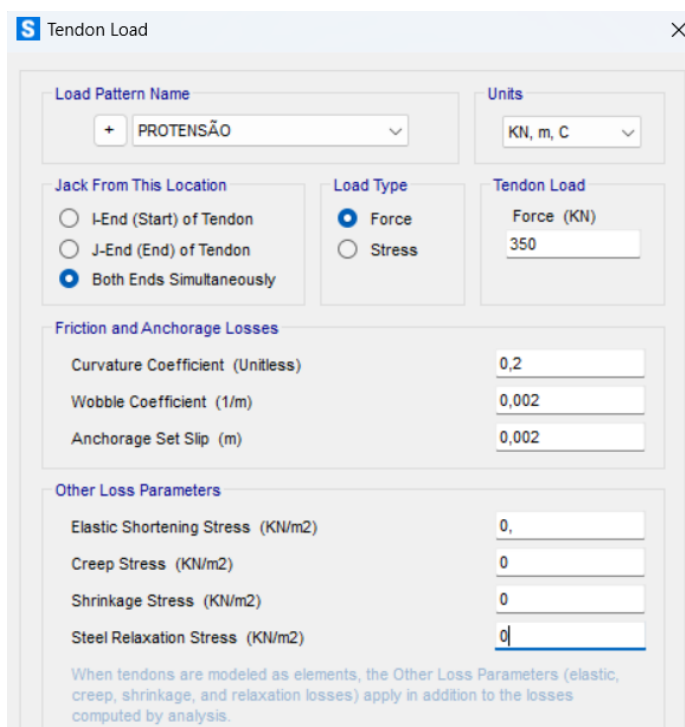
Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 92 - Interface da edição dos cabos protendidos no SAP 2000



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 93 - Edição dos critérios de perda de protensão

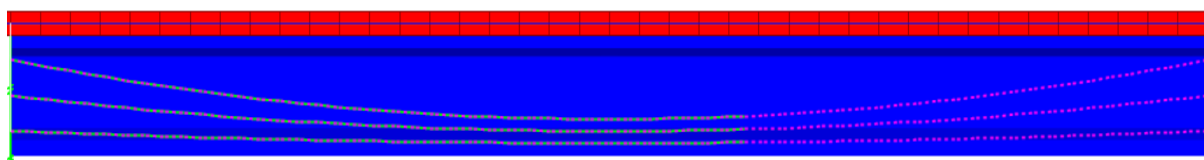


Fonte: Acervo pessoal (2023)

O processo apresentado anteriormente serve para inserir somente 1 (um) dos 3 (três) feixes existentes na viga protendida. O mesmo deve ser feito para inserir os

outros 2 feixes, mudando obviamente as coordenadas dos seus pontos (extremos e central). Após a modelagem completa dos cabos na primeira longarina, pode-se utilizar os comandos *select* e *replicate* para copiar essas propriedades para as demais longarinas, tomando o cuidado de separar as longarinas de 12m e de 16m. Após o seguimento de todos os passos, as longarinas devem ficar como na figura a seguir:

Figura 94 - Disposição dos feixes na longarina central



Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.1.7 Inserção dos carregamentos

Uma das maiores vantagens do SAP 2000 é a possibilidade de reunir em um único modelo uma grande variedade de carregamentos distintos distribuídos entre os elementos estruturais. O próprio programa já apresenta vários padrões de carga em seu portfólio, os chamados *load patterns*, que podem ser inseridos de forma pontual (*joint loads*), linear (*frame loads*) e distribuída (*área loads*). Além disso, o software permite que a criação de casos de carga (*load cases*), que são conjuntos específicos de condições de carga que podem ser aplicados no modelo estrutural.

No exemplo da ponte desenvolvido foram considerados 10 (dez) tipos de *load patterns* e 10 (dez) tipos de *load cases*, conforme a tabela abaixo. A forma de inserir esses carregamentos será apresentada individualmente, tendo em vista as particularidades de cada um deles. Quanto aos *load cases*, todos foram do tipo linear, exceto as cargas móveis que possuem um *template* próprio.

Tabela 13 - Load patterns

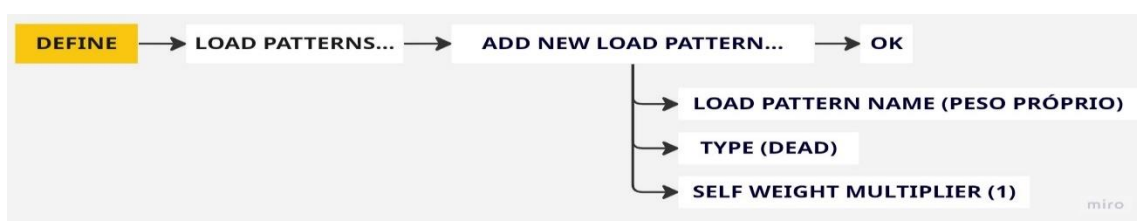
NOME DA CARGA	TIPO	NOME DA CARGA	TIPO
Peso próprio	Dead	Carga de vento	Live
Pavimentação	Dead	Frenagem e aceleração	Live
Guarda - corpo	Dead	Carga móvel	Vehicle live
Defensas (GR)	Dead	Temperatura	Temperature
SC (cal+ ciclo)	Live	Protensão	Prestress

Fonte: Acervo pessoal (2023)

a) Peso próprio

Também chamados de *dead* pelo programa, o peso próprio é o tipo de carregamento mais fácil de ser inserido no modelo, pois já é um carregamento automático. Uma observação deve ser feita quanto ao seu fator de multiplicação que deve ser aplicado, que precisa ser igual a 1 (um) para que o peso próprio possa ser ativado de fato. Quanto aos demais carregamentos permanentes do tipo *dead* (pavimentação, defensas, etc.), o fator de multiplicação deve ser zerado. Dessa forma, o peso próprio da estrutura não será “repetido” e a carga permanente que foi inserida não terá o seu valor alterado. O processo é resumido na imagem abaixo:

Figura 95 - Fluxograma para criar e inserir a carga de peso próprio



Fonte: Acervo pessoal (2023)

b) Pavimentação

O carregamento oriundo da pavimentação também será do tipo *dead*, só que agora é preciso criar o carregamento (*load pattern*) e depois inseri-lo de forma distribuída nas lajes do tabuleiro. Para facilitar o processo, o usuário pode utilizar o comando *select* para selecionar os elementos com as propriedades do elemento de placa do tabuleiro e depois inserir o valor adotado para a pavimentação (já com o recapeamento) de 3,9 kN/m², de acordo com as figuras 96 e 97.

Figura 96 - Fluxograma para criar a carga de pavimentação



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Como pode ser observado acima, o fluxograma para a criação de novas cargas é muito parecido nos dois casos apresentados e segue essa rotina para todas as cargas do projeto, diferindo apenas na mudança do nome e do tipo escolhido de carga. Ou seja, basta segui-lo nos demais casos de criação de carregamento.

Figura 97 - Fluxograma para inserir a carga de pavimentação



Fonte: Acervo pessoal (2023)

c) Guarda - corpo e defensas

Dentro do exemplo estudado, o guarda corpo é uma estrutura que possui uma base de concreto e uma grade metálica. O valor considerado para expressar as magnitudes desses carregamentos permanentes foi de 2,5 kN/m. Para inserir esse carregamento linear no tabuleiro será utilizado um artifício muito útil para o projeto, que é a criação de uma barra fictícia (com as suas propriedades físicas e geométricas indefinidas). Essa barra servirá apenas como base de inserção do carregamento, funcionando na prática como uma viga (sem peso próprio, é claro). Essa é uma alternativa tomada devido à impossibilidade de lançar cargas lineares diretamente nos elementos de placa dentro do software.

Para criar essa barra, basta seguir os passos apresentados no fluxograma de modelagem de *frames*, escolhendo a propriedade *none* para a seção transversal da barra que já está disponível na biblioteca de seções do SAP 2000. Depois é necessário criar a carga “guarda - corpo” através do comando *load patterns* e inserir os seus carregamentos no “*frame none*” criado anteriormente através do fluxograma.

O mesmo procedimento utilizado para inserir as cargas dos guarda-corpos pode ser replicado para modelar as cargas das defensas, tendo em vista que elas também são cargas permanentes e linearmente distribuídas sobre o tabuleiro. Por isso, o mesmo procedimento será ocultado do roteiro para não se tornar repetitivo.

Figura 98 - Fluxograma para inserir uma carga linear em barras



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 99 - Aplicando carregamentos em barras

Fonte: Acervo pessoal (2023)

d) Sobrecarga (Calçadas e ciclovias)

Por ser uma carga superficial distribuída sobre o tabuleiro, a aplicação das sobrecargas dos passeios e da ciclofaixa seguirá o mesmo procedimento das cargas da pavimentação, fazendo somente a consideração de ser criada como uma carga do tipo *live* e de possuir o valor de 3,0 kN/m², conforme citado anteriormente.

e) Carga de vento e carga de frenagem e aceleração

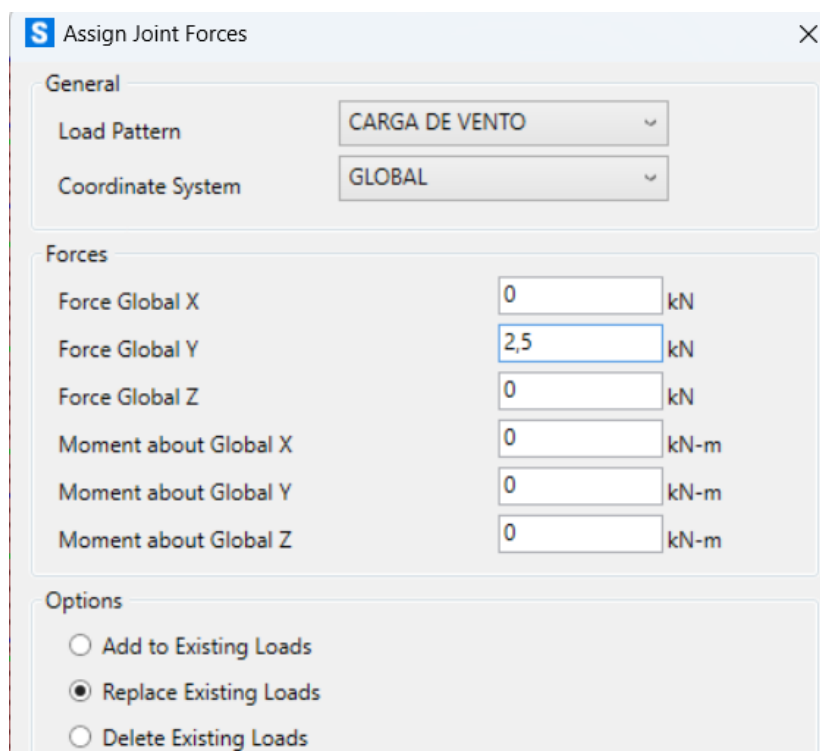
O procedimento de criação da carga de vento seguirá o mesmo processo de criação da sobrecarga (com a consideração de uma carga do tipo *live*), diferindo, porém, na sua forma de aplicação por se tratar de um carregamento pontual aplicado nas cabeças de dois pilares no sentido transversal da ponte (conforme a figura 14). Os passos para realizar essa aplicação serão apresentados a seguir, podendo também ser utilizados para as cargas de frenagem e aceleração que são sobrecargas pontuais atuantes na cabeça de todos os pilares, só que dessa vez no sentido longitudinal da ponte (de acordo com a figura 16).

Figura 100 - Fluxograma para inserir cargas pontuais em nós



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 101 - Aplicando carregamentos em nós



Fonte: Acervo pessoal (2023)

f) Carga móvel

O procedimento de criação da carga móvel no SAP 2000 é bem particular quando comparado às demais cargas. No ato da criação do carregamento já existe um *template* específico que deve ser selecionado (*vehicle live*). Além disso é necessário que o trem-tipo seja caracterizado e que os caminhos que ele percorre (*paths*) sejam também criados através de elementos de barras no sentido longitudinal da ponte. Na elaboração desse trabalho verificou-se que a melhor forma de inserir os caminhos do trem-tipo seria através de *frames nones* (da mesma forma que nos carregamentos das defensas e dos guarda-corpos) localizados no meio de cada uma das faixas de rolamento, por isso foram criados 5 (cinco) *paths*. O processo é explicado através das imagens a seguir.

Figura 102 - Fluxograma de definição do veículo-tipo



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 103 - Definindo o TB-450 dentro do SAP 2000

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,5		0,	250,
Fixed Length	1,5		0,	250,
Fixed Length	1,5		0,	250,
Fixed Length	1,5		0,	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 104 - Fluxograma para criação de path



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 105 - Criação dos paths

Path Name: PATH1 Display Color:

Frame	Centerline Offset
76	0
75	0
74	0
73	0
72	0

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, Reverse Order, Reverse Sign, Move Path...

Discretization: Maximum Discretization Length: 1, Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Path Length

Buttons: OK, Cancel

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Depois disso é necessário inserir o carregamento distribuído referente à carga de multidão na parte do tabuleiro que compreende todas as faixas de rolamento. O processo de aplicação dessa carga distribuída pode seguir o mesmo processo de inserção da carga de pavimentação, só tomando o cuidado de adotar o valor de 8,5 kN m² e considerá-lo pertencente ao grupo “carga móvel”, já foi criado anteriormente.

Para finalizar, é necessário elaborar o caso de carga (ou *load case*) para definir em qual *path* o trem-tipo deverá percorrer, conforme a figura 106 e 107. Essa é uma análise que inclusive pode ser realizada com dois veículos-tipo agindo simultaneamente na estrutura, sejam eles no mesmo sentido (*path 1 + path 2*, por exemplo) ou em sentidos diferentes (*path1 + path 5*). Porém, acredita-se que tal análise seria demasiadamente conservadora por se tratar de uma OAE localizada no perímetro urbano e próximo de bairros residenciais, ou seja, com um tráfego caracterizado majoritariamente por veículos de passeio. Sugere-se fazer tais análises em projetos de pontes localizadas em regiões industriais ou então com um maior número de faixas de rolamento.

Figura 106 - Fluxograma para definição de um load case



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 107 - Criação do load case da carga móvel

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: CARGA MÓVEL

Load Case Type: Moving Load

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths Loaded
1	TB-450	1	0	0	Some

MultiPath Scale Factors:

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1

Mass Source: MSSSRC1

Fonte: Acervo pessoal (2023)

g) Temperatura

Para inserir os carregamentos de temperatura é necessário que façamos uma simplificação dos valores calculados a partir das premissas normativas apresentadas na figura 15. Como o conjunto formado pelas longarinas e tabuleiro possui elementos estruturais de diferentes tipos (*frame* e *shell*), será considerado um gradiente térmico para o tabuleiro (de $\Delta T=13,5^{\circ}\text{C}$) e outro para as longarinas ($3,0^{\circ}\text{C}$). Dentro do software já existe um *template* de temperatura no comando de criação de cargas, que serve tanto para os *frames* quanto para elementos *shell*. O procedimento de aplicação para cada um deles será diferente um do outro, conforme os fluxogramas a seguir.

Figura 108 - Fluxograma para inserir carga de temperatura em placas



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 109 - Criação da carga de temperatura para placas

S Assign Area Temperature Loads

Load Pattern

Load Pattern

Type

Temperature

Temperature Gradient 3-3

Temperature

By Element

Temperature C/m

By Joint Pattern

Joint Pattern

Multiplier

Options

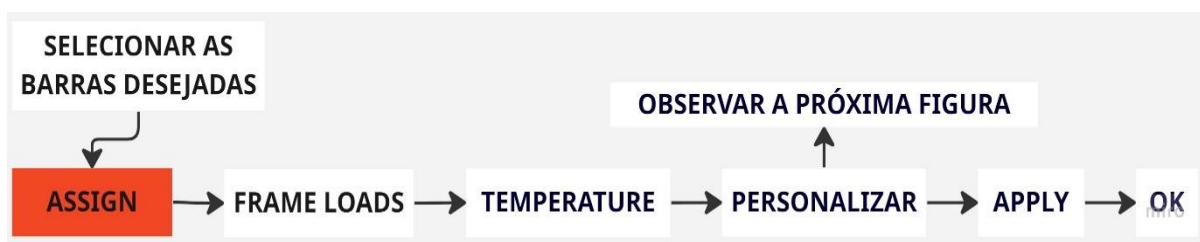
Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 110 - Fluxograma para inserir carga de temperatura em barras



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 111 - Criação da carga de temperatura para barras

A caixa de diálogo 'Assign Frame Temperature Loads' apresenta as seguintes configurações:

- Load Pattern:** O menu suspenso está configurado para 'TEMPERATURA'.
- Type:** O tipo selecionado é 'Temperature Gradient 3-3' (indicado por um círculo preenchido).
- Temperature:**
 - O método selecionado é 'By Element'.
 - O valor de temperatura é definido como '3' C/m.
 - As opções 'By Joint Pattern' e 'Multiplier' não estão ativas.
- Options:** A opção 'Replace Existing Loads' está selecionada.

Na base da caixa de diálogo, há um botão 'Reset Form to Default Values' e três botões de ação: 'OK', 'Close' e 'Apply'.

Fonte: Acervo pessoal (2023)

h) Protensão

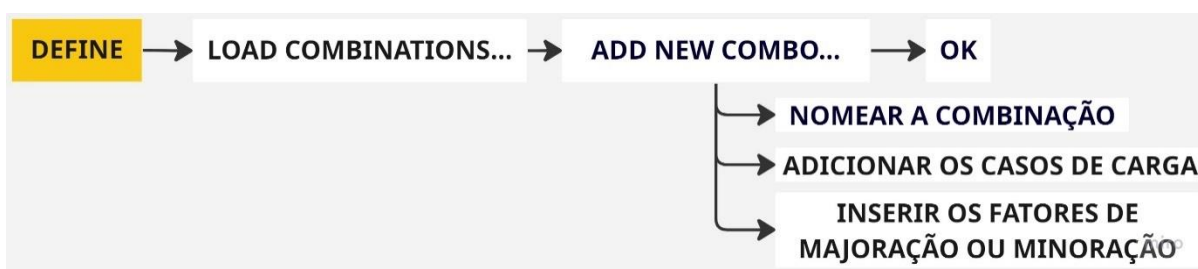
A carga de protensão deve ser criada assim como todas as cargas, precisando somente da seleção do seu template específico chamado de *prestress*. A sua forma de inserção acontece na definição do traçado dos cabos (demonstrada

anteriormente), onde será aplicada a força (kN) de protensão dos cabos. Uma outra forma de aplicar esse carregamento (que não foi o caso tratado nesta pesquisa) é através de uma tensão (MPa), que geralmente é pré-dimensionada em função de um percentual da tensão de ruptura do aço das cordoalhas.

4.2 DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES

Quanto às combinações de carregamentos, será apresentada uma sequência para a criação de combinações dentro do SAP 2000 que poderá ser seguida tanto para as combinações do ELU quanto para as combinações do ELS. Todas elas foram desenvolvidas a partir da NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas (ANBT, 2004) e das considerações feitas por Cavalcante (2019).

Figura 112 - Fluxograma para criar combinações



Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.2.1 Combinações do Estado Limite Último (ELU)

As combinações referentes ao ELU são apresentadas através das tabelas e equações apresentadas a seguir:

Tabela 14 - *Load combinations* ELU

SIGLA	COMBINAÇÃO	APLICABILIDADE
CUN 01	Combinações Últimas Normais	Dimensionamento
CUN 02	Combinações Últimas Normais	Dimensionamento
CUN 03	Combinações Últimas Normais	Dimensionamento
CUN 04	Combinações Últimas Normais	Dimensionamento

Fonte: Acervo pessoal (2023)

$$CUN\ 01 = 1,35PP + 1,35PAV + 1,35DG + 1,35PRO + 1,5M + 1,5FA + 1,5SC + 0,84V$$

$$CUN\ 02 = 1,35PP + 1,35PA + 1,35DG + 1,35PRO + 1,05M + 1,05FA + 1,05SC + 1,4V$$

$$CUN\ 03 = 1,35PP + 1,35PAV + 1,35DG + 1,35PRO + 1,5M + 1,5FA + 1,5SC + 0,72T$$

$$CUN04 = 1,35PP + 1,35PAV + 1,35DG + 1,35PRO + 1,05M + 1,05FA + 1,05SC + 1,2T$$

Sendo:

PP= Peso Próprio;

PAV = Pavimentação;

D = Defensas e Guarda-corpo;

PRO = Protensão;

M = Carga Móvel;

FA = Frenagem e Aceleração;

SC = Sobrecarga (Passeios e Ciclofaixa);

V= Vento;

T= Temperatura.

4.2.2 Combinações do Estado Limite de Serviço (ELS)

As combinações referentes ao ELS são apresentadas através das tabelas e equações apresentadas a seguir:

Tabela 15 - Load combinations ELS

SIGLA	COMBINAÇÃO	APLICABILIDADE
CQPS	Combinação Quase Permanente de Serviço	Deslocamentos
CFS 01	Combinações Frequentes de Serviço	Verificação de fadiga
CFS 02	Combinações Frequentes de Serviço	Verificação de fadiga
CFS 03	Combinações Frequentes de Serviço	Verificação de fadiga
CRS 01	Combinações Raras de Serviço	Formação de fissuras
CRS 02	Combinações Raras de Serviço	Formação de fissuras

Fonte: Acervo pessoal (2023)

$$CQPS = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 0,3M + 0,3FA$$

$$CFS\ 01 = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 0,5M + 0,5FA + 0,4SC$$

$$CFS\ 02 = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 0,3M + 0,3FA + 0,3V + 0,4SC$$

$$CFS\ 03 = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 0,3M + 0,3FA + 0,5T + 0,4SC$$

$$CRS\ 01 = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 1,0M + 1,0FA + 1,0V + 0,4SC$$

$$CRS\ 02 = 1,0PP + 1,0PAV + 1,0DG + 1,0PRO + 1,0M + 1,0SC + 0,5FA + 0,5V$$

4.3 MODELAGEM DA INFRAESTRUTURA DA PONTE

Apesar desta pesquisa ser voltada para a área de estruturas, acredita-se que o modelo computacional de uma ponte só será completo e compatível com a realidade se as suas fundações também forem modeladas, tendo em vista que um simples engaste na base do pilar ou ainda o engastamento dos fundos dos blocos de coroamento seriam artifícios insuficientes e até perigosos para avaliar o comportamento global da estrutural, principalmente na estimativa das deformações.

Porém, acredita-se que a abordagem teórica e prática de métodos sofisticados da interação solo-estrutura (considerado a não-linearidade característica do solo) se tornaria inadequada ao leitor, pois o assunto fugiria bastante dos objetivos aos quais o trabalho se comprometeu em cumprir. Dessa forma, buscou-se adotar um método prático e com uma matemática relativamente simples de ser compreendida, mas que ao mesmo tempo pudesse apresentar uma boa precisão nos seus resultados, sendo ele utilizado por outros autores e testado em vários modelos computacionais, justificando assim a sua adoção para definir as condições de contorno das fundações.

Depois de uma busca aprofundada na literatura, foi decidido que o método mais adequado para a situação seria o método de Waldemar Tietz (1976), fundamentado nas hipóteses de Winkler (1867), que considera o solo um material elástico linear, possibilitando assim a representação da rigidez do solo através de um conjunto de molas que trabalham de forma independente umas das outras. É importante frisar que essa é uma simplificação admitida como razoável para as premissas desse trabalho, visto que o comportamento do solo apresenta uma complexidade que limita parcialmente a utilização de molas lineares. Além disso, os modelos baseados nas hipóteses de Winkler não consideram nas suas formulações a continuidade do solo, impedindo assim o estudo do efeito de grupos de estacas ou mesmo a interação entre prédios vizinhos.

Segundo Antoniazzi (2011), o modelo de Winkler pode ser empregado tanto no caso de fundações que recebem de forma preponderante carregamentos verticais (sapatas e radiers, por exemplo) como em fundações que recebem ações horizontais

(estacas e contenções, por exemplo). Na prática, são definidos alguns coeficientes de reação em função do tipo de solo e de fundação, admitindo a hipótese de que cada direção do modelo apresentará uma flexibilidade representada através de uma mola.

No estudo de caso em questão serão consideradas somente molas horizontais para compor as condições de contorno das estacas, e na ponta das estacas será admitido um apoio de 2º gênero para simular a reação vertical do solo (resistência de ponta). Essa foi uma medida aceita devido ao tipo de fundação utilizada na ponte, que são as estacas do tipo raiz. De acordo com Moura, Júnior e Aguiar (2011), as estacas do tipo raiz apresentam elevada capacidade de carga quando comparada aos demais tipos de estaca, tanto pela grande parcela de contribuição de carga relativa à resistência por atrito lateral, quanto pela grande resistência de ponta proporcionada pela tecnologia executiva das estacas raiz, que permitem o seu engastamento em qualquer profundidade.

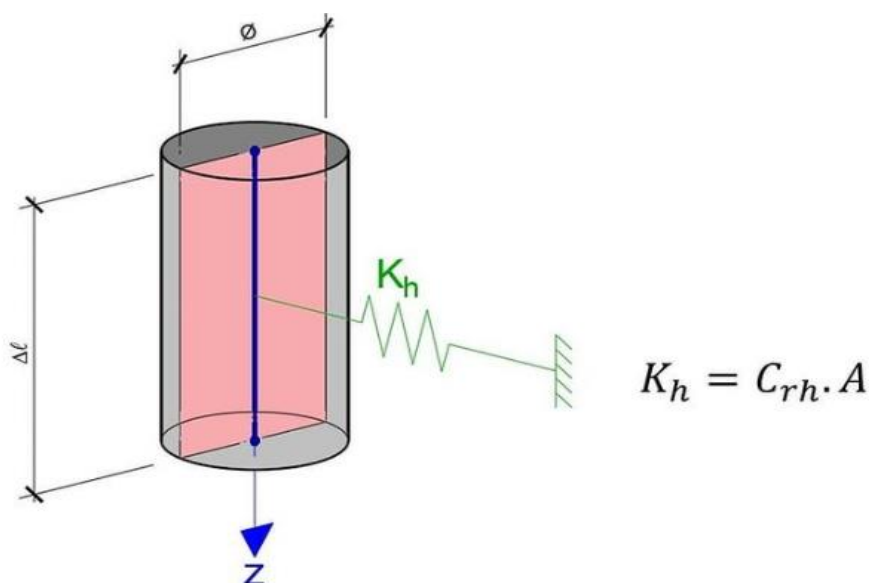
Na sondagem utilizada para a caracterização do solo (disponível em anexo) foi determinado o limite impenetrável na cota -20,00 m, mas a cota de projeto das estacas foi de -25,00 m. Isso nos leva a concluir que a decisão tomada de adotar um apoio de 2º gênero para a reação vertical da estaca é satisfatoriamente aceitável. Existe também ainda a possibilidade de considerar um apoio de 3º gênero nas extremidades da estaca, mas acredita-se que essa solução precisaria de estudos complementares para ser adotada em projeto.

Mas agora é necessário calcular o módulo de reação horizontal (K_h) do solo nas estacas, que pode ser constante ou linearmente crescente com a profundidade. No caso das argilas pré - adensadas o módulo (K_h) é constante com a profundidade, mas no caso das argilas normalmente adensadas (que é o solo da região da Ponte Sérgio Arruda) temos uma variação linear do módulo (K_h) em função da profundidade.

Como citado anteriormente, o método adotado para o cálculo das molas horizontais nas estacas foi o de Tietz (1976), apresentado na revista "Estrutura", que inicialmente foi concebido para tubulões com diâmetros maiores ou iguais a 1,0 m, mas que posteriormente foi adaptado para as estacas de concreto. Na formulação do seu método, o autor desenvolveu um Coeficiente de Proporcionalidade (m) que tem o objetivo de caracterizar a variação do Coeficiente de Reação Horizontal (C_{rh}) de acordo com o tipo de solo analisado e da sua resistência (N_{SPT}). Atualmente o método proposto pelo autor é utilizado em softwares de cálculo de fundações como o SISEs

(Sistema de Interação Solo Estrutura) criando pela empresa brasileira TQS e pode ser compreendido de forma mais clara através da figura a seguir.

Figura 113 - Módulo de reação horizontal em estacas - Kh



Coefficiente de reação horizontal

$$C_{rh} = m \cdot z$$

Área de contato da estaca

$$A = \varnothing \cdot \Delta l$$

Fonte: Página do Engenheiro Caio Aguiar no Instagram

Conforme estudado na sondagem, percebe-se que o solo da região é predominantemente argiloso e que o valor fornecido na sondagem varia de metro em metro, o que facilita bastante a determinação dos valores empregados em cada apoio elástico. Na prática, o autor sugere que o valor de K_h está em função do C_{rh} e da área de influência (**A**) de cada metro de resistência do solo. Além disso, foi definido que o C_{rh} está em função de m , e esse pode ser determinado através das tabelas apresentadas abaixo para depois ser multiplicado pela altura da estaca na determinada cota de análise do solo (z). O mesmo procedimento pode também ser visto com mais detalhes na pesquisa realizada por Almeida (2017).

Tabela 16 - Valores de m (tf/m⁴) para argilas

SOLO	CONSISTÊNCIA	SPT	m (tf/m ⁴)
Turfa	Meio Líquido	0	0 – 50
Argila	Muito Mole	< 2	50 – 100
Argila	Mole	2 – 4	100 – 200
Argila	Média	4 – 8	200 – 400
Argila	Rija	8 – 15	400 – 600
Argila	Muito Rija	15 – 30	600 – 800
Argila	Dura	> 30	800 - 1000

Fonte: Terzaghi e Peck apud Tietz (1976)

Tabela 17 - Valores interpolados de m em função do NSPT

NSPT	1	2	3	4	5	6	7	8
m (tf/m ⁴)	50	100	150	200	250	300	350	400
NSPT	9	10	11	12	13	14	15	30
m (tf/m ⁴)	428,60	457,14	485,71	514,28	542,85	571,42	600	800

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Tabela 18 - Valores calculados da rigidez das molas horizontais

Z (m)	SPT	SOLO	ÁREA (m ²)	m (tf/m ⁴)	Crh (tf/m ³)	Kh (tf/m)	Kh (KN/m)
1	4	Argila siltosa	0,2	200	200	40	400
2	2	Argila siltosa	0,4	100	200	80	800
3	1	Argila siltosa	0,4	50	150	60	600
4	2	Argila siltosa	0,4	100	400	160	1600
5	2	Argila	0,4	100	500	200	2000
6	3	Argila	0,4	150	900	360	3600
7	3	Argila	0,4	150	1050	420	4200
8	4	Argila	0,4	200	1600	640	6400
9	2	Argila	0,4	100	900	360	3600
10	4	Argila	0,4	200	2000	800	8000

11	6	Argila	0,4	300	3300	1320	13200
12	6	Argila	0,4	300	3600	1440	14400
13	7	Argila	0,4	350	4550	1820	18200
14	6	Argila	0,4	300	4200	1680	16800
15	9	Argila	0,4	428	6420	2568	25680
16	8	Argila	0,4	400	6400	2560	25600
17	34	Argila	0,4	800	13600	5440	54400
18	41	Argila	0,4	800	14400	5760	57600
19	50	Argila	0,4	800	15200	6080	60800
20	50	Argila	0,4	800	16000	6400	64000
21	50	Argila	0,4	800	16800	6720	67200
22	50	Argila	0,4	800	17600	7040	70400
23	50	Argila	0,4	800	18400	7360	73600
24	50	Argila	0,4	800	19200	7680	76800
25	50	Argila	0,2	800	20000	4000	40000

Fonte: Acervo pessoal (2023)

5 RESULTADOS

Acredita-se que os principais resultados desta pesquisa já foram apresentados ao longo de todo o trabalho através dos fluxogramas desenvolvidos para a utilização da ferramenta computacional de estudo, tendo em vista que o principal foco desde o início esteve em apresentar um roteiro didático de modelagem de pontes com múltiplos vãos biapoiados e lajes de continuidade através de um software baseado no método dos elementos finitos.

Quanto aos resultados secundários, que são os esforços e deformações da estrutura a partir das combinações adotadas no ELU e ELS, será apresentado um itinerário (figura 114) para que o usuário do programa possa ter acesso aos seus principais resultados. Posteriormente eles serão mostrados em tabelas e figuras que comprovam a existência e a coerência dos resultados.

É válido ressaltar que o SAP 2000 é capaz de apresentar uma infinidade de resultados, principalmente pela sua alta capacidade de processamento e versatilidade nas suas análises. Honestamente, considera-se inconveniente a tentativa de apresentar os esforços de cálculo de todos os elementos estruturais e em todas as combinações existentes, até porque o dimensionamento dos elementos estruturais não faz parte do escopo do trabalho. Da mesma forma acontece com os deslocamentos, pois eles não precisam ser mostrados em todos os nós das barras ou das placas. Por isso, somente alguns dos resultados serão exibidos.

Figura 114 - Como visualizar os resultados dentro do SAP 2000

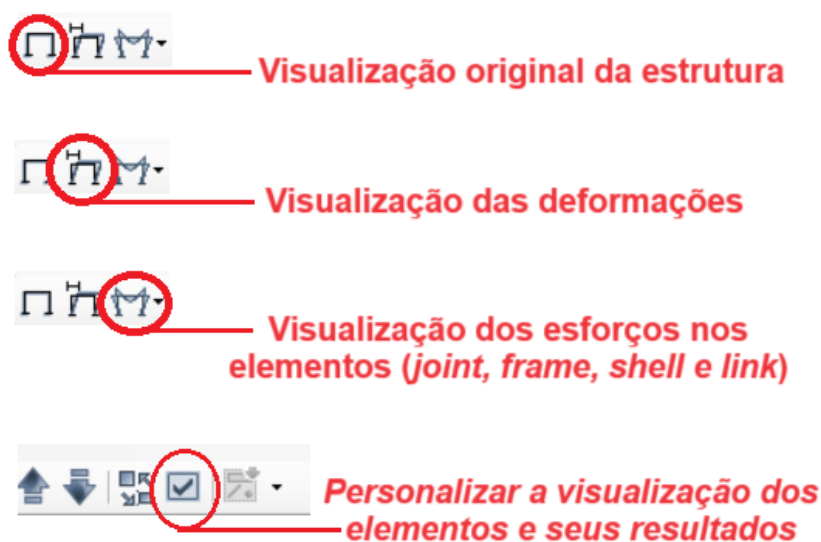


Tabela 19 - Deformações resultantes no tabuleiro

COMBINAÇÃO	PATH SELECIONADO	TABULEIRO
		DESLOCAMENTO (R) (mm)
CQPS	PATH 1	9,8
CQPS	PATH 2	9,8
CQPS	PATH 3	9,8
CQPS	PATH 4	9,8
CQPS	PATH 5	9,8

Fonte: Acervo próprio (2023)

Tabela 20 - Momentos na laje do tabuleiro (longitudinal e transversal)

COMBINAÇÃO	PATH SELECIONADO	TABULEIRO	
		M11 (KN*m/m)	M22 (KN*m/m)
CUN (F1d)	PATH 1	0 e +40	-70 e +30
CUN (F2d)	PATH 1	0 e +42	-50 e +20
CUN (F3d)	PATH 1	0 e +42	-50 e +30
CUN (F4d)	PATH 1	-16 e +30	-55 e +20
CUN (F1d)	PATH 2	0 e +30	-60 e +40
CUN (F1d)	PATH 3	-20 e +35	-40 e +30
CUN (F1d)	PATH 4	-10 e +40	-35 e 25
CUN (F1d)	PATH 5	-10 e +30	-30 e +25

Fonte: Acervo próprio (2023)

Tabela 21 - Momento fletor e esforço cortante nas longarinas e transversinas

COMBINAÇÃO	PATH SELECIONADO	LONGARINAS		TRANSVERSINAS	
		M33 (KN*m)	SHEAR 33 (KN)	M33 (KN*m)	SHEAR 33 (KN)
CUN (F1d)	PATH 1	594,51	261,09	59,83	137,60
CUN (F2d)	PATH 1	522,18	244,37	43,65	100,41
CUN (F3d)	PATH 1	526,78	235,59	55,37	134,59
CUN (F4d)	PATH 1	409,29	201,87	36,00	107,01
CUN (F1d)	PATH 2	664,35	640,27	104,48	91,86
CUN (F1d)	PATH 3	421,47	182,79	93,47	147,02
CUN (F1d)	PATH 4	438,43	489,83	94,38	164,04
CUN (F1d)	PATH 5	420,08	165,86	86,28	145,94

Fonte: Acervo próprio (2023)

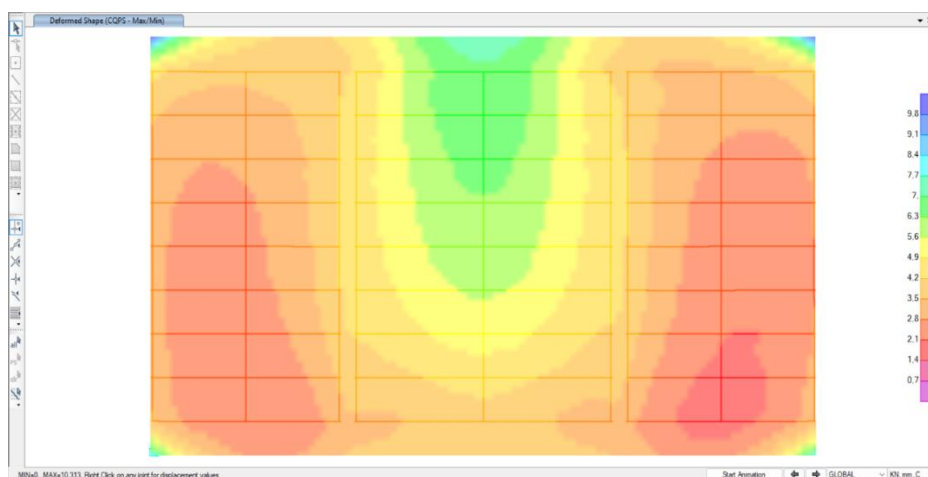
Tabela 22 - Momento fletor e esforço cortante nas travessas e reação nas estacas

COMBINAÇÃO	PATH SELECIONADO	VIGAS TRAVESSAS	REAÇÃO NAS ESTACAS
------------	------------------	-----------------	--------------------

		M33 (KN*m)	SHEAR 33 (KN)	AXIAL FORCE (KN)
CUN (F1d)	PATH 1	946,28	690,06	824,98
CUN (F2d)	PATH 1	967,64	611,16	719,51
CUN (F3d)	PATH 1	814,73	631,29	805,22
CUN (F4d)	PATH 1	747,55	568,90	686,58
CUN (F1d)	PATH 2	1153,68	698,79	716,79
CUN (F1d)	PATH 3	937,34	721,82	1184,91
CUN (F1d)	PATH 4	1139,61	743,71	950,80
CUN (F1d)	PATH 5	1054,84	742,16	1163,82

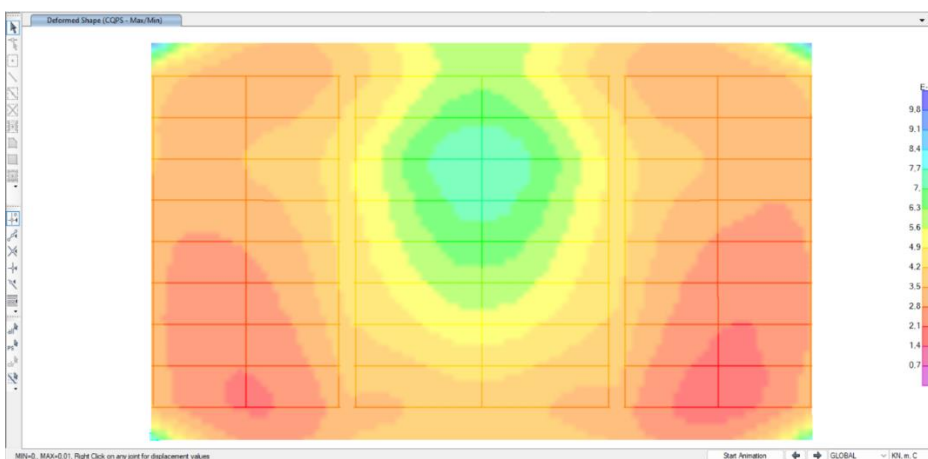
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 115 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 1)



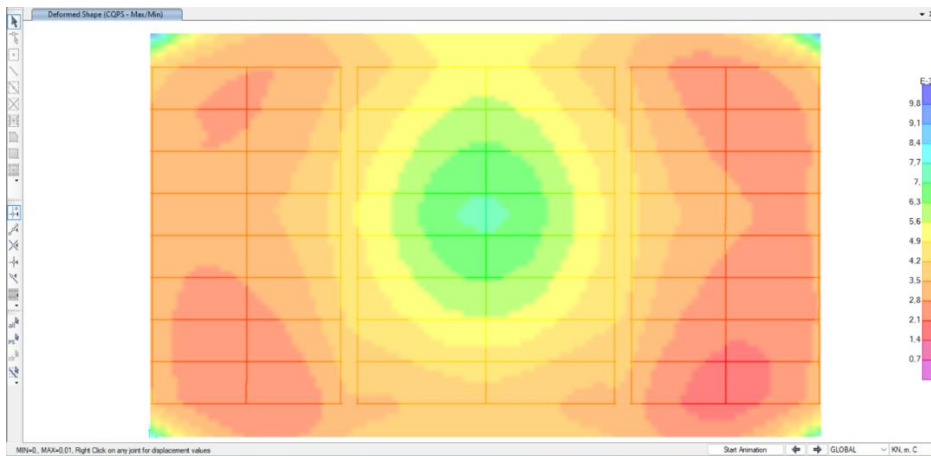
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 116 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 2)



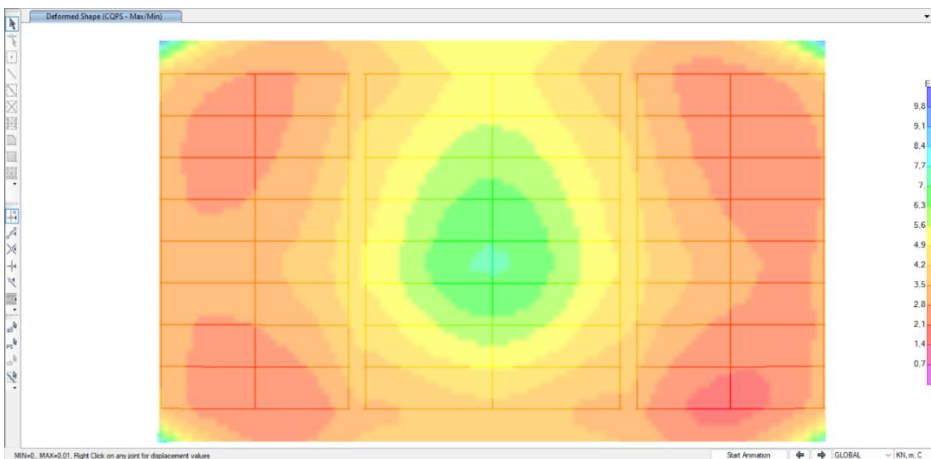
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 117 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 3)



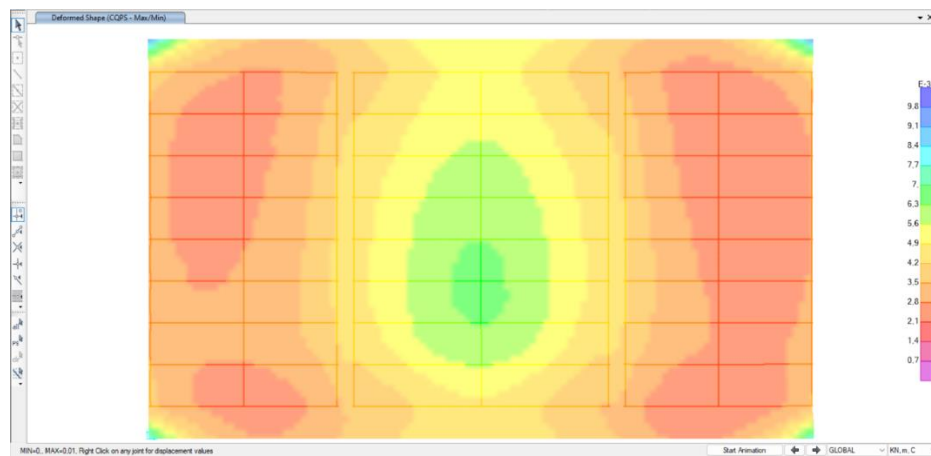
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 118 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 4)



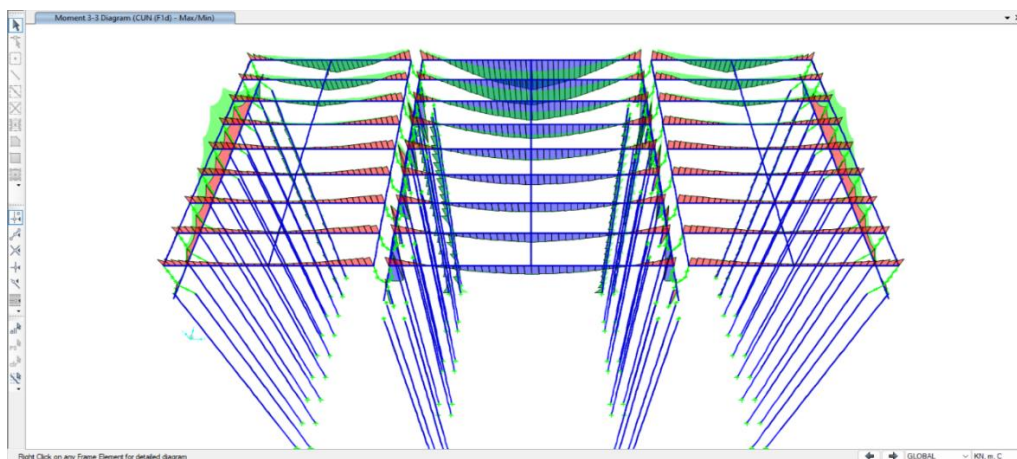
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 119 - Deformações do tabuleiro (CQPS - Path 5)



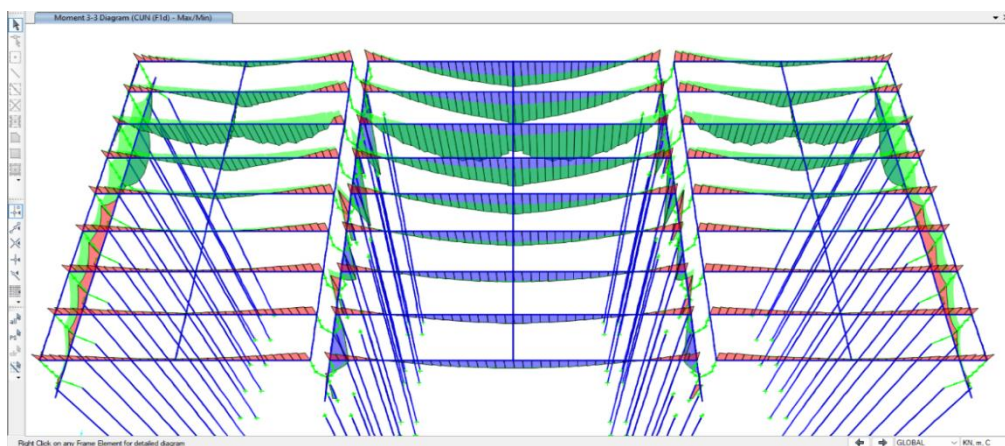
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 120 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 1)



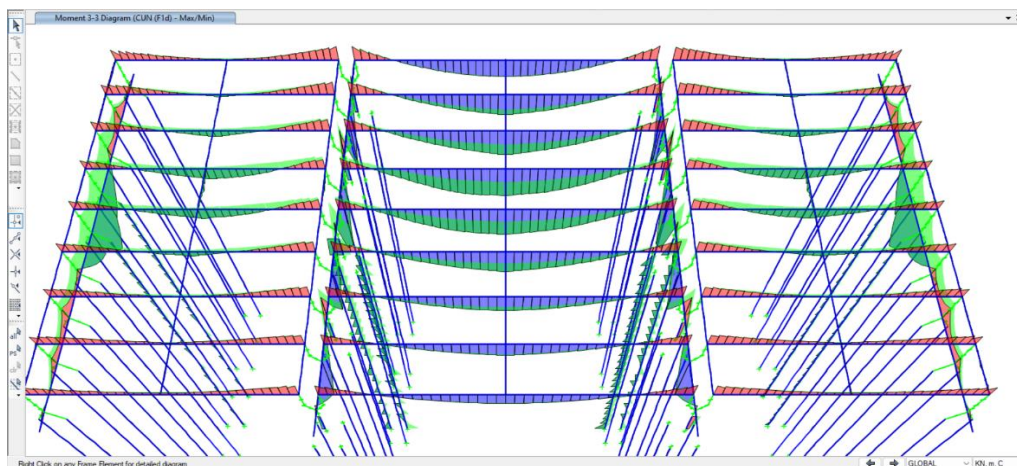
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 121 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 2)



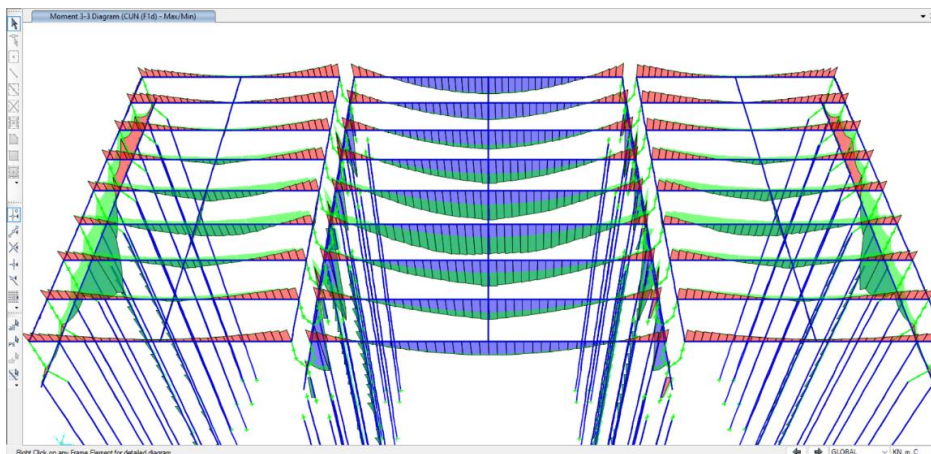
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 122 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 3)



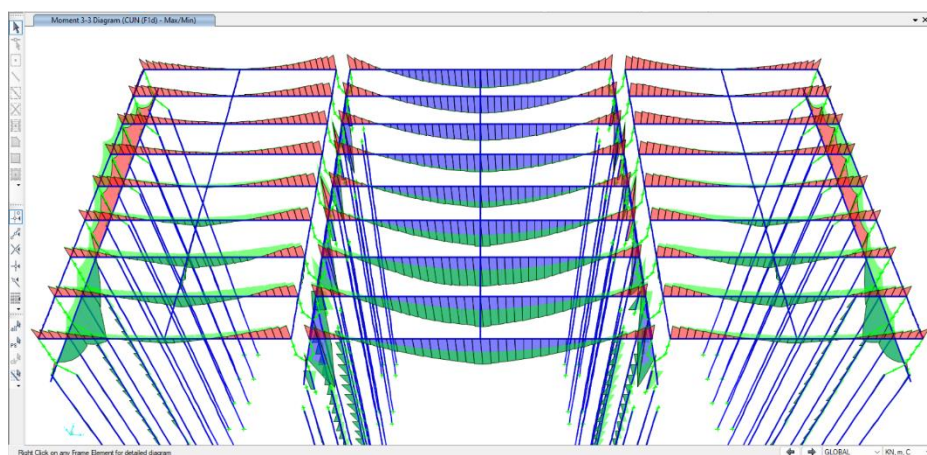
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 123 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 4)



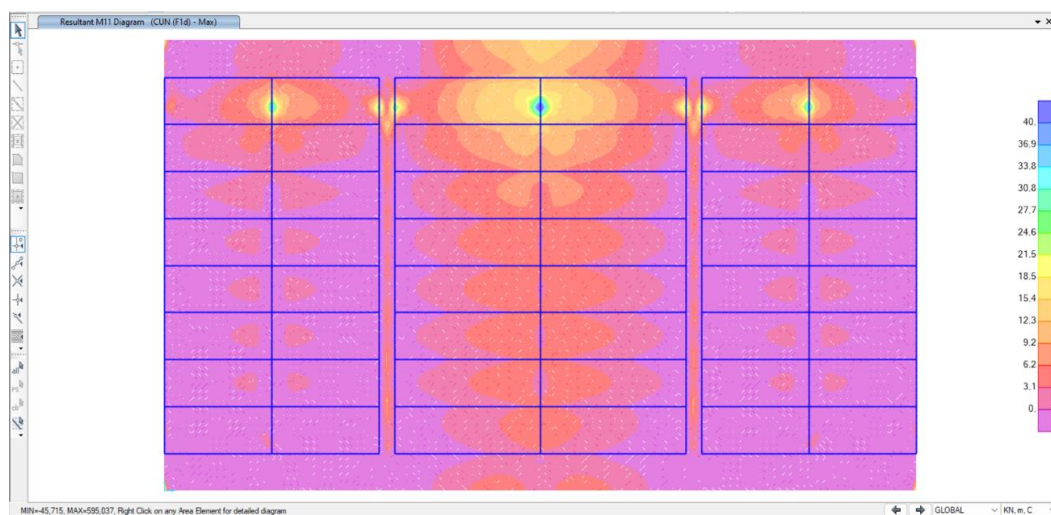
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 124 - Momentos fletores nas barras (CUN 1 - Path 5)



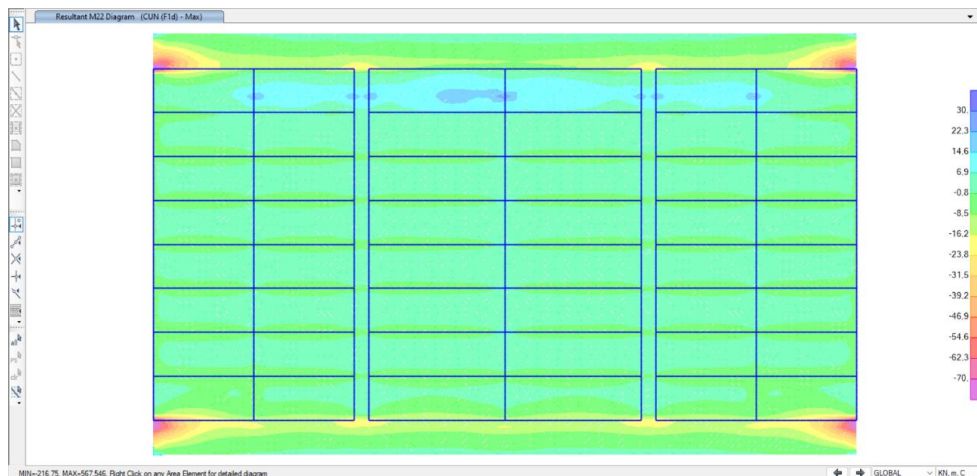
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 125 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 1)



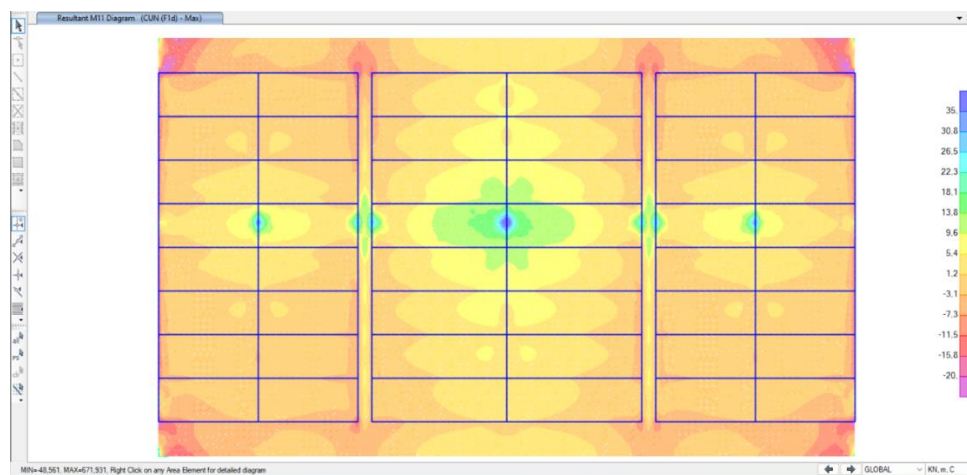
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 126 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 1)



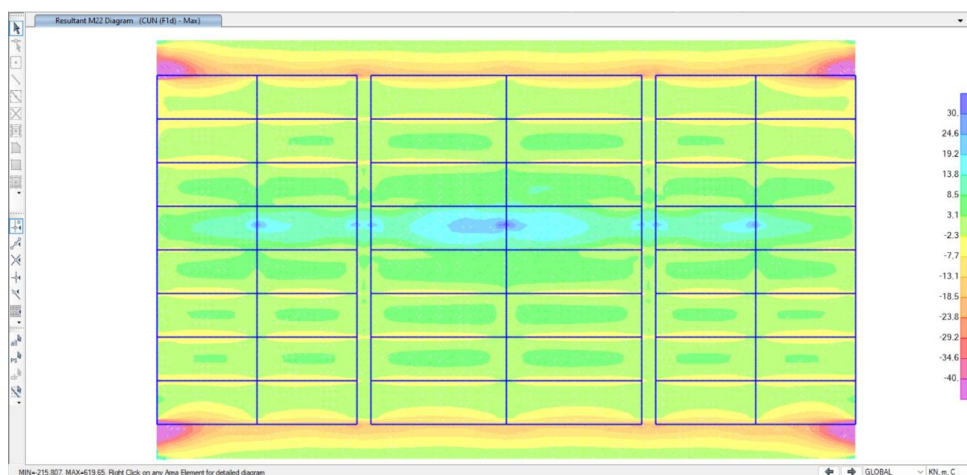
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 127 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 3)



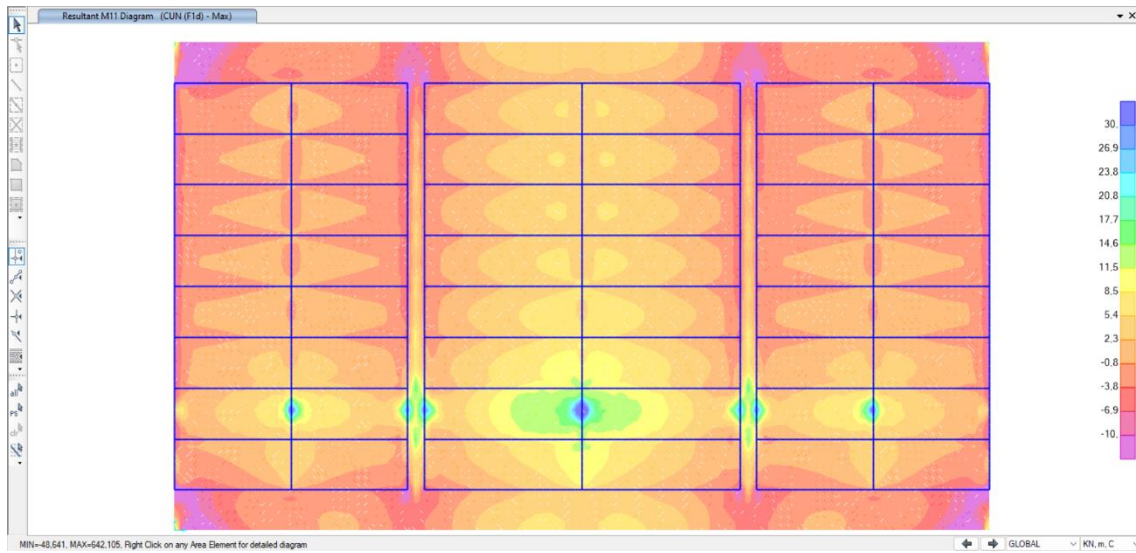
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 128 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 3)



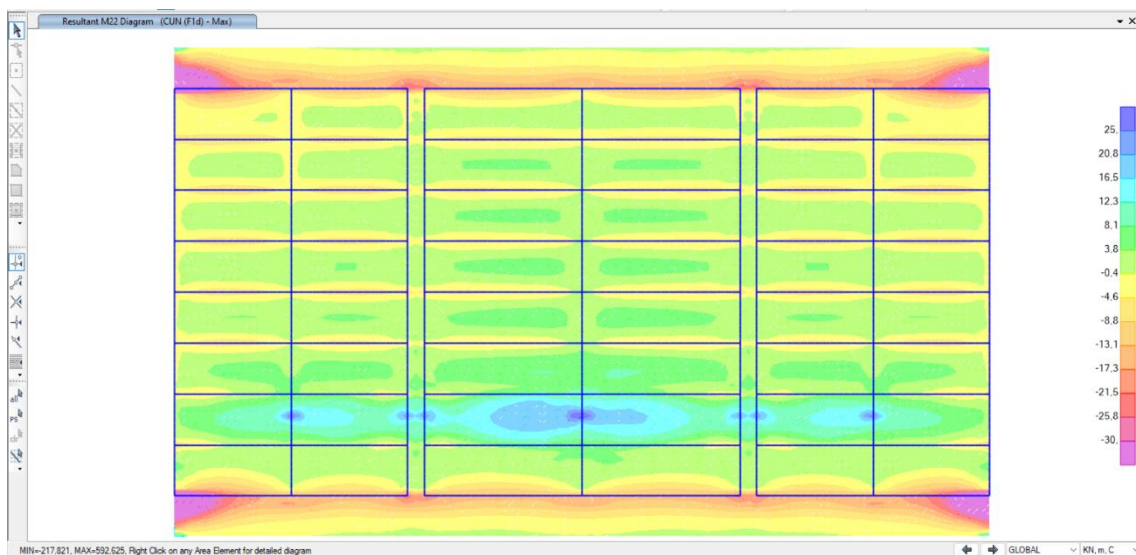
Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 129 - M11 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 5)



Fonte: Acervo próprio (2023)

Figura 130 - M22 nas lajes do tabuleiro (CUN 1 - Path 5)



Fonte: Acervo próprio (2023)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização de todas as etapas deste trabalho, é possível afirmar que o software SAP 2000 é uma excelente ferramenta para a modelagem e análise de pontes de concreto, mesmo não sendo um software específico da área de pontes e viadutos como é o caso do *CSiBridge*. Essa afirmação é justificada pela coerência dos resultados encontrados e pelos instrumentos de trabalho que o programa dispõe, como é o caso da análise de cargas móveis, da possibilidade de correção das excentricidades por meio dos *links*, da modelagem dos cabos de protensão, da interação solo-estrutura, etc.

Ainda assim, é fato dizer que muitos discentes de engenharia civil e até mesmo docentes e engenheiros já atuantes no mercado desconhecem essas possibilidades que o software oferece. Essa é uma realidade motivada principalmente pela ausência das normas brasileiras no catálogo de normas do SAP 2000, além da indisponibilidade de versões do programa em português. Porém, como foi provado através da pesquisa desenvolvida, a utilização do programa pode se tornar bastante prática, desde que o usuário do programa possua a base teórica necessária para governar todas as decisões de projeto. Aliás, esse é o principal requisito para o sucesso de qualquer calculista, independente de qual ferramenta analítica ou computacional ele usufrui.

É importante esclarecer que em nenhum momento as limitações do software foram ocultadas, pois atualmente é desconhecida a existência de uma ferramenta de projeto que seja perfeita e que atenda completamente às necessidades do projetista. Essa é somente mais uma ferramenta que pode ser útil em várias situações, principalmente quando os desafios estruturais são diferentes daqueles encontrados no dia a dia de um escritório, como é o caso de projetos estruturais de residências, edifícios comerciais, reservatórios, galpões, etc.

A relevância desse trabalho ganha mais ênfase dentro do contexto acadêmico da Universidade Federal do Amapá, tendo em vista que o SAP 2000 é o “software oficial” do curso de engenharia civil, sendo o mesmo utilizado na disciplina de Análise Computacional de Estruturas e nos projetos de extensão universitários, como foi o caso do projeto “Ressignificação da estrutura da ponte Sérgio Arruda e da mobilidade do seu entorno”. Acredita-se que o principal legado do roteiro elaborado será desfrutado pelos próximos discentes do curso que poderão recorrer a mais uma

referência técnica para o manejo do software e também para o estudo da teoria de pontes de concreto e do MEF.

Espera-se ainda que essa pesquisa seja continuada por meio de outros alunos e profissionais que sejam interessados na área de pontes e que também empreguem em suas análises o SAP 2000. A seguir serão apresentadas algumas propostas para futuros trabalhos acadêmicos:

- a) Realizar a análise do trem-tipo transversal dentro do SAP 2000;
- b) Estudar a influência das perdas de protensão no desempenho de longarinas e das lajes do tabuleiro;
- c) Analisar o comportamento da estrutura sem as transversinas centrais ou com outras disposições de transversinas;
- d) Elaborar um roteiro de dimensionamento de longarinas através de formulações analíticas desenvolvidas em planilhas;
- e) Avaliar a importância da interação solo-estrutura através de outros métodos mais sofisticados (como o método das curvas p-y) e também considerar o efeito de *Tschebotarioff* nas estacas;
- f) Desenvolver um modelo computacional da mesma ponte, mas com juntas de dilatação ao invés de lajes de continuidade.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações**, Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7187 – Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**, Rio de Janeiro, 2021.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7188 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas**, Rio de Janeiro, 2013.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, Design and execution of precast concrete structures**, Rio de Janeiro, 2017.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6120: **Ações para cálculo de estruturas de edificações – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2019.

ABRISHAMI, H. **Design of Reinforced Concrete Bridges**. 2017. 314 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Minas) - Universidade de Toronto, Canadá, 2017.

ALMEIDA, O. H. G. **Análise do comportamento de estacas verticais submetidas a ações horizontais**. 2017. 92 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2017.

ALVES, R. V., *Notas de aula de Pontes I*, Notas de aula do curso de Pontes I, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

AMORIM, D. L. N. F.; BARBOZA, A. S. R.; BARBIRATO, J. C. Análise do comportamento de sistemas estruturais de pontes em vigas utilizando a técnica de analogia de grelha aplicada ao tabuleiro associada a um modelo de pórtico. **Asociación Argentina de mecánica computacional**, Argentina. 2010.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 138 p. 2011.

AZEVEDO, A. F. M., **Método dos elementos finitos**. 1 ed, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto/Pt, 2003.

BOECKER, C. N. **Pontes integrais: estudo comparativo de solicitações e comportamento estrutural**. 2019. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - UFRJ - Escola Politécnica Engenharia Civil, [S. l.], 2019.

BURKE, M. P., *Integral and Semi-integral Bridges*, 1st ed., Oxford, United Kingdom; Wiley-Blackwell, 2009.

CAVALCANTE, G. H. F. **Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia civil. Maceió, AL, 2016.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Editora Blucher, 2019.

CAVALCANTE, G. H. F.; BARBOZA, A. S. R. **Análise da influência de transversinas no comportamento estrutural de pontes em vigas pré-moldadas e moldadas “in loco”**. IX Congresso Brasileiro De Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2016.

CHANDOLU, A. **Assessing the needs for intermediate diaphragms in prestressed concrete girder bridges**. 2005. 162 f. Dissertação (Mestrado), Osmania University, Hyderabad, 2005.

COOK, R. D. **Finite Element Modeling for Stress Analysis**. [S. l.]: Wiley, 1995. 320 p. ISBN 0471107743.

COUTINHO, P. M. **Análise numérica comparativa entre pontes integrais e convencionais de concreto armado sujeitas às ações indiretas de temperatura, retração e fluência**. 2019. 222 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

EI DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. Universidade de São Paulo. EESC. Departamento de Engenharia de Estruturas. 2009.

FU, C. C.; WANG, S. **Computational analysis and design of bridge structures**, 1ª ed., CRC Press, Boca Raton, Flórida. 2015.

FULGÊNCIO, J. P. T. O. R.; PAULA, F. A.; AZEVEDO, C. P. B. **Análise do uso de transversinas em pontes de concreto armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 7., Rio de Janeiro, 2014.

LAN, R. O. Aparelhos de apoio fretado de neoprene: uma revisão. **Revista Tecnologia**, [S. l.], v. 41, n. 1, 2020. DOI: 10.5020/23180730.2020.10602. Disponível em: <https://ojs.unifor.br/tec/article/view/10602>. Acesso em: 19 set. 2023.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto – Princípios básicos da construção de pontes de concreto** - Volume 6, Interciência, Rio de Janeiro, 1979.

LIMA, N. A.; ALMEIDA, S. M. F. **Vantagens das Lajes de Continuidade nas Pontes Pré-Moldadas**. [S. l.]: Templo, 2013. 69 p. ISBN 978-85-98026-40-4.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 2. ed. [S. l.]: Blucher, 2018. 246 p. ISBN 9788521212782.

MENDES, P. T. C. – **Contribuição para um Modelo de Gestão de Pontes de Concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. (Tese de Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.

MINISTÉRIO PÚBLICO (AP). Corpo de Bombeiros do Amapá/Defesa Civil.; Universidade Federal do Amapá - Unifap.; Conselho Regional de Engenharia e Agronomia - CREA/AP. **Laudo nº 116.453/2019**. Exames periciais na área específica de Engenharia Civil na obra de arte denominada de Ponte Sérgio Arruda. [S. l.], 2020.

MOAVENI, S. **Finite Element Analysis: Theory and Application with Ansys**. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 2003.

MOURA, A. S.; NÓBREGA JÚNIOR, A. J.; AGUIAR, M. F. P. Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza. **Rev. Tecno**. Fortaleza, v. 32, n. 1, p. 56-72, jun. 2011.

OLIVEIRA, A. B. **Pontes Integrais - análise, projeto e métodos construtivos**. Monografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado: Elementos de Projeto, Solicitações, Dimensionamento**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 627 p. ISBN 85-216-0035-6.

SAP 2000 – Integrated Solution for Structural Analysis and Design. **CSI Analysis reference Manual**. Advanced version 19.0.0, Computers and Structures, Inc.

SOARES, R. W., **Efeito da variação de temperatura em pontes integrais de concreto com fundações em estacas de aço**, Monografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2011.

SOUSA, C. F. F. **Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2004.

THOMAZ, E. C. S. **Concreto protendido: Pontes rodoviárias com vigas protendidas pré-moldadas**. 2015. 13 p. Notas de Aula. 1.

TIETZ, W. Fundações profundas sobre tubulões. **Revista estrutura técnica das construções engenharia e arquitetura**. Rio de Janeiro, nº76, p 43-81, 1976.

WINKLER E. **Die Lehre Von Der Elastizität Und Festigkeit Mit Besonderer Rücksicht Auf Ihre Anwendung in Der Technik : Für Polytechnische Schulen Bauakademien Ingenieure Maschinenbauer Architecten Etc**. Prag: Dominicius. 1867.

ANEXOS

Figura 131 - Sondagem utilizada para a interação solo-estrutura (parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAÇÃO DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)									
NBR - 06484/2020									
INTERESSADO (A): FUNDAPE.				Início da Sondagem: 2-dez-21					
LOCAL DA SONDAÇÃO: Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.				Término da Sondagem: 2-dez-21					
Sondagem Número: Laudo de Sondagem nº. SP-04				Revestimento: 100 cm					
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
								- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
								- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
								- PESO =	65 kgf
								- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL									
0	TC	N.º de golpes	1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª		0,39		0	Aterro silte arenoso com pedregulho de cor variegado fofo.	
1	P	3 /15			1,09	0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50	1,45	1 Idem	
	TC	2 /15	Inicial 5 Final 4						
2	P	1 /15			2,45		2,45	2 Idem	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						
3	P	1 /15			3,45		3,45	3 Argila com material orgânico de cor cinza escura muito mole.	
	TC	1 /30	Inicial 2 Final 1						
4	P	1 /15			4,45		4,45	4 Idem	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						
5	P	2 /15			5,45		5,45	5 Argila siltosa de cor cinza clara muito mole.	
	TC	1 /15	Inicial 3 Final 2						
6	P	1 /15			6,45		6,45	6 Idem	
	TC	2 /15	Inicial 2 Final 3						
7	P	2 /15			7,45		7,45	7 Argila siltosa com material orgânico de cor preta muito mole.	
	TC	1 /15	Inicial 3 Final 3						
8	P	1 /15			8,45		8,45	8 Idem	
	TC	2 /15	Inicial 3 Final 4						
9	P	1 /15			9,45		9,45	9 Idem	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						
10	P	2 /15			10,45		10,45	10 Idem mole.	
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 4						
11	P	3 /15			11,45		11,45	11 Idem média.	
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 6						
12	P	3 /15			12,45		12,45	12 Idem	
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 6						
13	P	3 /15			13,45		13,45	13 Idem	
	TC	4 /15	Inicial 6 Final 7						
14	P	3 /15			14,45		14,45	14 Idem	
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 6						

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 19,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Avanço:

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água

TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,09	02/12/2021
FINAL: 0,39	02/12/2021

Folha:

Operador de Sonda:

Fonte: Adaptado de UNIFAP (2021)

