



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA NAVAL

**ANÁLISE ESTRUTURAL E A DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS METODOLÓGICOS PARA
COMPOSIÇÃO DE FORÇAS E ENERGIA DE IMPACTO**

WEVERTON KAIO DE ARAÚJO CABRAL

Belém – PA

Setembro/2023

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA NAVAL

**ANÁLISE ESTRUTURAL E A DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS METODOLÓGICOS PARA
COMPOSIÇÃO DE FORÇAS E ENERGIA DE IMPACTO**

WEVERTON KAIO DE ARAÚJO CABRAL

Dissertação de Mestrado Submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Naval da Faculdade de Engenharia Naval do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará Como Parte dos Requisitos Necessários Para Obtenção do Título de Mestre em Engenharia Naval.

Área de Concentração: Análise de Processos e Sistemas Construtivos Navais.

Orientador: Prof. D.Sc. Pedro Igor Dias Lameira.

Belém – PA

Setembro/2023

FICHA CATALOGRÁFICA

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C117a Cabral, Weverton Kaio de Araújo.
Análise estrutural e a definição de parâmetros metodológicos para composição de forças e energia de impacto / Weverton Kaio de Araújo Cabral. — 2023.
191 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Pedro Igor Dias Lameira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Naval, Belém, 2023.

1. Defensas Flutuantes. 2. Impacto de Embarcações. 3.
Probabilidade de Impacto. 4. Análise Estrutural. 5. Elementos
Finitos. I. Título.

CDD 623.87

WEVERTON KAIO DE ARAÚJO CABRAL

ANÁLISE ESTRUTURAL E A DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS METODOLÓGICOS
PARA COMPOSIÇÃO DE FORÇAS E ENERGIA DE IMPACTO

Dissertação de Mestrado Submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Naval da Faculdade de Engenharia Naval do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará Como Parte dos Requisitos Necessários Para Obtenção do Título de Mestre em Engenharia Naval.

Belém/PA, ____ de _____ de 2023.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. D.Sc. Pedro Igor Dias Lameira
(Orientador)

Prof. D.Sc. Nelio Moura de Figueiredo
(Membro Interno)

Prof. D.Sc. Valcir João da Cunha Farias
(Membro Interno)

Prof^a. D.Sc. Marta Tapia
(Membro Externo)

Dedicatória

Dedico todo este esforço Àquele a quem sempre me aceitou: Deus. Ele entende todas as coisas. Inclusive qual deverá ser o meu caminho. Dedico também às minhas mães, Nezilar e Ednilcia, e à Samara Reis, pois boa parte disso tudo pertence à elas.

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos, em relação à etapa anterior à este mestrado, não mudaram tanto. Continuo sendo grato à Deus, e às minhas mães Nezilar e Ednilcia. Apesar da distância, sei que elas sempre rezam por mim.

Agradeço, também, à Samara Reis, por toda a bondade, carinho, amor, dedicação e, principalmente, paciência pelos tempos de dificuldades e ausências. Este trabalho é fruto de muita ajuda da sua parte, pois você também me entrega alegria suficiente para continuar.

Agradeço ao meu grande amigo e orientador Pedro Lameira, por ter acolhido em sua vida entregando conselhos que variam desde o aspecto profissional a um paternal. Sem dúvidas, muito do que eu sei hoje é devido aos seus ensinamentos. Também agradeço o fato de me disponibilizar os modelos desta pesquisa para que pudessem ser analisados. Sem o professor, este tema não seria possível.

Agradeço aos meus amigos e professores Hito Braga, Nelio Figueiredo e Emmanuel Loureiro, por todo o acolhimento em suas vidas e seus lares. Vocês também me inspiram a ser uma pessoa cada vez melhor.

Agradeço também aos amigos que o Laboratório me deu, Rubenson Santos, uma pessoa com um grande coração, que sempre me acolheu com muito carinho; ao Pedro Lucas, Davi Hino, e todos aqueles que vivenciaram todo esse processo.

Agradeço, também, aos meus alunos da Universidade Federal do Pará, que me ensinaram mais do que eu ensinei a eles.

RESUMO

As embarcações atuantes na navegação fluvial na Amazônia e no mundo ainda se deparam com adversidades causadas pela carência de padronização normativas e falta de obediência às mesmas, muitas vezes implicando em acidentes como, por exemplo, colisão de comboios fluviais em pilares de pontes, fatos que causam enormes prejuízos socioeconômicos aos municípios localizados nas circunvizinhanças das pontes. Esta dissertação tem a finalidade de propor o projeto de uma defesa flutuante para a ponte sobre o rio Guamá, primeiramente a partir da análise de parâmetros necessários para dimensionamento de energia e força de impacto para colisões de embarcações contra infraestrutura de vão de ponte, a avaliação da frequência anual de colapso, que depende de um estudo de probabilidades envolvidas no impacto e, finalizando com uma análise estrutural estática, via elementos finitos, do comportamento da estrutura sob impacto. A metodologia utilizada baseia-se, primeiramente, no conhecimento das embarcações que comumente navegam na hidrovia Guamá-Capim, seguida da utilização de equações estaticamente equivalentes de força e energia de impacto de diferentes estudos e normas internacionais e delimitação de variáveis suficientes para o cálculo de diversas probabilidades envolvidas no estudo de colapso da ponte. Os resultados normativos indicam que a força de impacto advinda da AASHTO é mais conservativa que da Eurocode 1, e a diferença média entre as energias nos diferentes ângulos de impacto é de 4,06 MJ para uma velocidade de impacto de 4,5 m/s. Para impactos frontais, AASHTO e Eurocode 1 possuem resultados próximos para velocidade de impacto de 4,5 m/s. Além disso, as frequências anuais de colapso foram obtidas em função da quantidade de embarcações, da velocidade de impacto e da resistência da ponte, e sugerem a necessidade de um sistema de proteção flutuante para a ponte. Com isso, as análises estruturais, realizadas em três diferentes geometrias da defesa, chamados “módulos”, identificaram a maneira como a energia se dissipa durante o impacto. A primeira parte da conclusão indica que, para propostas de sistemas de proteção de pontes contra colisões de comboios, as melhores abordagens são as representadas pelas normas americana e europeia, devido à clareza na entrega de estimativas de energia e força de impacto, e por proporcionar uma noção sobre a capacidade necessária para as defensas flutuantes suportarem impacto de comboios, fato este que foi verificado pelas análises estruturais.

PALAVRAS-CHAVE: Colisão, Defensas Flutuantes, Impacto de embarcações, Probabilidade de Impacto, Análise Estrutural, Elementos Finitos.

ABSTRACT

Vessels engaged in river navigation in the Amazon and worldwide still face challenges due to the lack of normative standardization and non-compliance with these standards. Often, this leads to incidents such as collisions of river convoys with bridge pillars, resulting in significant socio-economic losses for the municipalities located near the bridges. This dissertation aims to propose the design of a floating protection system for the bridge over the Guamá River. It starts by analyzing the parameters required for energy and impact force calculation regarding vessel collisions with bridge infrastructure. It evaluates the annual collapse frequency, dependent on a study of the probabilities involved in impacts, and concludes with a static structural analysis, employing finite element methods, of the structure's behavior under impact. A methodology utilized is primarily based on understanding the vessels commonly navigating the Guamá-Capim waterway. It follows by employing statically equivalent equations for force and impact energy from various international studies and standards. It also delineates sufficient variables for calculating several probabilities involved in the bridge collapse study. Normative results indicate that the impact force derived from AASHTO is more conservative than Eurocode 1, and the average difference between energies at different impact angles is 4.06 MJ for an impact velocity of 4.5 m/s. For head-on impacts, AASHTO and Eurocode 1 yield similar results for an impact velocity of 4.5 m/s. Moreover, the annual collapse frequencies were obtained based on the number of vessels, impact velocity, and bridge strength, suggesting the need for a floating protection system for the bridge. Consequently, structural analyses conducted on three distinct geometries of the protective barrier, referred to as "modules," identified how energy dissipates during impact. The first part of the conclusion indicates that, for proposals of bridge protection systems against convoy collisions, the most suitable approaches are those represented by American and European standards. This is due to their clarity in providing estimates of energy and impact force and their ability to provide an understanding of the necessary capacity for floating defenses to withstand convoy impacts, a fact corroborated by structural analyses.

KEYWORDS: Collision, Floating Fenders, Barge impact, Probability of Collapse, Structural Analysis, Finite Elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte sobre o rio Moju com vão central destruído.	1
Figura 2 – Mapa de localização da ponte sobre o rio Guamá.	2
Figura 3 – As três principais pontes mais relevantes para interligação à Belém	2
Figura 4 – Ponte sobre o rio Moju com vão principal destruído em 2014.	3
Figura 5 – Acidentes por tipos de embarcações na hidrovia Tietê-Paraná até 1997.	4
Figura 6 – Caracterização das colisões na Hidrovia Tietê-Paraná.	4
Figura 7. Colapso na ponte Sunshine Skyway, Tampa Bay, Flórida, U.S. (1980).	6
Figura 8. Colapso na ponte Tjörn, Almo Sound, Suécia (1980).	6
Figura 9. Colapso na ponte Jiujiang, Rio Xijiang, Foshan, China (2007).	6
Figura 10. Colapso na ponte Eggner’s Ferry, Kentucky, E.U.A. (2012).	6
Figura 11. Colapso na ponte I-40, Oklahoma, E.U.A. (2002).	6
Figura 12. Colapso na ponte Popps Ferry, Mississippi, E.U.A. (2009).	6
Figura 13 – Volume de aço deformado em função da energia do impacto entre navios.	13
Figura 14 – Experimento de Woisin para estimativa da força de impacto de navios contra paredes rígidas.	14
Figura 15 – Forças estáticas em função do DWT do navio.	15
Figura 16 – Forças de impacto em função da velocidade do navio para diferentes DWT.	16
Figura 17 – Comparação de resultados em colisões através de simulações numéricas.	17
Figura 18 – Características principais da barça padrão europeu utilizada nos testes de Meir-dornberg (em pés).	18
Figura 19 – Modelos de impacto para análise dinâmica de várias barças sob colisão em pilar de ponte.	19
Figura 20. Configuração do modelo de impacto.	23
Figura 21 – Exemplo de Dolphin para proteção de pilares de ponte.	28
Figura 22 – Exemplo de estacas para proteção de pilares de pontes.	29
Figura 23 – Geometria da defesa flutuante para pontes da hidrovia Tietê-Paraná.	30
Figura 24 – Defesa flutuante para a ponte do rio Moju, no Pará.	31
Figura 25 – Defesa flutuante para a ponte do rio Moju totalmente montada.	32
Figura 26 – Sistema de proteção de pilares flutuantes através de cabos, boias e fundeio.	33
Figura 27 – Proteção por cabos e boias flutuantes para a ponte sobre o estreito de Akashi, Japão.	33
Figura 28 – Tipos de elementos finitos.	35
Figura 29 – Fluxograma que representa as etapas de uma simulação estrutural.	35
Figura 30 – Exemplos de variáveis que permitem resoluções analíticas de problemas contínuos.	37
Figura 31 – Características do elemento de mola.	38
Figura 32 – Característica de um elemento finito bidimensional quadrangular.	41

Figura 33 – Fluxograma da metodologia utilizada nesta pesquisa.....	43
Figura 34 – Espiral clássica de auxílio ao projeto de sistemas flutuantes.....	46
Figura 35 – Representação da ponte sobre o Rio Guamá na PA-483.....	50
Figura 36 – Geometria da ponte sobre o rio Guamá.....	50
Figura 37 – Exemplo de comboio fluvial que navega no rio Guamá.....	51
Figura 38 – Distribuição triangular para determinação da velocidade de impacto.....	52
Figura 39 – Caracterização do canal de navegação para a distribuição triangular da velocidade de impacto.....	53
Figura 40 – modelagem da aplicação da força de impacto sobre obras de arte.....	55
Figura 41 – Componentes de atuação das forças de impacto F_{DX} e F_{DY}	56
Figura 42 – Modelagem da força de projeto em colisões de embarcações em navegação interior.....	56
Figura 43 – Configuração de impacto sobre a defesa do comboio carregado.....	57
Figura 44 – Configurações para a força dinâmica em condições de impacto.....	61
Figura 45 – Baía do Marajó, no Pará, caracterizada como navegação de Área 1 segundo a NORMAM-01/DPC.....	63
Figura 46 – Exemplo de ângulos de incidência da força de impacto.....	66
Figura 47 – Resumo das linhas de ação das forças de impacto de comboio contra pilares de pontes.....	67
Figura 48 – Porção da energia absorvida pela ponte como função do ângulo de impacto e do coeficiente de atrito.....	72
Figura 49 – Força de impacto para colisão sobre barcaças padrão europeu.....	73
Figura 50 – Planejamento da geometria da rota de navegação.....	77
Figura 51 – Largura do canal de navegação segundo PIANC (1997).....	77
Figura 52 – Representação da cota entre o centro do trajeto do comboio até o pilar da ponte, considerando a partir do canal de navegação.....	78
Figura 53 – Velocidade de impacto considerado para o comboio-tipo do rio Guamá segundo AASHTO (2009).....	79
Figura 54 – Características da variáveis de hidrovia.....	86
Figura 55 – Probabilidade geométrica de colisão do píer.....	88
Figura 56 – Exemplo de distribuição normal.....	89
Figura 57 – Pontos notáveis para a probabilidade geométrica.....	92
Figura 58 – Testes de diferentes geometrias das defensas flutuantes.....	97
Figura 59 – Geometria proposta para o projeto.....	98
Figura 60 – Modelagem 3D de um Trecho da defesa flutuante proposta (módulos de 2,44 m).....	99
Figura 61 – Ilustração dos módulos para análise.....	102
Figura 62 – Ilustração dos parâmetros utilizados para dimensionamento dos perfis estruturais.....	104
Figura 63 – Parâmetros para dimensionamento de borboletas.....	107
Figura 64 – Coeficiente de bloco.....	109

Figura 65 – Corpo com partículas referenciadas a um sistema cartesiano.....	109
Figura 66 – Referencial adotado para a determinação do centro de gravidade.....	111
Figura 67 – Modelo básico de um módulo para análise (vista de perspectiva, com ênfase na região que receberá o impacto).	113
Figura 68 – Modelo básico de um módulo para análise (vista de perspectiva, com ênfase na região posterior ao impacto).	113
Figura 69 – Três geometrias propostas para análise.....	114
Figura 70 – Geometria dos três módulos para simulação (região de impacto, na cor verde).....	114
Figura 71 – Geometria dos três módulos para simulação (vista posterior ao impacto).....	115
Figura 72 – Detalhe dos arranjos estruturais propostos.	115
Figura 73 – Configuração da Malha de um dos módulos, com indicação dos reforços internos.	116
Figura 74 – Quantificação da qualidade da malha do modelo.	117
Figura 75 – Configuração de impacto com barcaça e defesa no calado máximo, para balsa do tipo rake.	118
Figura 76 – Posições de impacto definidas para esta pesquisa.	118
Figura 77 – Aplicação superficial das forças de impacto sobre a estrutura.	119
Figura 78 – Todos os casos simulados nos três módulos.	120
Figura 79 – Configuração dos deslocamentos da defesa.....	121
Figura 80 – Condição de contorno das arestas do modelo.	121
Figura 81 – Configuração do modelo, indicando apenas a primeira aplicação de força.	122
Figura 82 – Forças de impacto para o Rio Guamá em diferentes velocidades, aproximações e padrões.	134
Figura 83 – Resultados D01L – Impacto Frontal 90°	136
Figura 84 – Resultados D01L – Impacto Lateral 60°.....	137
Figura 85 – Resultados D01L – Impacto Lateral 45°.....	138
Figura 86 – Resultados D01L – Impacto Lateral 30°.....	139
Figura 87 – Resultados D02L – Impacto Frontal 90°	141
Figura 88 – Resultados D02L – Impacto Lateral 60°.....	142
Figura 89 – Resultados D02L – Impacto Lateral 45°.....	143
Figura 90 – Resultados D02L – Impacto Lateral 30°.....	144
Figura 91 – Resultados D03L – Impacto Frontal 90°	146
Figura 92 – Resultados D03L – Impacto Lateral 60°.....	147
Figura 93 – Resultados D03L – Impacto Lateral 45°.....	148
Figura 94 – Resultados D03L – Impacto Lateral 30°.....	149
Figura 95 – Variáveis vinculadas à largura do canal de navegação em cruzamento de embarcações.	159

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Evolução do transporte de carga em vias interiores do norte do Brasil (em mil t).	8
Gráfico 2 – “Passeio” das velocidades de impacto em função da distância de impacto.	80
Gráfico 3 – Probabilidade geométrica para o comboio-tipo sob o rio Guamá.	91
Gráfico 4 – Distribuição da probabilidade de colapso.	94
Gráfico 5 – Comparativo entre energias de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009).	132
Gráfico 6 – Comparativo entre forças de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009).	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Variáveis envolvidas na análise numérica em elementos finitos.	37
Tabela 2 – Características do comboio tipo para a hidrovía Guamá-Capim.....	51
Tabela 3 – Valores de referência para estimativa das forças estáticas equivalentes devido ao impacto de embarcações em navegação interior.	59
Tabela 4 – Valores de referência para as forças dinâmicas devido a colisão de embarcações de rotas marítimas.	63
Tabela 5 – Características principais do empurrador utilizado.	65
Tabela 6 – Características principais da barcaça padrão para as formulações da AASHTO (2009).....	74
Tabela 7 – Diferentes velocidades de impacto.....	80
Tabela 8 – Exemplo de classificação de embarcação para o cálculo de Frequência Anual de Colapso.	84
Tabela 9 – Número de comboios que passam sob a ponte por ano (N).	85
Tabela 10 – Velocidades de impacto e as probabilidades de aberrância (PA).....	87
Tabela 11 – Caracterização dos materiais utilizados para o projeto da defesa flutuante.	100
Tabela 12 – Valores adotados para as borboletas.....	107
Tabela 13 – Estudo de pesos e centros para os módulos em estudo.....	111
Tabela 14 – Caracterização básica das forças de impacto.....	119
Tabela 15 – Resultados para Frequência anual de colapso, quando $N = 1$ comboio.....	123
Tabela 16 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando $H/P = 0,1$	124
Tabela 17 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando $H/P = 0,5$	124
Tabela 18 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando $H/P = 0,99$	125
Tabela 19 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando $H/P = 0,10$	126
Tabela 20 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando $H/P = 0,50$	126
Tabela 21 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando $H/P = 0,99$	127
Tabela 22 – Resumo de resultados para energia de deformação conforme Eurocode 1991-1-7 (2006)	128
Tabela 23 – Resumo dos resultados para impactos frontal e laterais para $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$. .	128
Tabela 24 – Resumo dos resultados para energia de impacto frontal e oblíquos para $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009).	129
Tabela 25 – Resumo dos resultados para energia de impacto frontal e oblíquos para $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009)	130

Tabela 26 – Resumo dos resultados para deformação na proa do comboio para <i>Vimpacto</i> = 3,52 m/s	130
Tabela 27 – Resumo dos resultados para deformação na proa do comboio para <i>Vimpacto</i> = 4,2 m/s	130
Tabela 28 – Resumo dos resultados para força de impacto do comboio, para <i>Vimpacto</i> = 3,52 m/s através da AASHTO (2009).	131
Tabela 29 – Resumo dos resultados para força de impacto do comboio, para <i>Vimpacto</i> = 4,2 m/s através da AASHTO (2009).	131
Tabela 30 – Forças aplicadas como entrada nas simulações numéricas (em N).	135
Tabela 31 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D01L	140
Tabela 32 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D02L	145
Tabela 33 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D03L	150
Tabela 34 – Faixa básica de manobra.	160
Tabela 35 - Larguras Adicionais para Seções Retas de Canais.....	160
Tabela 36 - Largura Adicional para Distância de Passagem em Tráfego nos Dois Sentidos.....	162
Tabela 37 - Largura Adicional para Distância de Margens.....	162
Tabela 38 – Faixa básica de manobra.	163
Tabela 39 – Resultados para as larguras adicionais do canal de navegação do comboio tipo.	163
Tabela 40 – Resultados para Distância de Passagem em Tráfego nos Dois Sentidos.....	164
Tabela 41 – Resultados para Largura Adicional para Distância de Margens.....	164
Tabela 42 – Tabela de pesos e centros para o módulo D01L.....	165
Tabela 43 – Tabela de pesos e centros para o módulo D02L.....	167
Tabela 44 – Tabela de pesos e centros para o módulo D03L.....	169

LISTA ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABS	<i>American Bureau of Shipping</i>
AHIMOR	Administração Hidroviária da Amazônia Oriental
ANTAQ	Agência Nacional de Transportes Aquaviários
CCE	Comissão da Comunidade Europeia
CEMT	<i>European Conference of Ministers of Transport</i>
DWT	<i>Dead Weight Tonnage</i>
JRC	<i>Joint Research Center</i>
PIANC	<i>Permanent International Association Navigation Congress</i>
PNL	Plano Nacional de Logística
UE	União Europeia

LISTA DE SÍMBOLOS

DWT, W, m	Deslocamento da embarcação
P	Força de impacto de Svensson (2009)
V, v_a	Velocidade de impacto
v_n	Velocidade de impacto oblíquo
K	Rigidez equivalente da estrutura impactada
γ	Coefficiente de redução da energia cinética
δ	Profundidade da penetração do nó na superfície escrava
F_{dx}	Força frontal de colisão
F_{dy}	Componente da força lateral
F_R	Força de atrito entre o casco da embarcação e o pilar da ponte
E_a	Energia cinética de impacto frontal
E_{def}	Energia de deformação
$F_{dyn,el}$	Força dinâmica elástica
$F_{dyn,pl}$	Força dinâmica plástica
t_r	Tempo elástico decorrido
t_p	Tempo de impacto plástico
t_e	Tempo de resposta elástica
t_a	Tempo equivalente de impacto
t_s	Tempo total de impacto
c	Coefficiente de rigidez do navio
F_0	Força limite elástica-plástica
F_D	Força média
x_e	Deformação elástica
μ	Coefficiente de atrito
F_{bow}	Força máxima de colisão da proa
F_0	Força de colisão de referencia
E_{imp}	Energia a ser absorvida por deformações plasticas

L	Comprimento do navio
m_x	Massa adicional hidrodinâmica
v_r	Velocidade do navio
$S_{m\acute{a}x}$	Recuo máximo da proa do navio
T_0	Tempo de duração de impacto do navio
V_T	Velocidade da embarcação adicionada à velocidade da correnteza do canal
$V_{m\acute{i}n}$	Velocidade mínima da embarcação
X	Distância da linha de centro do trajeto da embarcação até o pilar da ponte
X_c	Distância da linha de centro do trajeto da embarcação até o limite do canal
X_L	Distância igual a $3 \cdot L_{OA}$ a partir da linha de centro do trajeto da embarcação
KE, E	Energia de impacto devido AASHTO
C_H	Coefficiente de massa hidrodinâmica
η	Relação de energias para definição do coeficiente de atrito
a_B	Deformação da proa do comboio
R_B	Fator de correção de comprimento da balsa
P_s	Força de impacto devido navios, pela AASHTO
W_{BM}	Largura básica de manobra como múltiplo da boca B da embarcação
$W_{Br} = W_{Bg}$	Distâncias das margens dos lados “encarnado” e “verde” do canal
W_i	São larguras adicionais dos trechos retos
W_p	Distância de passagem

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Justificativas	8
1.2.1. Objetivos	9
1.2.2. Objetivos específicos.....	9
1.2.3. Estrutura da pesquisa.....	10
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1. Principais estudos a respeito de colisões de embarcações contra pontes	13
2.2. A respeito da norma americana AASHTO	26
2.3. A respeito das normas da União Europeia: <i>Eurocodes</i>	27
2.4. Sistema de defensas para proteção de pontes	28
2.4.1. Caracterização das defensas flutuantes	30
3. ANÁLISE ESTRUTURAL POR ELEMENTOS FINITOS	34
3.1. Análise estrutural linear estática.....	36
4. METODOLOGIA	42
4.1. Desenvolvimento de projetos de sistemas flutuantes	45
4.1.1. A espiral de Evans.....	45
4.1.2. O projeto conceitual de uma defesa flutuante	47
4.1.3. Premissas de projeto.....	48
4.2. Adoção do comboio tipo para a Hidrovia Guamá-Capim.....	49
4.3. Velocidade de Impacto.....	52
4.4. Considerações para Força de Impacto segundo as normas Americana e Europeia....	54
4.5. Estimativas de Força e Energia de impacto de acordo com a Eurocode 1991-1-7 (2006)	57
4.5.1. Impacto devido embarcações de navegação interior.....	58
4.5.2. Impacto devido embarcações de rotas marítimas.....	62
4.5.3. Verificação de força e energia de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006)	65
4.6. Estimativas Força e Energia de impacto com base na AASHTO (2009) (método I).	68
4.6.1. Energia de impacto para navios mercantes e comboios fluviais.....	70
4.6.2. Força de impacto de comboios sobre pilares de pontes	72

4.6.3.	Força de impacto de navios sobre pilares de pontes	74
4.6.4.	Verificação de força e energia de impacto devido a AASHTO (2009)	76
4.7.	Estimativa de força de impacto com base em outros estudos	81
4.8.	Avaliação da probabilidade de impacto de embarcações sobre a ponte (método II) .	82
4.8.1.	Frequência de embarcações (N)	84
4.8.2.	Probabilidade de aberrância (PA)	85
4.8.3.	Probabilidade geométrica (PG)	88
4.8.4.	Probabilidade de colapso (PC)	93
4.8.5.	Fator de proteção (PF).....	95
4.9.	Concepção da geometria da defesa flutuante	96
4.9.1.	Dimensionamento estrutural	99
4.9.2.	Estudo de pesos e centros.....	108
4.10.	Concepção da simulação estrutural da defesa flutuante	112
4.10.1.	Configuração do pré-processamento	116
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	123
5.1.	Cálculo da frequência anual de colapso (AF)	123
5.2.	Energia e Força de impacto segundo Eurocode 1991-1-7 (2006).....	128
5.3.	Energia e força de impacto segundo AASHTO (2009).....	129
5.4.	Força de impacto a partir dos diferentes estudos	133
5.5.	Pós processamento da Análise estrutural	135
5.5.1.	Defensa D01L	135
5.5.2.	Defensa D02L	140
5.5.3.	Defensa D03L	145
6.	CONCLUSÕES	151
7.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	154
	REFERÊNCIAS	155
	ANEXO 1 – DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE NAVEGAÇÃO SEGUNDO A PIANC	159
	ANEXO 2 – ESTUDO DE PESOS E CENTROS DOS MÓDULOS EM ESTUDO	165

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

A navegação interior no Brasil e no mundo convive com alguns obstáculos, como restrição de profundidade, de largura de rio, ou mesmo de navegação cruzada de embarcações sob obras de arte. Tais fatores contribuem para uma navegação tendenciosa à riscos. Em locais de baixa profundidade nas proximidades de pilares com vãos livres relativamente reduzidos, há um aumento na probabilidade de colisões de embarcações contra pontes.

Este tipo de revés causa enorme impacto na logística de transportes de uma região. Como exemplo, em abril de 2019, um comboio fluvial colidiu com um dos pilares do vão principal da ponte sobre o rio Moju, na região próxima à cidade de Belém/PA, e fez com que 268 metros da estrutura despencassem, fato que causou um enorme gargalo no escoamento de bens e serviços entre as regiões do sul e sudeste do Pará, conforme pode-se ver na Figura 1:

Figura 1 – Ponte sobre o rio Moju com vão central destruído.



Fonte: (G1 PARÁ, 2019).

Para diminuir, em parte, os impactos causados pela derrubada da ponte, foi implementado, nas margens do rio Moju, um plano de travessia de veículos sobre o convés de balsas, para manter uma continuidade na movimentação de cargas e pessoas entre os municípios antes interligados pela ponte.

A PA-483 (também conhecida como Alça Viária) possui 3 grandes pontes que integram a principal rota rodoviária que conecta regiões produtoras de grãos do país com os portos na região norte, e o trajeto rodoviário até Belém, conforme mostram a Figura 2 e Figura 3:

Figura 2 – Mapa de localização da ponte sobre o rio Guamá.

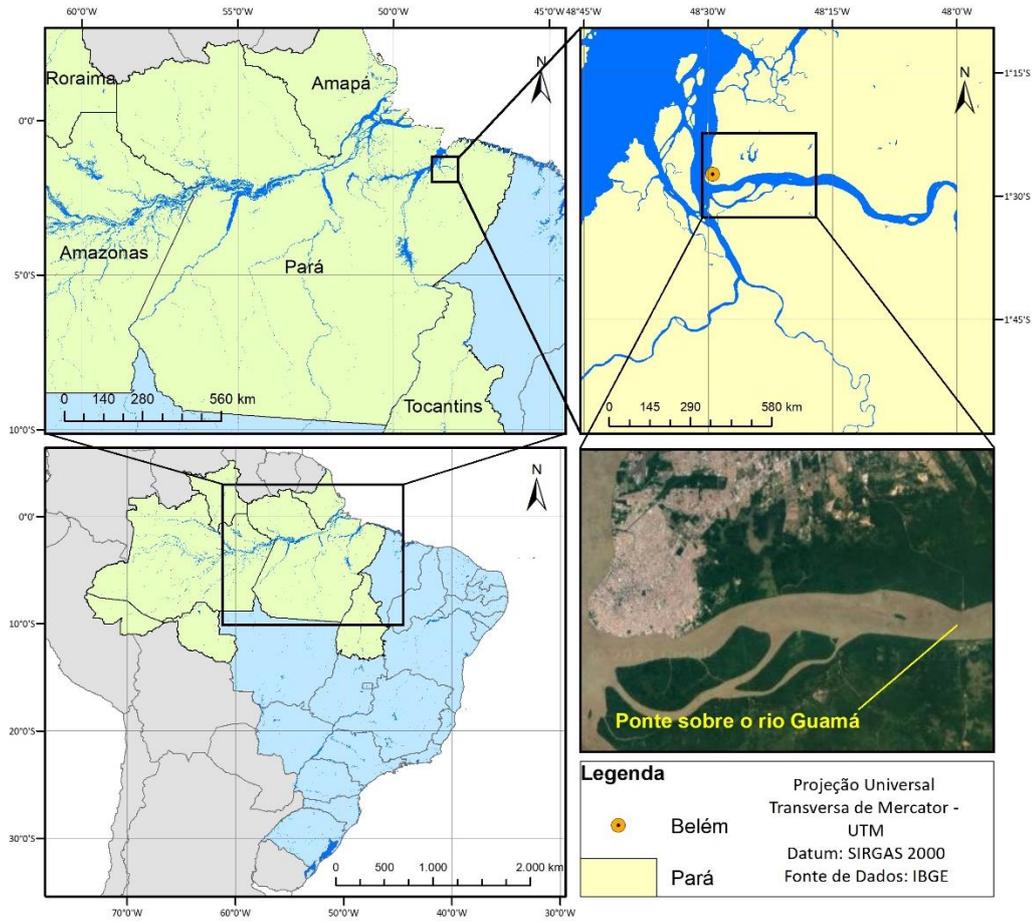


Figura 3 – As três principais pontes mais relevantes para interligação à Belém



Fonte: Autor.

Dentro estas pontes, a ponte sobre o Rio Moju já havia experimentado um acidente semelhante. Em 2014 uma balsa que transportava óleo colidiu com a ponte provocando a derrubada de um pilar e a queda de 50 metros da superestrutura. As ações emergenciais foram semelhantes às do incidente de 2019, ou seja, transporte de bens e pessoas através de balsas de travessia (BRITO; SOBRINHO; MANSUR, 2014). A ponte danificada em 2014 é mostrada na Figura 4:

Figura 4 – Ponte sobre o rio Moju com vão principal destruído em 2014.



Fonte: Correio do Brasil, 2019.

Outros eventos causados por colisão de embarcação foram registrados na região norte. Como exemplo, em janeiro de 2022, um comboio atingiu um dos pilares do vão central da Ponte do Outeiro, na região metropolitana de Belém, provocando a queda do pilar e rachaduras na pista. Em fevereiro de 2022, ela foi liberada para motos, bicicletas e pedestres, e em julho do mesmo ano foi liberada para o tráfego de carros e vans (G1 PARÁ, 2022).

De um modo geral, as hidrovias brasileiras não estão livres de acidentes deste tipo. O Quadro 1 mostra alguns exemplos destes reveses que ocorreram recentemente:

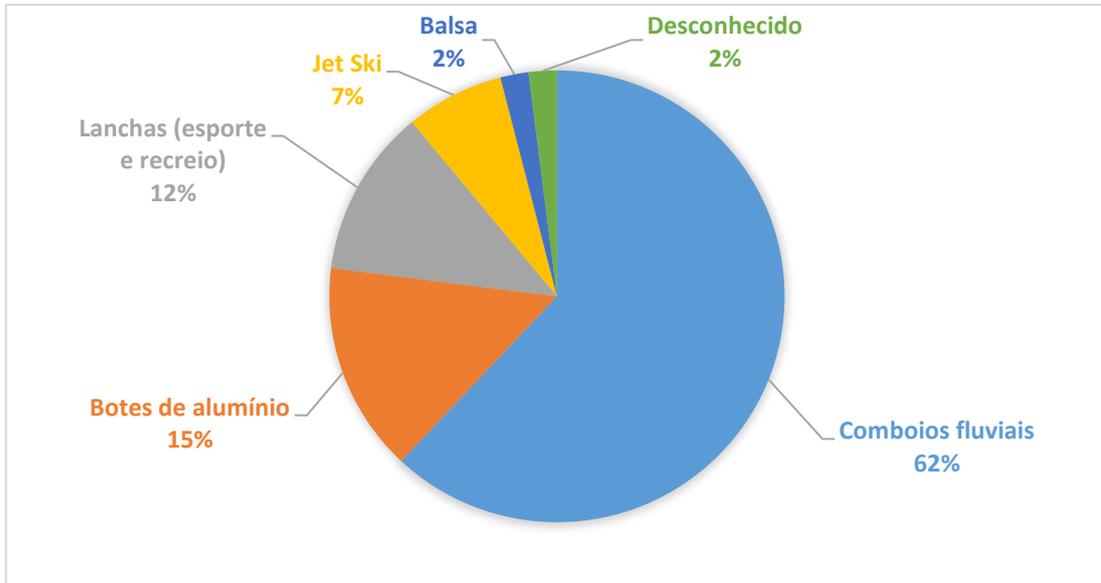
Quadro 1 – Resumo de acidentes recentes de colisão de embarcações em pontes no Brasil.

Ano	Ponte	Descrição
2020	Ponte do Guaíba, RS	Colisão de navio que transportava farelo de soja em trajeto de Porto Alegre ao Porto de Rio Grande.
2022	Ponte Rio-Niterói, RJ	Colisão de embarcação à deriva. Segundo a Autoridade Marítima, condições climáticas extremas provocaram a ruptura da amarra da embarcação que se encontrava fundeada. A embarcação foi deslocada pela força do vento.

Fonte: (GZH, 2020; PODER360, 2022).

Adicionalmente, um estudo feito por (FERREIRA, 2000) qualificou inúmeros acidentes que ocorreram na hidrovia Tietê-Paraná. Do total, 62% dos acidentes foram provocados por comboios de empurra, conforme a Figura 5:

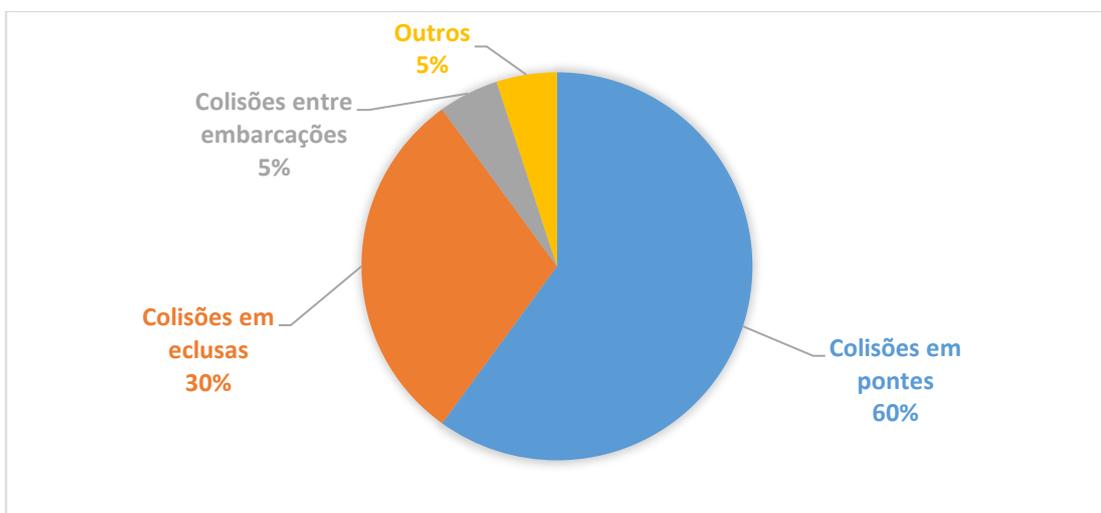
Figura 5 – Acidentes por tipos de embarcações na hidrovia Tietê-Paraná até 1997.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2000).

O estudo de Ferreira (2000) não aponta a relação direta entre a quantidade crescente de acidentes provenientes de embarcações no período registrado e os comboios de empurra como principais responsáveis, mas afirma que os acidentes de maior gravidade em hidrovias ocorrem a partir destes tipos de embarcações. Os tipos de reveses registrados, portanto, foram caracterizados conforme a Figura 6:

Figura 6 – Caracterização das colisões na Hidrovia Tietê-Paraná.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2000)

Ferreira (2001) apontou, como causas de colisões, o erro humano (70% do total de acidentes, sendo caracterizados como negligência, falta de atenção, má comunicação, abuso de álcool, e exaustão devido a longas horas de trabalho); falhas técnicas (20% do total de acidentes), e condições extremas (10% do total de acidentes).

No âmbito internacional, inúmeros acidentes de colisão de embarcações sobre pontes foram listados na literatura (AASHTO, 2009; KNOTT; WINTERS, 2018; SHA, 2013; SOTOLONGO; DAVIDSON; CONSOLAZIO, 2022; YUAN; HARIK, 2010). No período de 42 anos, de 1960 a 2002, houve 31 grandes colapsos de pontes em todo o mundo devido a colisão de navios ou barcaças, com uma perda total de vidas de 342 pessoas. Dentre estes acidentes, o colapso de um navio de 35.000 DWT com a ponte Sunshine Skyway na Flórida (Estados Unidos), em 1980, resultou na queda de 396 metros do vão central e na perda de 35 vidas. Este incidente resultou em esforços para mitigar futuras catástrofes de colisões de embarcações sobre pontes. Como resultado, foi criada a norma *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* (AASHTO, 1991), que reúne metodologias para quantificação de força e energia de impacto de embarcações no projeto de novas pontes.

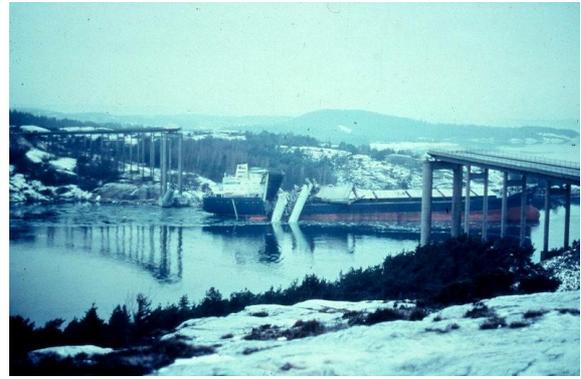
Outros colapsos com grande notoriedade nos Estados Unidos foi a colisão de uma barcaça, em setembro de 2001 na ponte *Queen Isabella* que liga a ilha de San Padre ao Texas, resultando na perda de 8 vidas; e a colisão de barcaça na ponte I-40 sobre o rio Arkansas, Oklahoma em 2002, com 13 mortes registradas. Estes e outros acidentes foram registrados e ilustrados da Figura 7 à Figura 12.

Figura 7. Colapso na ponte Sunshine Skyway, Tampa Bay, Flórida, U.S. (1980).



Fonte: Knott e Winters (2018).

Figura 8. Colapso na ponte Tjörn, Almo Sound, Suécia (1980).



Fonte: Knott e Winters (2018).

Figura 9. Colapso na ponte Jiujiang, Rio Xijiang, Foshan, China (2007).



Fonte: Knott e Winters (2018).

Figura 10. Colapso na ponte Eggner's Ferry, Kentucky, E.U.A. (2012).



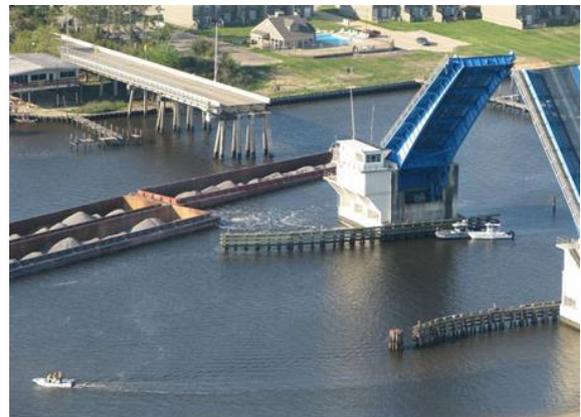
Fonte: Knott e Winters (2018).

Figura 11. Colapso na ponte I-40, Oklahoma, E.U.A. (2002).



Fonte: Knott e Winters (2018).

Figura 12. Colapso na ponte Popp's Ferry, Mississippi, E.U.A. (2009).



Fonte: Knott e Winters (2018).

Os registros acidentais acima revelam dois fatos muito importantes. O primeiro é a necessidade de promover sistemas de proteção para pontes contra colisões de embarcações contra obras de arte.

O segundo fato é que a crescente necessidade pela navegação, está diretamente ligada ao aumento na quantidade de acidentes de embarcações em pontes. No caso da região norte do Brasil, de acordo com dados coletados do estatístico aquaviário da ANTAQ (2021), a evolução do transporte de cargas nas Regiões Hidrográficas Amazônica e Tocantins-Araguaia, de 2010 a 2020¹, é ilustrada no Gráfico 1.

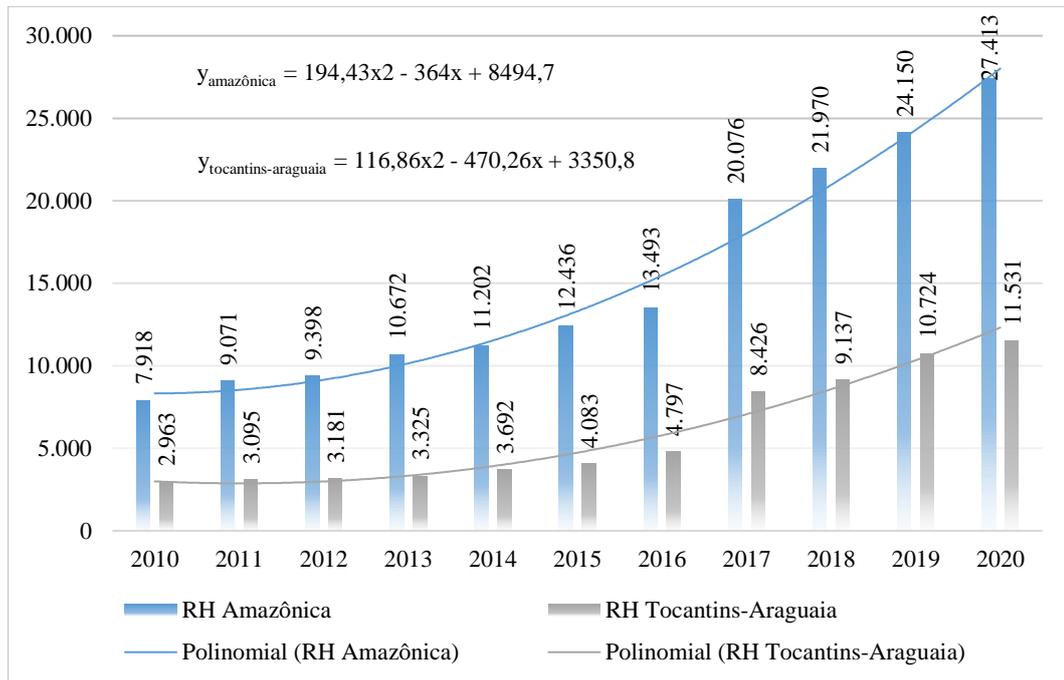
Os rios da região norte do Brasil possuem baixas variações topográficas de altitude, permitindo que a navegação ocorra sem intervenções, tais como a construção de eclusas para transposição de nível (em regiões fora de barragens), dragagens nos cursos entre portos, derrocamentos (com exceção do Pedral do Lourenço no rio Tocantins), retificação de canal ou de meandros, diques laterais etc., ao longo da imensa maioria dos trechos navegáveis.

Com base na necessidade de ações e estudos para propostas de proteção de pontes contra colisões de embarcações, o foco deste capítulo é analisar a influência que as diferentes variáveis e metodologias relacionadas à força e energia de impacto exercem sobre o dimensionamento defensas de proteção de pontes, aplicados a um estudo de caso para um comboio-tipo que navega na hidrovia Guamá-Capim, e sob a ponte do rio Guamá, localizada na PA-483, a qual interliga os municípios do interior do Estado do Pará.

Tais variáveis para força e energia de impactos, são comumente encontradas em normas internacionais como (AASHTO, 2009), e o *Eurocode* 1991 parte 1-7 de 2006, que são normas europeias de padronização de projetos civis utilizadas nos países da União Europeia. Em comparação, será apresentada outras metodologias cujas formulações foram obtidas a partir de estudos de simulação estrutural via elementos finitos para barcaças de diferentes portes e, portanto, entregam uma visão alternativa ao uso apenas das referidas normas para o dimensionamento de defensas.

¹ Segundo o anuário aquaviário da ANTAQ, a quantidade de cargas transportadas pela navegação interior na Região Hidrográfica (RH) Amazônica foi de 27,41 milhões de toneladas. Juntamente com o total para a RH do Tocantins-Araguaia, foram transportadas 38,94 milhões de toneladas nas principais hidrovias interiores da região norte do Brasil.

Gráfico 1 – Evolução do transporte de carga em vias interiores do norte do Brasil (em mil t).



Fonte: (Autor, 2022).

1.2. Justificativas

A exigência pela utilização dos rios da região norte do Brasil para movimentação de cargas, principalmente granéis de origem vegetal é uma realidade plena. Fatos como estes incentivam a necessidade de estudar propostas para lidar com situações perigosas para a navegação fluvial, como colisão de comboios em pilares de pontes.

A literatura carece de estudos técnicos a respeito de defensas flutuantes para pontes sobre hidrovias interiores cuja análise estrutural permita o entendimento do comportamento da dissipação de energia de impacto através de um arranjo estrutural proposto.

Defensas flutuantes para proteção de ponte são caracterizadas como uma solução de fácil manutenção; são estruturas independentes dos pilares da ponte, e o único tipo de vínculo que possuem com o solo advém do sistema de fundeio (um dos grandes responsáveis pela dissipação da energia de impacto e responsáveis por manter as defensas em posição estacionária), diferentemente do sistema de proteção por estacas ou ilhas artificiais, cuja dissipação de energia está diretamente ligado à rigidez do solo e da própria estrutura.

Em vista disso, trabalhos como este é uma manifestação da necessidade de melhoria de sistemas de proteção flutuantes de pontes, através de métodos científicos amplamente utilizados

em engenharia, como Elementos Finitos, uma vez que a proposta destes tipos de estruturas não são (fortemente) embasadas por normas e padrões internacionais (e, principalmente nacionais) e, o entendimento do comportamento da estrutura interna de um sistema flutuante sob colisão contribui para o aumento da segurança do transporte hidroviário e das pessoas impactadas por ele, não somente na região norte do Brasil, mas também no mundo.

Também pretende-se disponibilizar um estudo da frequência anual de colapso da ponte, podendo ser aplicada para qualquer ponte do mundo, metodologia esta amparada por estimativas diretas, mas que também podem ser evoluídas para estudos mais completos, a partir do conhecimento da quantidade de comboios que nevegam por ano em um trajeto com ponte.

1.2.1. Objetivos

Esta pesquisa pretende desenvolver o projeto de uma defesa flutuante para a ponte sobre o rio Guamá, a partir de diretrizes dimensionais obedecidas por normas de sociedades classificadoras, e análise do comportamento estrutural sob condições de impacto de comboio fluvial que navega na referida via, em paralelo à análise da frequência anual de impacto emparelhado com os parâmetros necessários para dimensionamento de energia e força de impacto para colisões em embarcações contra infraestrutura de vão de ponte.

1.2.2. Objetivos específicos

- Indicar os principais estudos norteadores da teoria de colisões de embarcações contra pontes;
- Revisar as fórmulas necessárias para dimensionamento de força e energia de impacto segundo Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009);
- Estimar a frequência anual de colapso da ponte;
- Adotar o comboio-tipo para a hidrovia do Guamá-Capim;
- Definir diferentes cenários de impacto tendo variáveis o ângulo e velocidade de impacto, aplicado ao comboio-tipo adotado;
- Conceber a geometria e arranjo estrutural da defesa flutuante;
- Analisar a dissipação de energia de deformação da estrutura via simulação estrutural;
- Otimizar o arranjo estrutural da defesa flutuante a partir dos resultados das simulações.

1.2.3. Estrutura da pesquisa

O primeiro capítulo procurou justificar a existência desta pesquisa a respeito da crescente quantidade de acidentes envolvendo embarcações e pontes na navegação fluvial amazônica.

O segundo capítulo realiza um breve resumo dos principais estudos da literatura sobre colisões de embarcações em infraestruturas de pontes, alguns dos quais permitiram a existência de normas para projeto de colisões de embarcações, tais como Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009). Além disso, irá informar de forma sucinta alguns conceitos importantes que inspiraram o dimensionamento de força e energia de impacto através das referidas normas.

Dentro deste segundo capítulo também há a caracterização dos tipos de sistemas de proteção de pontes existentes, com enfoque nos sistemas de proteção flutuantes (que são competência da engenharia naval), além de uma breve introdução a respeito das normas que serão base para esta pesquisa.

O terceiro capítulo caracteriza o método dos elementos finitos informando a base matemática necessária para o processamento no software de simulação estrutural. As análises terão um linear caráter estático.

O quarto capítulo, a metodologia, inicia com uma breve revisão a respeito de projetos preliminares, seguido pelo caminho que leva à adoção de um comboio-tipo utilizado para as estimativas de força e energia de impacto. Em etapa posterior, uma será realizada uma importante análise da frequência anual de colapso da ponte baseada em uma probabilidade geométrica do impacto. Ainda dentro do capítulo, será descrito o processo de concepção estrutural baseado em regras de sociedades classificadoras, seguido das etapas necessárias para a simulação estrutural, ou seja a configuração do pré-processamento (implementação da malha, aplicações de forças de impacto e condições de contorno).

O quinto capítulo indica os resultados preliminares da pesquisa, e está dividido em três partes: a primeira, descreve os resultados para a frequência anual de colapso da ponte, em comparação com os valores de referência da norma americana; a segunda parte dispõe da análise das forças e energias de impacto para diferentes metodologias e normas internacionais. A terceira parte descreve todas as características do modelo estrutural e o comportamento da estrutura após o impacto, dentro do regime linear, bem como valiação das tensões envolvidas, e seus pontos críticos.

O sexto capítulo dará conclusões a respeito das principais observações desenvolvidas durante a pesquisa, listando as principais diferenças encontradas nos padrões normativos para o desenvolvimento de projetos de defensas de proteção de pontes, indicando qual deverá ser a melhor escolha normativa. Também haverá uma avaliação da estrutura sob impacto, realizada com base nos valores de tensões das simulações estruturais e a proposta de temas para trabalhos futuros inspirados nesta pesquisa.

Por fim, após a listagem das referências utilizadas nesta revisão bibliográfica comparativa, está um anexo contendo o dimensionamento do canal de navegação pela PIANC, do comboio tipo para o rio Guamá, que navega em sentido duplo, a contabilização dos pesos de estrutura dimensionada.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Muitos fatores são responsáveis pelo aumento do número de colisões entre embarcações e pontes. Dentre eles, um aspecto fundamental é a quantidade de embarcações disponíveis para movimentação de cargas (carvão, minério, granéis sólidos de origem vegetal, e combustíveis etc.), que só aumenta a cada ano. Por exemplo, dados do Ministério da Infraestrutura (2018) indicam que o Fundo da Marinha Mercante (FMM) financiou a construção de 63 barcaças em 2017, ultrapassando a média de 50 barcaças construídas por ano pelo Fundo, nos últimos quatro anos.

Inclusive, projetos com elevada tecnologia estão sendo implementados especificamente para a navegação nos rios da região norte. Ou seja, a Aliança Navegação e Logística, operadora logística brasileira pertencente ao grupo A.P. Moller-Maersk, está construindo as duas primeiras barcaças oceânicas para transporte de contêineres do Brasil, com capacidade de 700 TEU (COM, 2022), projeto este que pode ser um precursor de outras embarcações semelhantes para navegação de cabotagem e interior, contribuindo, pois, com o aumento na quantidade de embarcações que navegam próximo a pontes e, com isso, aumento na probabilidade de colisão sobre pontes.

De acordo com Tsinker (1995), o processo de determinação da carga de impacto sobre pilares de pontes é uma tarefa complexa. Os estudos realizados por diversos autores, tais como, Minorsky, 1959; Olnhausen, 1966, 1983; Woisin e Gerlach, 1970; Woisin, 1971, 1976; Saul e Svensson, 1982, determinaram equações que dependem do formato do casco do navio; estrutura da proa; volume de lastro transportado; comprimento das embarcações; velocidade de navegação; resistência elástica da estrutura, características não-lineares do cais; e o ângulo de incidência do impacto; e mesmo estudos voltados para colisão de comboios fluviais sob impacto em pilares de pontes Yuan, 2008, 2010; Sha, 2013, que também verificam as características anteriores como elementos fundamentais nos estudos de impactos sobre pontes.

Estes estudos possuem uma ampla gama de métodos para estimativa de força e energia de impacto, que varia desde utilização de modelos em escala reduzida até modelos numéricos via elementos finitos, validados com os referidos testes experimentais e com modelos de diferentes autores.

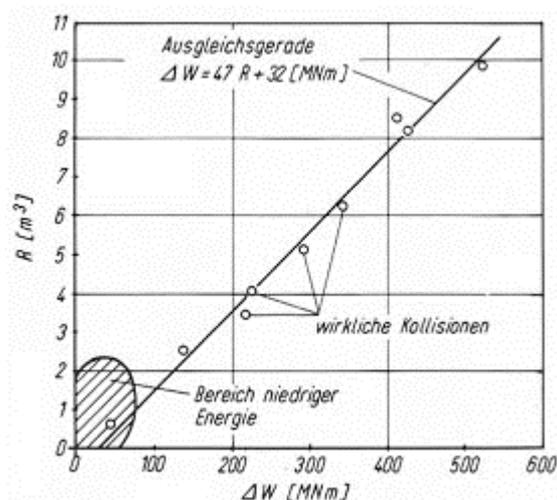
Em vista disso, as literaturas a seguir são indicam alguns das principais pesquisas que serviram de base para o atual estado da arte a respeito de colisões de embarcações contra obras de arte. Tais estudos proporcionam o entendimento de inúmeras variáveis e características envolvidas em colisões, e estabelecem uma compreensão da necessidade de proporcionar segurança às pontes de alto risco, manifestada no projeto de um sistema de defesa flutuante, cuja dissipação de energia interna de deformação deverá ser estudada, a partir das forças de impacto prevista por diferentes metodologias.

2.1. Principais estudos a respeito de colisões de embarcações contra pontes

A bibliografia conta com estudos de colisão de embarcações sobre pilares de pontes considerados clássicos e, mesmo quando os estudos são de engenharia sofisticada, tais bibliografias ainda servem de referência. Devido a isso, é importante organizar os trabalhos que servem de inspiração para esta pesquisa deixando claro que há dois tipos de abordagens: a colisão de navios (que será, primeiro, abordado) e de barcas (que será abordado em seguida, e é o foco desta pesquisa) sobre pontes.

Por vários anos, um dos trabalhos de maior relevância de colisão de navios sobre pontes foi o de (MINORSKY, 1958), o qual investigou o comportamento das forças de colisão da proa de um navio sobre o outro. O autor obteve uma relação linear entre o volume de proa deformado em aço e a energia absorvida pela estrutura interna, conforme indica a Figura 13. Sua motivação foi baseada na contaminação radioativa que navios movidos a propulsão nuclear poderiam causar ao meio ambiente, em caso de colisão.

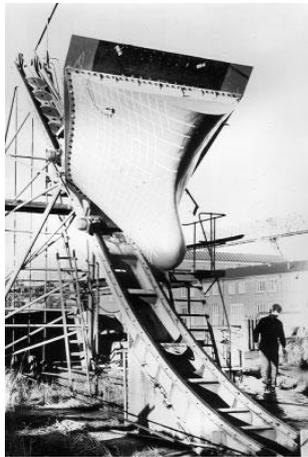
Figura 13 – Volume de aço deformado em função da energia do impacto entre navios.



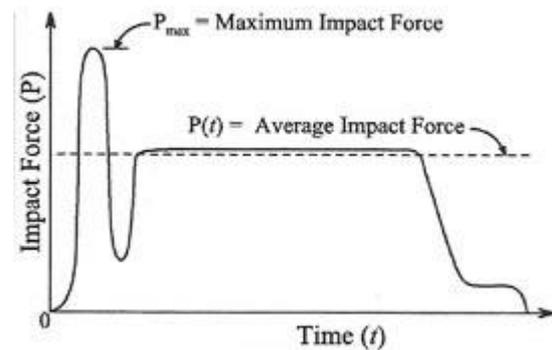
Fonte: Svensson (2009).

O grande problema encontrado nesta relação era que a colisão se aplicava entre navios, e não de navios contra estruturas rígidas. Com base nesta problemática, (WOISIN, 1971, 1976; WOISIN; GERLACH, 1970) desenvolveram testes de impacto em paredes rígidas, com 12 pares de modelos de navios nas escalas 1:12 e 1:7.5 (Figura 14.a), a fim de gerar dados de colisão para proteger os reatores de navios movidos a energia nuclear contra colisões com outros navios, e constataram a amplitude de força em aproximadamente duas vezes em relação à um valor médio, de 0,1 a 0,2 segundos a partir do início da colisão (Figura 14.b).

Figura 14 – Experimento de Woisin para estimativa da força de impacto de navios contra paredes rígidas.



a) experimento de Woisin (1971)



b) resultados de picos de forças no início da colisão

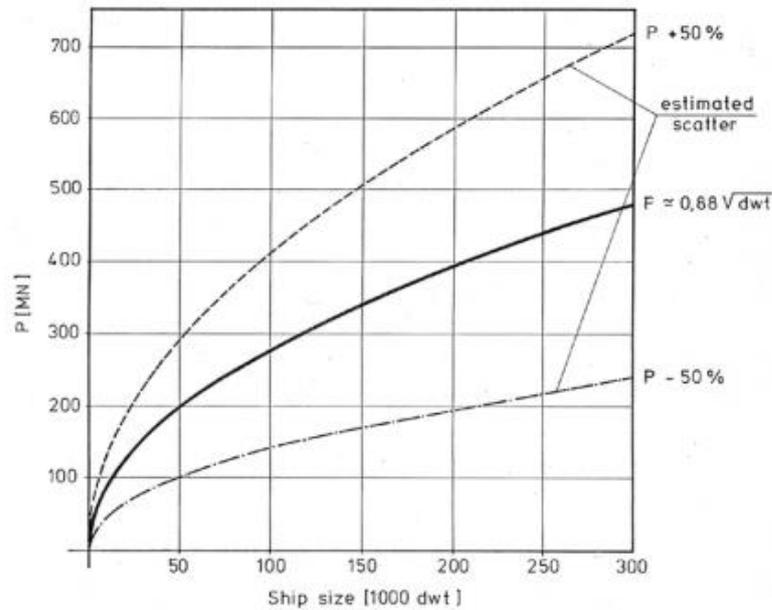
Fonte: Svensson (2009).

As investigações de Woisin a respeito de uma colisão direta de navio contra uma parede rígida concluíram que as forças de impacto são proporcionais à raiz quadrada do *deadweight* (DWT) do navio, além do conceito de “força estática equivalente” que se tornou bastante utilizado nessa área do conhecimento. Entretanto, (SVENSSON, 2009) afirma que existe uma ampla dispersão de forças de impacto em navios com DWT próximos, devido aos diferentes tipos de arranjo estrutural da proa e velocidades de impacto. Devido a isso, o autor propôs que a fórmula de Woisin (1971) possuisse uma variação de $\pm 50\%$, conforme a equação (2.1):

$$P = 0,88\sqrt{DWT} \cdot \pm 50\% \quad (2.1)$$

Onde P é dado em MN. A representação gráfica destas forças, para colisões provenientes de navios, é indicada na Figura 15:

Figura 15 – Forças estáticas em função do DWT do navio.



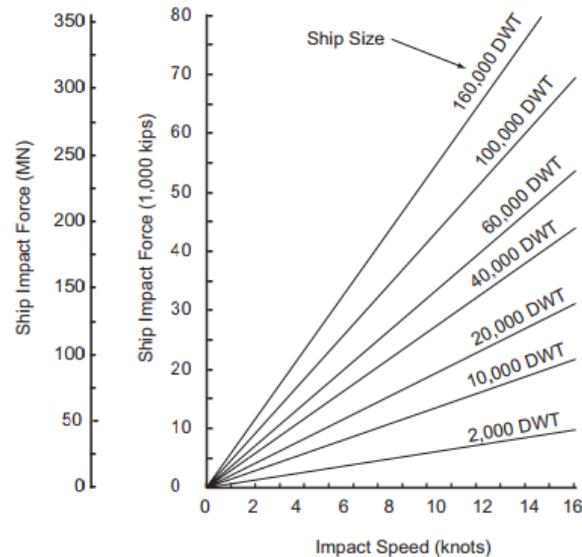
Fonte: Saul e Svensson (1982).

A colisão de um navio sobre a ponte Sunshine Skyway em 1980 foi um acidente de enorme veiculação mundial, não somente pelos danos financeiros, mas principalmente pela quantidade de vidas perdidas. Tal acidente resultou em esforços para a criação de códigos internacionais de projetos de força de impacto sobre estruturas que podem sofrer impacto de navios. Como resultado, foi criada a norma *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* da AASHTO (1991), sob comando de Knott (1991). O autor simplificou a relação de $\pm 50\%$ de Svensson usando um fractil de 70% da força média obtida por (2.1), e a formulação resultante, equação (2.2), é utilizada pela AASHTO para dimensionamento de membros de pontes ou (de defensas) que resistam ao impacto provenientes de navios, em função da velocidade de impacto:

$$P = 0,122\sqrt{DWT} \cdot V \quad (2.2)$$

Onde V é dado em m/s e os resultados para diferentes velocidades e portes-brutos de navios. Esta relação é ilustrada pela Figura 16:

Figura 16 – Forças de impacto em função da velocidade do navio para diferentes DWT.



Fonte: Knott (1991).

Svensson (2009) afirma que os picos de força de impacto indicadas na Figura 14.a) não foram consideradas pela AASHTO, uma vez que a sua breve duração não deveria causar maiores problemas para a maioria das estruturas.

Outras pesquisas importantes propuseram estimativas para força de impacto de navios. Como exemplo, Eurocode 1991, Parte 1-7, permite a estimativa da magnitude da força de impacto através da equação (2.3):

$$F = \sqrt{K \cdot m} \cdot V \quad (2.3)$$

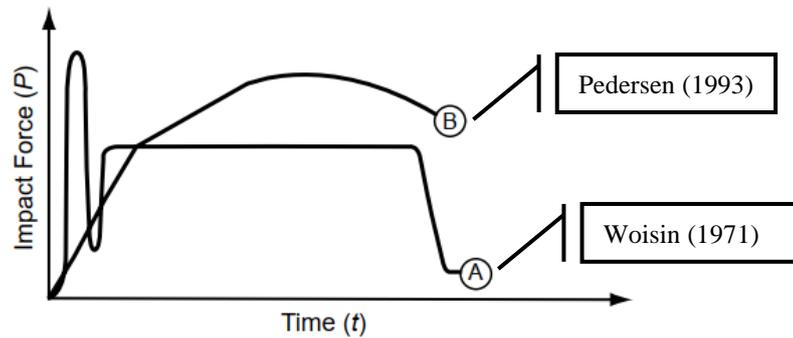
Onde K é a rigidez equivalente da estrutura impactada; m é o deslocamento do navio em toneladas, e V a velocidade de impacto em m/s. No entanto, a fórmula acima possui foco em aplicações gerais, ou seja, colisões provenientes de navios, automóveis, trens, ou helicópteros.

Nos parágrafos que se seguem, haverá uma descrição mais detalhada a respeito das fórmulas utilizadas na dinâmica de colisões de embarcações pela Eurocode 1991-1-7, as quais implicam em resultados diferenciados das aplicações gerais da equação (2.3).

Investigações de Pedersen et al., (1993) aplicados à Great Belt Bridge na Dinamarca, indicaram que a força máxima de impacto de navios em função do tempo deveria ser considerada na análise de colisão do navio e em projetos de sistema de proteção de pontes, ao invés da força de impacto média utilizada pela Equação (2.2). A força máxima, obtida através

de simulação numérica, portanto, possui magnitude aproximadamente duas vezes maiores que daquela indicadas pela AASHTO (2009) (Equação (2.2)) e pelo Eurocode 1991-1-7 (2006) (Equação (2.3)). Os resultados de Pedersen (1993) são indicados na Figura 17, em comparação com os resultados de Woisin (1971):

Figura 17 – Comparação de resultados em colisões através de simulações numéricas.



Fonte: AASHTO (2009).

Nesse sentido, as forças de impacto para embarcações entre 500 DWT e 50.000 DWT serão indicadas pelas equações (2.4) e (2.5):

$$F = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L} [\bar{E}_{\text{imp}} + (5.0 - \bar{L}) \bar{L}^{1.6}]^{0.5} & \text{para } \bar{E}_{\text{imp}} \geq \bar{L}^{2.6} \\ 2.24 \cdot F_0 [\bar{E}_{\text{imp}} \bar{L}]^{0.5} & \text{para } \bar{E}_{\text{imp}} < \bar{L}^{2.6} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$\bar{L} = L_{\text{pp}}/275, \text{ sendo } \bar{E}_{\text{imp}} = E_{\text{imp}}/1425 \text{ MNm, e } E_{\text{imp}} = 0,5m(V_0 \text{sen}\theta)^2 \quad (2.5)$$

Onde, F é a carga máxima de colisão, em MN; F_0 é a carga de colisão de referência de 210 MN; E_{imp} é a energia absorvida pelas deformações plásticas em MN.m; L_{pp} é o comprimento da embarcação considerado em metros; m é massa do navio incluindo uma massa adicionada (5%) em relação ao movimento longitudinal (10^6 kg); V_0 é a velocidade inicial da embarcação, m/s (WANG; YAN; QIAN, 2006). Propõe-se a modificação da equação (2.5) para levar em consideração impactos oblíquos. Por isso, $V_0 \text{sen}\theta$ sendo θ exemplificado na Figura 46.

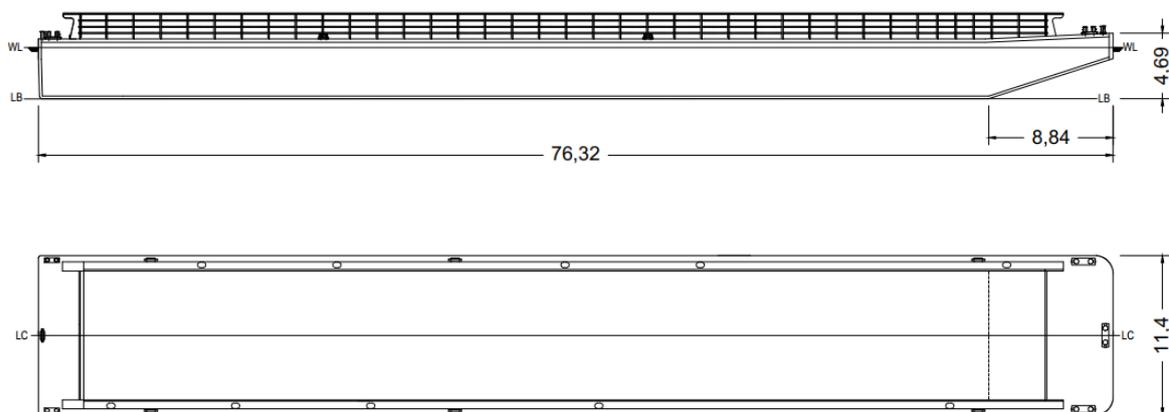
Conforme dito no início deste tópico, a colisão de barcas sobre pontes possui diferenças por vários motivos, tais como porte de uma barcaça em relação a um navio; arranjo estrutural da proa; velocidade de impacto; área de contato na colisão; influência de outras barcaças na formação de comboio em coluna, etc.

Além disso, a probabilidade de impacto de um comboio fluvial sobre pontes é bastante maior (WHITNEY et al., 1996). É maior a quantidade de comboios fluviais que navegam sobre

pontes em relação à navios sobre pontes. Também se destacam as limitações da via como largura e profundidade que podem agravar os riscos de acidentes.

Com base nestes fatos, os trabalhos de elevada relevância sobre a colisão de barcaças/comboios fluviais sobre pontes, também são inspirados em pesquisas realizadas em décadas passadas. Meir-dornberg (1983) desenvolveu estudos experimentais e teóricos na antiga Alemanha Ocidental em nome da *Water and Shipping Directorate Southwest-Saar District*, e resultou na relação entre a força de impacto e deformação em barcaças na condição de entrada em eclusas e com pilares de pontes (AASHTO, 2009). Os experimentos do autor consideraram uma barcaça padrão europeu na escala 1:4,5, cujas características (em tamanho real) são indicadas na Figura 18. O impacto foi realizado através de um martelo-pêndulo e, segundo AASHTO (2009), os estudos não resultaram em diferenças significativas no comportamento de forças estáticas e dinâmicas.

Figura 18 – Características principais da barcaça padrão europeu utilizada nos testes de Meir-dornberg (em pés).



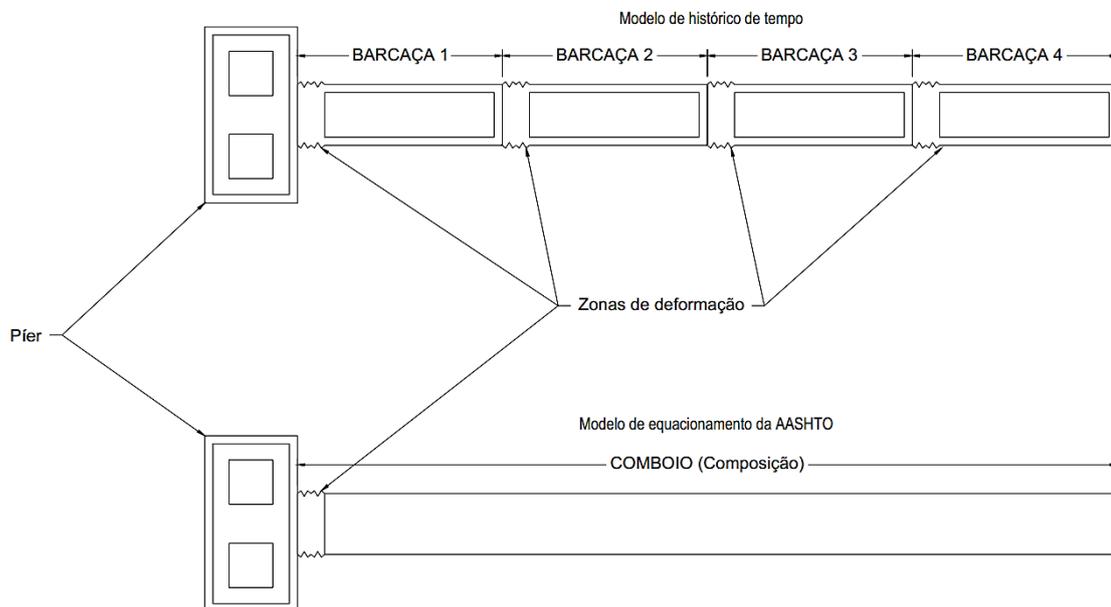
Fonte: AASHTO (2009).

Whitney et al. (1994) afirma que antes de realizar o projeto de uma ponte é necessário investigar o tráfego de barcaças no local. Exatamente por isso, os autores escreveram um programa de computador capaz de calcular o comprimento, largura e capacidade de diversas categorias de barcaças que navegam no Kentucky, Estados Unidos, baseado em probabilidade, além de um segundo programa capaz de calcular o número de barcaças em uma coluna e uma linha, e categorizar o comboio em comprimento e largura de barcaça. A finalidade da pesquisa foi calcular as forças de impacto a partir do banco de dados de embarcações que navegam na via, com base numa abordagem probabilística fornecida pela AASHTO (1991).

Um trabalho semelhante de Whitney *et al.* (1996) também utilizou a abordagem probabilística da AASHTO (1991) com a justificativa de que nenhuma ponte hidroviária interior foi projetada para impacto de barçaça usando o método probabilístico devido à enorme variação de tamanhos de flotilhas, tipos de barçaças e tamanhos de barçaças. Os autores utilizaram os dados de tráfego de barçaças de Whitney *et al.* (1994) para estimativa de força energia de impacto, e concluíram que a metodologia poderia ser aplicada para colisão de comboios que navegam em qualquer hidrovia do mundo.

A última contribuição de Whitney aqui listada é dada por Whitney (1997), o qual realizou uma análise detalhada, com base nos dados de tráfego de barçaças nos estudos anteriores e realizou três procedimentos de análise dinâmica como revisões do método de carga estática equivalente da AASHTO (Procedimento de Análise Psuedo-Dinâmica (PDAP); Procedimento de Análise de Espectro de Impacto (ISAP); e Procedimento de Análise de Histórico de Tempo (TRAP)), levando em consideração os efeitos da deformação de outras barçaças em fileira, conforme indica a Figura 19, bem como a interação dinâmica barçaça-pier.

Figura 19 – Modelos de impacto para análise dinâmica de várias barçaças sob colisão em pilar de ponte.



Fonte: Whitney (1997).

Gary R. Consolazio é um dos autores que mais contribuem para o desenvolvimento do estudo de colisões de barçaças fluviais sobre obras de arte, e alguns dos seus estudos são sumarizados no Quadro 2, inclusive, muitos deles que confrontam as equações desenvolvidas pela AASHTO (1991, 2009) e alertam para a necessidade de criação de outras metodologias de determinação de cargas de impacto de barçaças sobre pontes.

Quadro 2 – Relação de estudos relevantes sobre colisão de barcaças sobre obras de arte.

Descrição	Citação
<p>Foi realizado um estudo de viabilidade para a realização de testes experimentais e impacto de barcaças em escala real. A metodologia utilizada foi a modelagem de barcaça e análise estrutural de impacto via elementos finitos. Os resultados permitiram a identificação de um peso de barcaça e um conjunto de velocidades de impacto para uso no programa de testes em escala real e, juntamente com isso, atestaram a viabilidades de tais testes. Além disso, as cargas devido ao impacto de barcaças previstas nas simulações de impacto dinâmico foram comparadas com o método de carga estática equivalente da AASHTO e com outras simulações de elementos finitos de testes estáticos de esmagamento de barcaças.</p>	<p>(CONSOLAZIO; LEHR; COOK, 2002)</p>
<p>Nesta pesquisa, os autores afirmam que as obras de arte não devem suportar apenas à cargas de gravidade, vento e terremotos, mas também à colisão de navios e barcaças, e que as magnitudes de forças de esmagamento de embarcações foram obtidas com base em cargas estáticas equivalentes de modelos empíricos. Exatamente por isso, os autores confrontam os procedimentos codificados através da elaboração de um modelo de impacto via elementos finitos, a fim de calcular as relações força-deformação para vários cenários de esmagamento de barcaças. Tais simulações possuem caráter não-linear e os resultados foram comparados com os resultados empíricos normatizados.</p>	<p>(CONSOLAZIO; COWAN, 2003)</p>
<p>Pesquisas patrocinadas pelo governo da Flórida nos EUA de caráter experimental e analítico confrontaram as relações força-deformação de barcaças sob colisão disponibilizadas pela AASHTO. Os autores utilizaram o método dos elementos finitos e novos procedimentos dinâmicos de análise de impacto de barcaças – análise de impacto de embarcação acoplada (CVIA) e análise de espectro de resposta ao impacto (IRSA), os quais levam em consideração amplificações dinâmicas na quantificação de forças internas em projeto de obras de arte sob condições de carga de impacto de barcaça.</p>	<p>(CONSOLAZIO et al., 2008)</p>
<p>Consolazio et al. (2012) afirma que o projeto de estruturas hidrovíarias rígidas e flexíveis sujeitas a cargas de impacto de barcaças sejam conservadoras em muitos casos e, conseqüentemente, as estruturas de proteção também podem</p>	<p>(CONSOLAZIO et al., 2012)</p>

ser tão conservadoras quanto, principalmente devido à limitação de dados de força de impacto de comboios de barcaças enfileirados. Exatamente por isso, os autores desenvolveram modelos em elementos finitos não lineares dinâmicos de barcaças, inclusive com a consideração da amarração de cabo de aço entre elas, de forma a verificar o comportamento do comboio de barcaças em impacto sobre paredes rígidas, em diferentes ângulos e velocidades de impacto. Os resultados foram comparados com dados experimentais de impactos em escala real (PATEV, 2005) e, como conclusão, atestou-se o caráter conservador de abordagens empíricas, como AASHTO (2009).

Neste relatório técnico, os autores enfatizam, criticamente, que por mais de 20 anos a determinação de cargas de impacto de barcaças para projeto de pontes deriva das disposições de projeto publicadas pela AASHTO. Os autores criaram um modelo aprimorado de previsão de carga de impacto de barcaça, o qual foi validado em experimentos de impacto de réplicas de proa de barcaça em escala reduzida impactadas por um pêndulo de impacto de alta energia, para produzir deformações de barcaças em grande escala. A verificação da deformação estrutural foi realizada com base em testes de material (do qual os modelos físicos foram construídos), com análise de propriedades sensíveis à taxa de deformação do aço. Os dados analisados em testes de material permitiram o aprimoramento da simulação de impacto em modelos de elementos finitos.

(CONSOLAZIO et al., 2014)

Os autores desenvolveram um modelo de análise numérica dinâmica de impacto de comboio para estimar respostas de estruturas de pontes sob colisão com tais embarcações. A metodologia se baseia em procedimentos de Análise de Espectro de Resposta (RSA), cuja eficácia foi demonstrada e validade para um píer de ponte que recebeu experimentos de impacto em escala real. Os resultados obtidos usando o procedimento mostram-se conservadores quando comparados com os dados derivados dos experimentos em escala real.

(COWAN;
CONSOLAZIO;
DAVIDSON,
2015)

A partir dos estudos anteriores, foi possível atestar que existem inúmeras técnicas para estimativa de força de impacto de barcaças sobre estruturas fixas. Embora não mencionado, a energia de impacto também é uma variável analisada nos estudos, principalmente em forma de energia de dissipação da energia de impacto na estrutura interna das barcaças. Os estudos experimentais são de suma importância para o assunto, porque podem representar os valores parâmetros, dependendo da configuração do comboio, peso, velocidade e ângulo de impacto.

As simulações estruturais via elementos finitos devem ser feitas na busca de refinar os dados experimentais e estimar as diferentes possibilidades de deformação da estrutura, e obtenção mais realística das magnitudes de força, de forma que as estruturas proteção, por exemplo, não sejam superdimensionadas.

Exatamente por isso, inúmeros autores realizaram modelos refinados em elementos finitos para estudar a colisão de barcaças (e/ou comboios enfileirados) sob paredes rígidas ou sob paredes que levem em consideração a armação do concreto (análises não lineares).

As equações desenvolvidas pela AASHTO e Eurocode 1 possuem algumas desvantagens, embora elas entregarem boas aproximações para cargas iniciais de projeto. O método estipulado pela AASHTO, por exemplo, baseado no método de carga estática equivalente de Meir-Dornberg, possui dados insuficientes sobre os históricos de carga de impacto e sobre a dispersão das magnitudes de força de impacto.

Além disso, as equações de carga da AASHTO ignoram certos fatores fundamentais que interferem na obtenção mais realística das forças de impacto e das respostas dinâmicas das pontes. Como exemplo destes fatores omitidos durante a análise de força de impacto, temos: a duração do impacto; a geometria do píer; as interações barcaça-barcaça e barcaça-píer e, por fim, as características estruturais das pontes (YUAN, 2005).

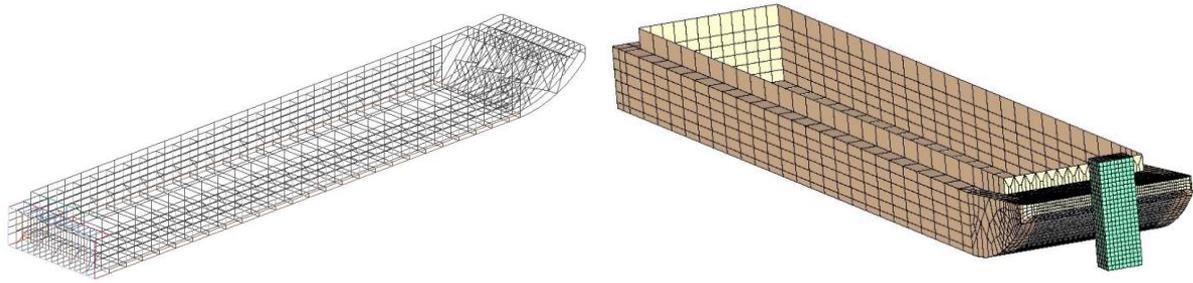
Exatamente por isso, Yuan (2008); Yuan e Harik (2010) desenvolveram novos métodos e modelos para previsão de forças de impacto de barcaças em pilares de pontes a partir de simulação em elementos finitos, que levam em consideração as interações internas da estrutura da barcaça e, ao mesmo tempo, a resistência do concreto armado da ponte, ou seja, uma interação mais realística entre barcaça e pilar.

Seja α a razão largura da balsa/largura do pilar (válido para pilares retangulares), $I_i = m_B V_i$ a quantidade de movimento inicial; m_B a massa do comboio e V_i a velocidade de impacto, então força de impacto, em MN, para comboio com quatro balsas enfileiradas pode ser estimada através da equação (2.6):

$$F_{m\acute{a}x} = (-6,951 + 43,933\alpha - 20,394\alpha + 0,713I_i + 5,02V_i)\text{sen}\theta \cdot 10^{-3} \quad (2.6)$$

As fórmulas de regressão transformam a dinâmica complexa do impacto de “barcaça-píer” em problemas simplificados que podem ser resolvidos por meio de cálculos manuais ou gráficos de projeto. A Figura 20, à esquerda, ilustra o modelo gerado em elementos finitos, enquanto à direita, ilustra a configuração pós impacto.

Figura 20. Configuração do modelo de impacto.



Fonte: (YUAN, 2005).

Por fim, Sha (2013) criou modelos não lineares de elementos finitos (FE) que levam em consideração a resposta não linear e os danos das estruturas da barcaça e do píer, calibrados com base em trabalhos anteriores e em testes de impacto em escala (AASHTO, 2009; CONSOLAZIO; COOK; MCVAY, 2006; MEIR-DÖRNBERG, 1983). Foram investigadas as cargas de impacto de barcaças em pilares de pontes quadradas e circulares, e as equações empíricas propostas são capazes de prever a carga de impacto da barcaça em função da velocidade da barcaça, massa da barcaça e dimensão e geometria do píer. Devido a isso, a força de impacto de pico poderá ser calculada a partir da equação (2.7), e o dano de proa da barcaça pela equação (2.8):

$$F = \begin{cases} 256 \cdot a_B, & \text{para } a_B < 0.1 \text{ m} \\ 23,7 + 2,2 \cdot a_B, & \text{para } a_B \geq 0.1 \text{ m} \end{cases} \quad (2.7)$$

$$a_B = 0,19\sqrt{KE} + 5,51KE^2 \quad (2.8)$$

Sendo F em MN; a_B em m, e KE a energia cinética em MJ ($KE = 0,5m_B V_0^2$), de onde m_B é o deslocamento do comboio em t e V_0 a velocidade de impacto em m/s.

As metodologias de estimativa de força e energia de impacto para colisão de barcaças em pontes apresentadas, normalmente são equações empíricas modificadas com base em resultados de pesquisas de carga de impacto de navios sem a realização de extensivas simulações numéricas. Como exemplo, na Eurocode 1, a estrutura das pontes é considerada rígidas e os pilares fixos no solo, ao passo que a colisão é simulada como uma unidade de impacto elástico. Além disso, na especificação da AASHTO (2009) a análise dinâmica de carga de impacto de barcaça é simplificada para uma Carga Estática Equivalente, em função do tamanho do dano na proa, conforme resultados de Meir-Dörnberg (1983). Com base nessas limitações, ressalta-se, pois, que as equações de Sha (2013); Yuan (2005) e Yuan; Harik (2010) levam em consideração as interações internas da estrutura da barcaça e, ao mesmo tempo, a

resistência do concreto armado da ponte, ou seja, uma interação mais realística entre barcaça e pilar.

Yuan, Harik e Davidson, (2005) indicaram que dispor as barcaças ao longo do comprimento longitudinal implicam em forças de impacto bastante conservadoras ao utilizar as fórmulas da AASHTO (2009). Os autores observaram que, quando as barcaças estão dispostas ao longo de suas larguras, os cabos de amarração podem não se partir e as barcaças permanecerem conectadas o suficiente para transmitir parte da energia contida na colisão. Além disso, pode-se observar um “efeito acordeão”, que implicam no dobramento das barcaças para cima ou para baixo, fato que reduz a energia de impacto transferida à ponte durante a colisão.

Chen; Fan e Yuan (2015) investigaram o desempenho estrutural de uma defesa de proteção de ponte de aço através de análise em elementos finitos da interação entre navio, defesa e ponte. Os autores verificaram que defensas apenas de aço, experimentam maiores forças de impacto e as respostas dinâmicas. Devido a isso, eles propuseram uma defesa com membros internos de aço, projetados para absorver a energia do impacto, e concreto armado, que é parte que entra em contato diretamente com a embarcação durante a colisão. Os resultados numéricos indicam que o desempenho da defesa com proteção de concreto armado é superior à situação apenas com aço estrutural.

Chorzepa e Jiang (2016) propuseram um sistema de defesa flutuante de aço para proteção de ponte, cujo desempenho sob impacto foi avaliado usando um código dinâmico explícito de análise de elementos finitos, e validado através de dados de testes de impacto de queda de peso em um módulo de caixa de aço, uma vez que a defesa é constituída por submontagens de módulos semelhantes ao espécime. Os resultados mostraram uma redução da força de pico de impacto em aproximadamente 55,3% e na embarcação em colisão em aproximadamente 56,2%, enquanto estendeu a duração do impacto em aproximadamente 273,1% em comparação com a colisão frontal sem qualquer proteção. Também foi mostrado que a energia cinemática inicial da barcaça antes do impacto foi dissipada principalmente pela deformação plástica do módulo de aço (57,5%) e colisão da barcaça (16,5%), bem como o dano dos amortecedores de borracha após o impacto, tornando o sistema de proteção flutuante bastante eficiente para absorção de energia de impacto.

Zhang *et al.* (2016) realizaram inúmeras simulações em elementos finitos de colisão de barcaça sobre ponte usando um modelo de barcaça Jumbo Hopper (padrão europeu) e píer de ponte com seção transversal quadrada, como parte de uma ponte de três vãos. As simulações permitiram a proposta de modelos de força de impacto, validados através de comparações de

históricos de força de impacto e espectros de resposta com outros modelos de força de impacto. Os autores também propuseram uma nova regra de combinação modal para quantificar as respostas máximas devido à carga de impacto da barçaça.

Walters *et al.* (2017) afirma que os padrões de projeto de estruturas sujeitas a colisão de comboios fluviais baseados em testes em escala real têm o potencial de serem indesejavelmente conservadores na determinação de cargas de impacto. Devido a isso, os autores desenvolveram técnicas analíticas pautadas em simulações numéricas não lineares, que permitissem a quantificação de cargas de impacto de barçaças em uma ampla gama de condições, tais como o esmagamento inelástico de barçaças; o comportamento de amarração de cabo de aço entre barçaças. Os dados dos testes em escala permitiram que os modelos numéricos auxiliassem estudos paramétricos para quantificar as influências da velocidade de impacto, ângulo de impacto, tamanho da flotilha e técnica de medição de carga.

Verifica-se com os trabalhos anteriores, que o estudo de colisão de embarcações sobre estruturas fixas ainda está em pleno desenvolvimento. Exatamente por isso, este trabalho visa contribuir cientificamente ao analisar o comportamento estrutural de uma defesa flutuante sob condição de impacto de comboio fluvial. As pesquisas que servem de referência ajudam não somente a estimar uma força e energia de impacto factíveis, mas também a validar as simulações estruturais via elementos finitos da dissipação de energia de impacto interna na estrutura flutuante, e ajudar a propor projetos mais eficazes sob situações de colisão e, principalmente, aplicáveis economicamente, e construtivamente.

2.2. A respeito da norma americana AASHTO

Ao longo da história, várias catástrofes envolvendo colisões de embarcações com pontes causaram prejuízos de elevada ordem de grandeza e perda de inúmeras vidas humanas. Segundo Knott e Prucz (2000), no período de 1960 a 2002, ocorreram 31 grandes colapsos de pontes em todo o mundo provocado por colisões de navios ou barcaças, implicando em uma perda total de 342 pessoas. O acidente que provocou a maior quantidade de óbitos ocorreu em 1983, quando um navio de passageiros colidiu com uma ponte ferroviária no rio Volga na Rússia, o qual tentava navegar ao lado de um vão lateral da ponte maciça.

Um outro acidente fortemente documentado na literatura ocorreu na ponte *Sunshine Skyway*, em 1980, na cidade de Tampa Bay, Flórida, conforme explicado na seção 2.1. Este acidente foi provocado pela colisão de um navio graneleiro de 35.000 DWT, descarregado, resultando na queda de 396 m de vão e na perda de 35 vidas. Este revés foi um ponto de inflexão na conscientização e aumento da preocupação com a colisão de embarcações e a segurança das pontes que cruzam as vias navegáveis dos Estados Unidos, resultando em um código geral para avaliação de obras de arte sob condição de colisão de navios, o chamado *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* adotada pela AASHTO em 1991.

As especificações contidas na norma da AASHTO estabeleceram critérios para projetos de pontes que cruzam as rotas navegáveis, como uma tentativa de minimizar a suscetibilidade da perda estrutural provados pelos danos de colisão. Os critérios podem ser aplicados não somente às novas pontes, mas também àquelas existentes, de forma que se possa avaliar a vulnerabilidade das mesmas para potenciais colisões com navios ou barcaças fluviais (AASHTO, 2009).

A norma americana é um dos principais pontos de partida no dimensionamento de força energia de impacto para proposta de sistemas de proteção, neste caso, flutuantes, uma vez que as magnitudes obtidas têm como base estudos feitos em barcaças semelhantes àquelas encontradas nas hidrovias de todo o mundo.

2.3. A respeito das normas da União Europeia: *Eurocodes*

De acordo com o *Joint Research Center* (JRC), em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia (CCE) adotou um programa de ação com o objetivo de eliminar obstáculos técnicos ao comércio e harmonizar as especificações técnicas para a concepção de construção civil que, numa primeira fase deveriam ser uma alternativa às normas de cada país membro da União Europeia (UE) e, em última instância, substituí-las por uma única norma.

Os *Eurocodes*, portanto, são um conjunto de 10 normas Europeias para projetos estruturais. Cada *Eurocode* contém uma certa as chamadas “partes” que abrangem aspectos técnicos particulares, tais como fogo, projeto de pontes, edifícios, fadiga em estruturas de aço, etc., e são nomeadas na seguinte ordem:

- Eurocode 1990: Base para projetos estruturais;
- Eurocode 1991: Ações em estruturas;
- Eurocode 1992: Projeto de estruturas de concreto;
- Eurocode 1993: Projeto de estruturas de aço;
- Eurocode 1994: Projeto de estruturas mistas de aço e concreto;
- Eurocode 1995: Projeto de estruturas de madeira;
- Eurocode 1996: Projeto de estruturas de alvenaria;
- Eurocode 1997: Projeto geotécnico;
- Eurocode 1998: Projeto de estruturas para resistência a terremotos; e
- Eurocode 1999: Projeto de estruturas de alumínio.

Para esta pesquisa, será utilizada o Eurocode 1991: Ações em Estruturas, parte 1-7 – Ações acidentais, de 2006 (também chamada de Eurocode 1), o qual trata especificamente de variados tipos de colisões contra obras de arte, inclusive colisões de embarcações contra pilares de pontes.

2.4. Sistema de defensas para proteção de pontes

Segundo a AASHTO (2007), as estruturas de pontes devem ser protegidas contra forças de colisão de embarcações através:

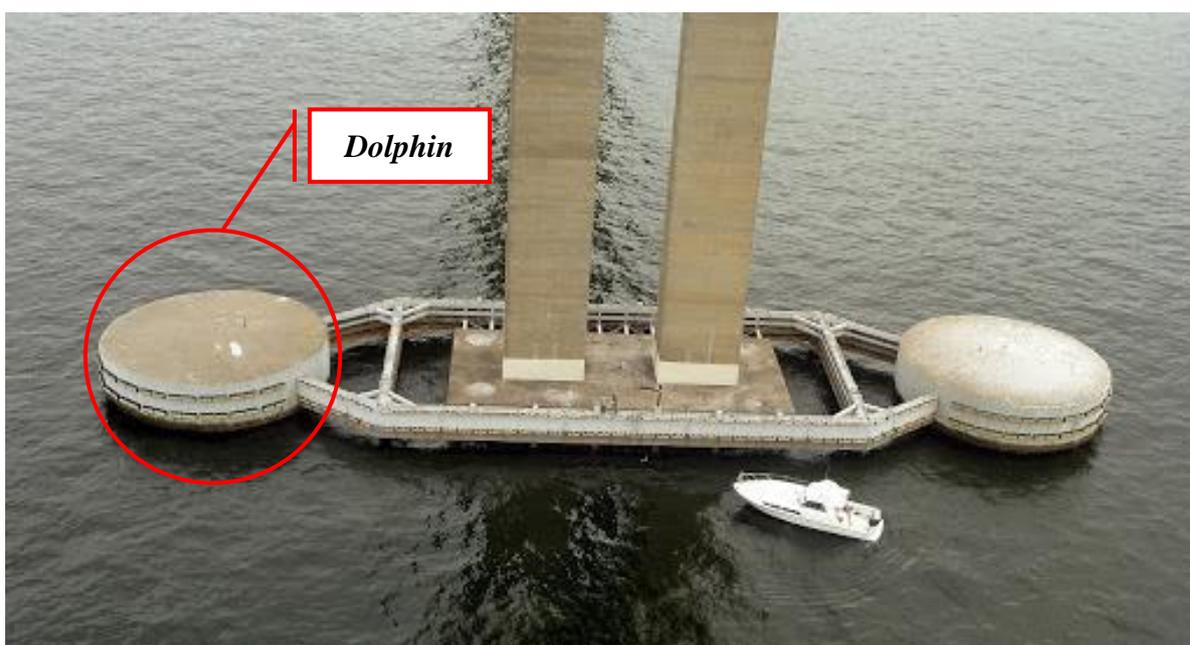
- I. De defensas, ilhas artificiais e *dolphins*; ou
- II. Seus pilares devem ser projetados de forma que suportem as forças de impacto.

No entanto, a necessidade da existência de barreiras estruturalmente independentes é evitar que a energia de impacto seja transmitida às pontes.

No Brasil, há, predominantemente, 3 tipos de defensas de proteção de pilares de pontes que cumprem as suas finalidades de segurança com eficiência: defensas flutuantes, sistemas de dolphins e sistemas de estacas cravadas.

Dolphins para proteção de pontes são estruturas cilíndricas de grande diâmetro, rodeada por estacas-pranchas que, além de conformar um perímetro circular, também gera estanqueamento para a água, permitindo que o interior seja preenchido por material granular como areia, concreto ou brita, sendo este último o mais usual. No topo da estrutura pode haver uma laje de concreto como uma espécie de tampa, ao redor da qual ainda são fixadas defensas de borracha ou madeira que ampliam o amortecimento contra uma eventual colisão e evitam a formação de faíscas por causa do deslizamento entre metais. Um exemplo deste tipo de defesa encontra-se na Figura 21:

Figura 21 – Exemplo de Dolphin para proteção de pilares de ponte.



Fonte: Franchetti & Merola Engenharia Ltda.

Por outro lado, sistema de proteção por estacas cravadas possui suas fundações no leito do rio, com estrutura independente do pilar. Suas estacas podem ser de concreto, aço, madeira, ou de uma associação destes materiais, conforme a Figura 22.

Figura 22 – Exemplo de estacas para proteção de pilares de pontes.



Fonte: Dynamis Techne.

As estacas geralmente são interconectadas, no topo, por um anel circular que pode atuar como viga apoiada entre dois pilares, ou como lajes. Quando uma embarcação colide com este tipo de sistema, caso as estacas estejam cravadas verticalmente, estas reagem a partir de sua resistência à flexão. Em contrapartida, quando as estacas são fixadas de forma inclinada, além de uma parcela de flexão, há também a atuação de forças axiais que ajudarão a dissipar a energia da colisão ao solo.

Finalmente, os sistemas de proteção flutuantes, o principal foco deste trabalho, são geralmente usados em locais cuja rota de navegação envolve maiores profundidades, e não seria atestada a viabilidade econômica de cravação de estruturas no solo.

De acordo com Arasaki e Alfredini (2018) defensas são estruturas que absorvem o impacto das movimentações das embarcações mantendo a força da estrutura abaixo dos limites máximos de capacidade de absorção de carga. Nesse sentido, as estruturas flutuantes são capazes de dissipar energia de impacto através de deformações da sua estrutura interna; de deslocamentos angulares e lineares, ou mesmo através da deflexão do comboio.

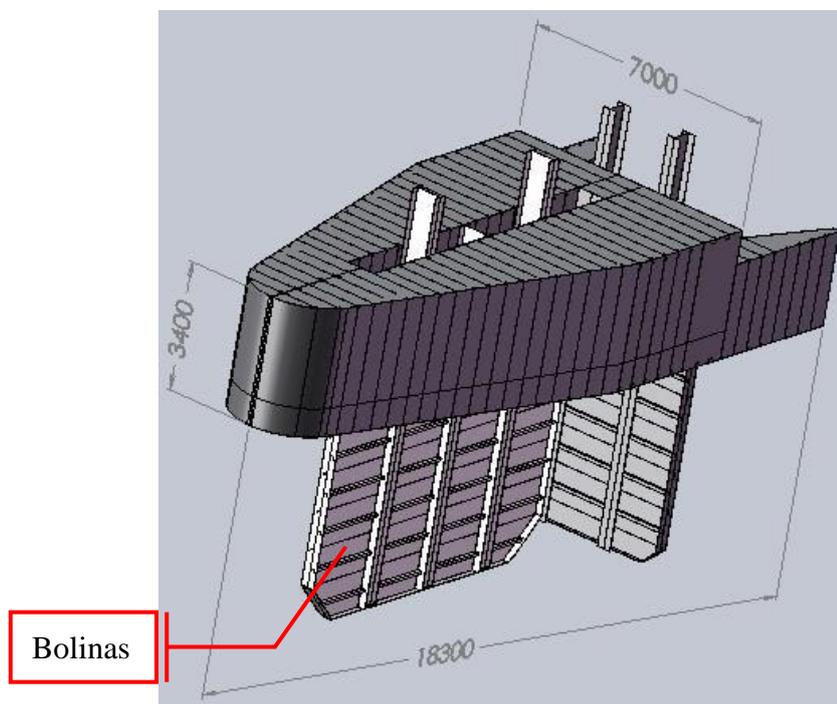
2.4.1. Caracterização das defensas flutuantes

As defensas de proteção flutuantes possuem suas geometrias diretamente dependentes das dimensões dos pilares no nível d'água médio considerado. Há pouca disponibilidade de bibliografias a respeito de sistemas de proteção flutuantes para pilares de pontes.

No entanto, o trabalho de Padovezi e Caltabelot (2001) mostrou a concepção de uma defesa flutuante para pontes da hidrovía Tietê-Paraná, cujas profundidades são relativamente altas. Os módulos flutuantes foram fabricados em aço e fundeados no leito do rio através de poitas de concreto e âncoras.

De acordo com os autores, o sistema apresenta quatro barreiras flutuantes (uma a montante e outra a jusante de cada um dos dois pilares do vão principal da ponte de projeto, na rota de navegação) com grandes bolinas (estruturas planas de aço, presas aos cascos) e amarradas através de uma série de cabos (sintéticos, de aço e correntes) devidamente ancorados no fundo do rio. A defesa flutuante de Padovezi e Caltabelot (2001) é mostrada na Figura 23:

Figura 23 – Geometria da defesa flutuante para pontes da hidrovía Tietê-Paraná.



Fonte: Padovezi e Caltabelot (2001).

O sistema de fundeio das defensas é o principal responsável pela absorção da energia do impacto. Entretanto, as bolinas indicadas na Figura 23 proporcionam um amortecimento hidrodinâmico durante o impacto, contribuindo significativamente para o freio no sentido transversal e longitudinal.

Outros exemplos de defensas flutuantes para proteção de pilares de pontes encontram-se no rio Moju (estado do Pará). Em abril de 2019 um comboio clandestino carregado de dendê colidiu com um dos pilares da ponte, provocando num desabamento de 300 metros da superestrutura da ponte.

A fim buscar a proteção da ponte contra outra possível colisão, foi projetado uma defesa flutuante semielíptica no pilar central, e outras duas defensas semicirculares nos pilares laterais, todas elas compostas por “partes”, chamados de “módulos”, interligados através de processos de soldagem, ou mesmo por flanges aparafusados. Na parte externa do casco da defesa, existem blocos de concreto armado, os quais ajudarão a dissipar e distribuir a energia de impacto.

Estes blocos de concreto da parte externa foram feitos para serem substituídos quando uma colisão mais severa resultar em danos consideráveis na armação do concreto. Um exemplo desse tipo de defesa durante a montagem de um dos compartimentos é mostrado na Figura 24:

Figura 24 – Defesa flutuante para a ponte do rio Moju, no Pará.



Fonte: SETRAN (2020).

De forma semelhante ao sistema proposto por Padovezi e Caltabelot (2001), as defensas para a ponte do rio Moju também possuem freio hidrodinâmico realizados por bolinas submersas que estão montadas na parte interna da semi-elipse e dos semicírculos, proporcionando um freio em colisões que ocorram em todas as direções. As defensas parcialmente montadas, com as bolinas e módulos de concreto externo são mostrados na Figura 25:

Figura 25 – Defesa flutuante para a ponte do rio Moju totalmente montada.



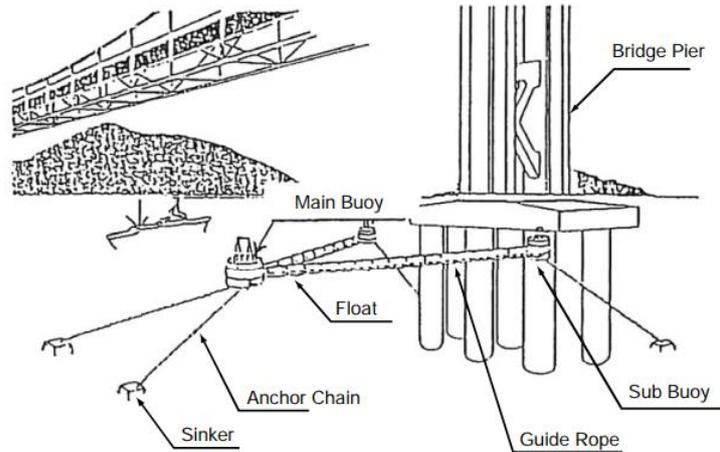
Fonte: SETRAN (2020).

Enquanto que no sistema desenvolvido por Padovezi e Caltabelot (2001) dissipam boa parte da energia através das amarras, a dissipação de energia de impacto nas defensas do rio Moju é feita através da deformação da sua estrutura interna e do “freio hidrodinâmico” proporcionado pelo movimento do flutuante após o impacto. Além disso, as defensas do rio Moju também possuem um sistema de fundeio composto por âncoras e poitas.

O “freio hidrodinâmico” supracitado, representa uma redundância para a dissipação da energia, projetado para retirar parte da sobrecarga do sistema de fundeio, garantindo, portanto, a preservação da segurança da ponte.

Outros exemplos de defensas flutuantes são citados pela AASHTO (2009), tal qual o sistema de freios através de cabos e boias flutuantes, conforme mostra a Figura 26. Este sistema foi desenvolvido para proteção temporária de uma plataforma de perfuração do Canal de *Akashi*, Japão em 1973, e foi projetado para suportar o impacto de embarcação de até 2000 DWT, numa velocidade de 9,7 nós, e em um ângulo de 15 graus.

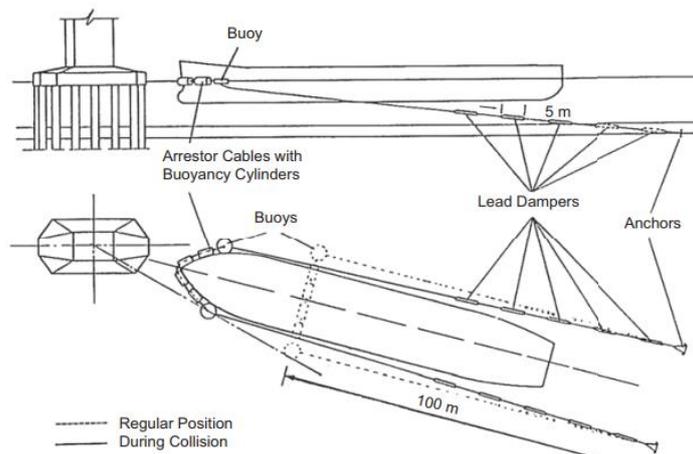
Figura 26 – Sistema de proteção de pilares flutuantes através de cabos, boias e fundeio.



Fonte: AASHTO (2009).

A Figura 27 mostra um sistema semelhante adotado para a ponte *Honshu Shikoku* que cruza o estreito de *Akashi*, foi projetado para receber impactos de navios de até 1000 DWT, e deixando o sistema de ancoragem como o principal responsável pela dissipação de energia. AASHTO (2009). Uma grande desvantagem para estes tipos de proteção flutuante é a possibilidade de deslizamento da proa da embarcação por cima dos cabos, caso esta proa possua um espelho de proa bastante inclinado.

Figura 27 – Proteção por cabos e boias flutuantes para a ponte sobre o estreito de Akashi, Japão.



Fonte: AASHTO (2009).

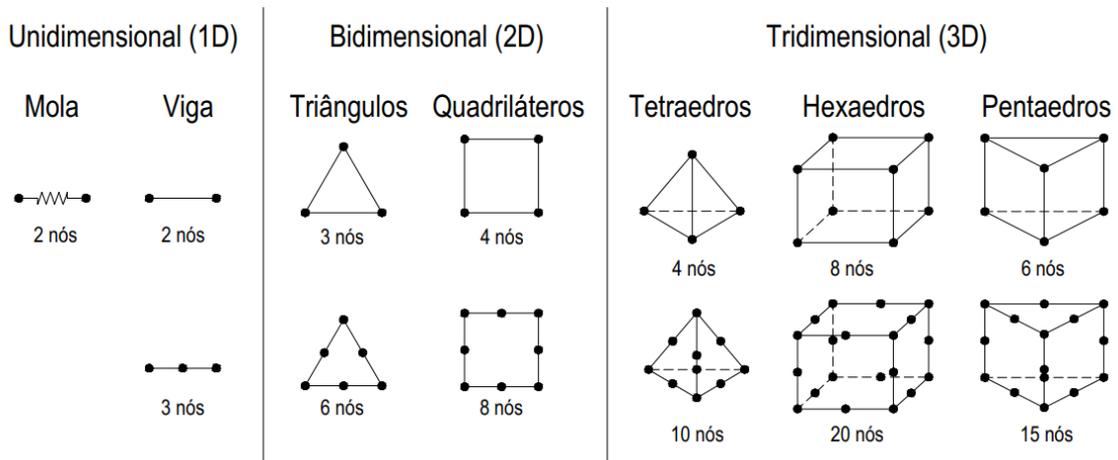
3. ANÁLISE ESTRUTURAL POR ELEMENTOS FINITOS

A análise de estruturas flutuantes é um campo de grande interesse na engenharia, de um modo geral. Especialmente na engenharia naval, uma variedade de trabalhos utilizou o método dos elementos finitos como ferramenta matemática de auxílio para resolução de problemas estruturais (BAE et al., 2016; JIN et al., 2005; MARINATOS; SAMUELIDES, 2015; PAIK, 2007; TAN; CHENG, 2006; VALTONEN; BOND; HINDLEY, 2020).

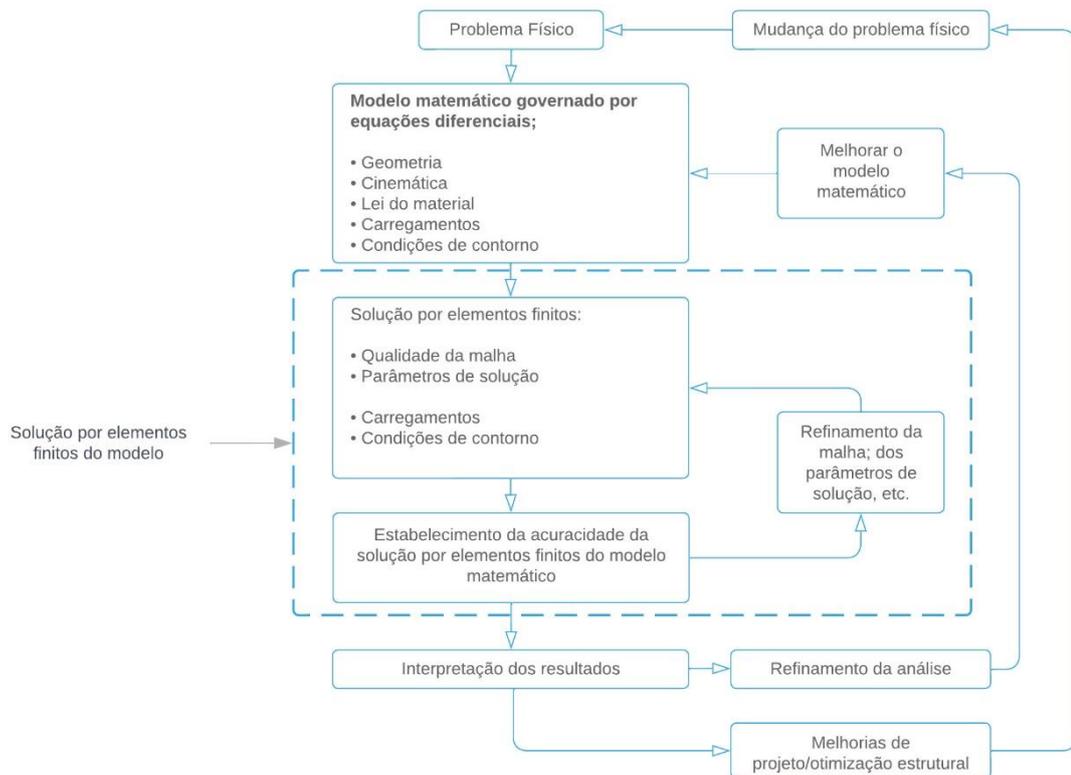
Em sua totalidade, o método dos elementos finitos é muito amplo e poderoso; inclui inúmeras características e técnicas especiais e tem uma grande variedade de aplicações, que varia desde o campo da hidrodinâmica até ao campo de estruturas. Neste último caso, as análises englobam desde pequenas deflexões de corpos contínuos elásticos bidimensionais e tridimensionais, até instabilidades estruturais (como a flambagem) e dinâmica estrutural (por exemplo, análise de vibração).

Além disso, com o auxílio de técnicas iterativas especiais, o método pode ser usado em problemas não-lineares de estática, dinâmica e mecânica dos sólidos. De acordo com Huges; Paik; Béghin (2010) aplicações não relacionadas à estruturas também são numerosas porque, embora o método tenha sido originalmente derivado para tal, posteriormente recebeu uma base mais ampla e geral por meio da capacidade de se avaliar problemas de forma matricial. Como resultado, o método pode ser usado para uma grande variedade de problemas para os quais a solução corresponde à minimização de um funcional. Em aplicações estruturais, o funcional é a energia de deformação, mas nos campos mais amplos da mecânica do contínuo (fluidos e sólidos), o funcional pode estar relacionado à pressão, temperatura, velocidade do fluido e assim por diante. Da mesma forma, pode ser o potencial nos vários aspectos da teoria do campo potencial (eletrostática, magnetismo, gravidade, etc.).

De um modo geral, o Método dos Elementos Finitos (MEF) permite a solução de um problema considerado contínuo a partir da discretização feita por pequenos elementos que, dependendo do tipo do problema, podem ser unidimensionais (elementos de mola, barra e viga), bidimensionais (elementos de placa, casca e axissimétricos) e tridimensionais (sólidos tetraédricos ou hexaédricos), os quais podem ser exemplificados pela Figura 28.

Figura 28 – Tipos de elementos finitos.**Fonte: Autor.**

Estes elementos permitem a representação de corpos complexos e possibilita ao projetista uma flexibilidade na aplicação de cargas e condições de contorno. Como “desvantagem”, os resultados disponibilizados dependem diretamente do entendimento do problema físico e dos elementos finitos utilizados, uma vez que a variedade de elementos permite a obtenção de inúmeros tipos de resultados. Bathe (1996) apresenta uma sugestão de processo de análise, indicando diferentes fases do processo de simulação, na Figura 29.

Figura 29 – Fluxograma que representa as etapas de uma simulação estrutural.**Fonte: Adaptado de Bathe (1996).**

No caso apresentado por esta pesquisa, a análise estrutural terá um caráter linear estático, uma vez que o impacto de um comboio-tipo sobre a estrutura flutuante deveria ocasionar apenas deformações elásticas. Porém, ainda que aconteçam deformações plásticas, que pelo menos estas sejam bem abaixo do limite de resistência à tração, pois, teoricamente, a partir deste ponto, uma estrutura entraria em ruptura. A ruptura é sinônimo de inutilização de um trecho da estrutura, pois além de causar a entrada de água nos compartimentos internos, também seria um ponto de propagação de trinca.

A título de curiosidade, uma análise de impacto não-linear seria interessante para impactos que extrapolassem de sobremaneira as estimativas de força de impacto. Nestes casos, espera-se deformações plásticas na estrutura, as quais seriam bem representadas por este tipo de análise não-linear. Análises não-lineares fogem do campo englobado pela teoria das pequenas deflexões.

3.1. Análise estrutural linear estática

Análises estáticas são bastante poderosas, capazes de entregar respostas com grande grau de precisão, de sorte que as condições de contorno estejam adequadamente aplicadas.

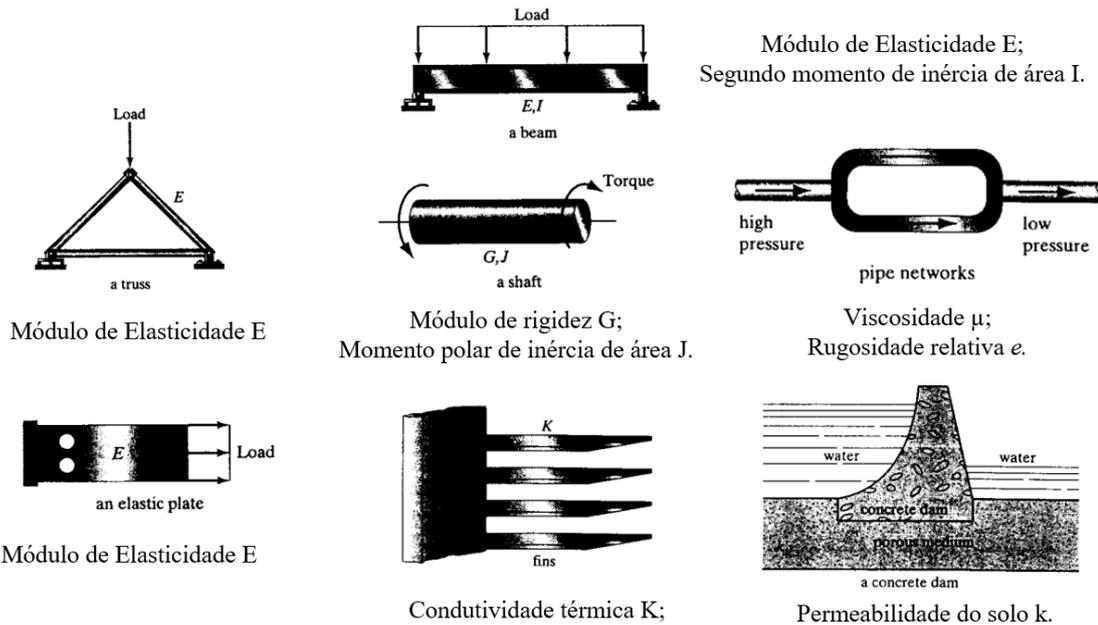
De um modo geral, os desafios na engenharia consistem em representações matemáticas de situações do mundo real. Essas representações matemáticas são formuladas como equações diferenciais, acompanhadas por um conjunto correspondente de condições de contorno e limites. As equações diferenciais são derivadas ao aplicar os princípios e leis fundamentais da natureza a um sistema ou região específica. Estas equações, frequentemente chamadas de equações governantes, descrevem o equilíbrio de fatores como massa, força ou energia. Quando é possível, a solução exata dessas equações oferece uma descrição detalhada do comportamento de um sistema em particular sob um conjunto específico de condições.

As soluções analíticas geralmente se dividem em duas componentes distintas:

1. A primeira é a parte homogênea.
2. A segunda é a parte particular.

Em todo problema de engenharia, existem dois conjuntos de parâmetros que desempenham papéis fundamentais na determinação do comportamento de um sistema. Primeiramente, há aqueles parâmetros que descrevem as características naturais de um sistema específico. Estes englobam propriedades como módulo de elasticidade, condutividade térmica e viscosidade, conforme ilustrado na Figura 30.

Figura 30 – Exemplos de variáveis que permitem resoluções analíticas de problemas contínuos.



Por outro lado, há parâmetros que introduzem distúrbios ou perturbações em um sistema. A Tabela 1 oferece um resumo desses parâmetros. Exemplos destes incluem forças externas, momentos, gradientes de temperatura em um meio e variações de pressão no fluxo de fluido.

Tabela 1 – Variáveis envolvidas na análise numérica em elementos finitos.

Problema-tipo	Exemplos de parâmetros que produzem perturbações em um sistema
Mecânica dos sólidos	Forças externas e momentos;
Transferência de calor	Diferença de temperatura; entrada de calor
Fluxo de fluido e redes de encanamento	Diferença de pressão; taxa do fluxo
Rede elétrica	Diferença de voltagem

Por outro lado, há diversos desafios práticos na engenharia para os quais a obtenção de soluções exatas se mostra impossível. Essa limitação em obter uma solução precisa pode ser atribuída à complexidade intrínseca das equações diferenciais governantes ou às dificuldades associadas ao estabelecimento das condições de contorno.

Para enfrentar tais desafios, é comum recorrer a abordagens de aproximação numérica. Diferentemente das soluções analíticas, que revelam o comportamento exato de um sistema em

qualquer ponto dentro dele, as soluções numéricas se aproximam das soluções precisas apenas em pontos discretos, conhecidos como nós.

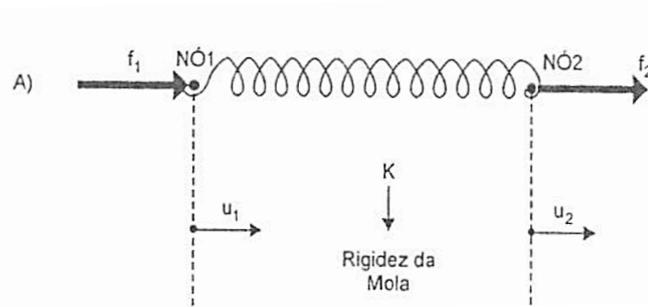
A primeira etapa em qualquer processo numérico envolve a discretização. Esse procedimento consiste em subdividir a região de interesse em várias pequenas sub-regiões interconectadas por meio de pontos discretos, denominados nós. Em particular, nos problemas de Análise Estrutural, os parâmetros que desejamos determinar são os Deslocamentos Nodais, que representam as incógnitas do problema.

De maneira crucial, é necessário representar o campo de forças que atua internamente em um elemento, incluindo sua fronteira, por meio de um conjunto de forças discretas equivalentes que agem nos nós. Isso é particularmente relevante em elementos com extensão bidimensional ou tridimensional, como placas e sólidos. É fundamental estabelecer a relação entre os deslocamentos nodais e as deformações internas, de modo a garantir que as condições de equilíbrio e compatibilidade sejam satisfeitas não apenas nos nós, mas também nas fronteiras comuns, pelo menos com um nível adequado de precisão. Essa é a essência do Método dos Elementos Finitos na análise estrutural (FILHO, 2012).

Os elementos finitos, dentro do campo das estruturas, são formulações matemáticas capazes de simular a transmissão de forças axiais, flexões, cisalhamentos, torções etc. Cada um dos elementos, independente do tipo, possui uma matriz de rigidez, uma vez que, Dentro dos limites lineares do material, a mola possui relação direta com o deslocamento ($F = kx$). Nestes casos, as forças provocam deslocamentos lineares; os momentos provocam deslocamentos angulares. Mas sempre haverá uma relação direta entre tais tipos de esforços e os deslocamentos, intermediado pela matriz de rigidez k .

O elemento finito mais simples é o elemento de mola. A Figura 31 representa as principais características deste elemento.

Figura 31 – Características do elemento de mola



Fonte: Filho (2012).

O elemento de mola tem dois componentes de deslocamento possíveis. Para um elemento finito qualquer, com n componentes de deslocamentos, a sua matriz de rigidez terá dimensão $n \times n$, conforme a equação (3.1):

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix}_{2 \times 1} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}_{2 \times 2} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}_{2 \times 1} \quad (3.1)$$

O coeficiente k_{ij} da matriz de rigidez de um elemento finito representa a força no grau de liberdade i devido ao deslocamento unitário imposto ao grau de liberdade j , mantendo os outros graus de liberdade bloqueados.

A representação de um comportamento estrutural qualquer, depende da posição dos nós, os quais, matematicamente, equivalem a estar um ao lado do outro. Isso é chamado de compatibilização de deslocamentos, onde o deslocamento de um nó qualquer deve ser igual ao deslocamento do nó adjacente, ou seja:

$$u_{a1} = U_A ; u_{a2} = u_{b1} = U_B ; u_{b1} = U_C \quad (3.2)$$

A causa destes deslocamentos são as forças aplicadas aos nós (forças nodais), que também deverão possuir uma compatibilidade, pois tal magnitude deverá ser igual à força aplicada ao outro nó. Por isso, teremos a chamada compatibilização força-deslocamento, onde:

$$\begin{aligned} F_A = f_{a1} & \quad \rightarrow \quad F_A = k_a \cdot u_{a1} - k_a \cdot u_{a2} \\ F_B = f_{a2} + f_{b1} & \quad \rightarrow \quad F_A = -k_a \cdot u_{a1} + k_a \cdot u_{a2} + k_b \cdot u_{b1} - k_b \cdot u_{b2} \\ F_C = f_{b2} & \quad \rightarrow \quad F_A = -k_b \cdot u_{b1} - k_b \cdot u_{b2} \end{aligned}$$

Além disso, a descrição do comportamento de uma estrutura completa deverá ser formulada em relação a um sistema de coordenadas global, onde os nós não se deslocam em relação aos próprios sistemas locais, mas sim em relação a um sistema de coordenadas comum para todos os outros elementos finitos, ao mesmo tempo.

Dessa forma, fala-se em uma matriz de rigidez da estrutura no sistema global, conforme a equação (3.3):

$$\begin{Bmatrix} F_A \\ F_B \\ F_C \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_a & -k_a & 0 \\ -k_a & k_a + k_b & -k_b \\ 0 & -k_b & k_b \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} U_A \\ U_B \\ U_C \end{Bmatrix} \quad \text{ou} \quad \{F\} = [K] \cdot \{U\} \quad (3.3)$$

Onde $\{F\}$ é a matriz coluna das forças nodais; $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura inteira; $\{U\}$ é a matriz coluna que contém os deslocamentos nodais a serem determinados.

No caso dos elementos finitos unidimensionais, a matriz de rigidez $[K]$ poderia ser obtida diretamente da relação entre força e deslocamento. Inclusive, as respostas oriundas destes elementos finitos unidimensionais são exatas pois estes só estão conectados nos elementos adjacentes em pontos nodais.

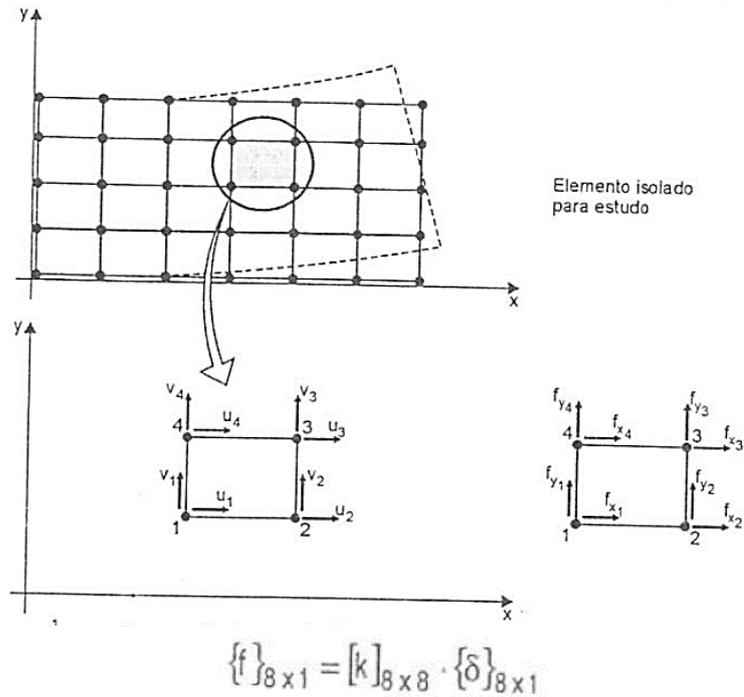
Por outro lado, os elementos bi e tridimensionais são conectados, também, nas vizinhanças (no contorno). Isso exige que o comportamento da estrutura possa ser descrito por um elemento finito que seja capaz de computar os deslocamentos no contorno e dentro do elemento finito, e isso só poderia ser feito de forma aproximada.

A condição deformada de um elemento finito é consequência do carregamento que atua na estrutura e da sua rigidez. Dessa forma, a função que descreve os deslocamentos dentro do elemento não é “imposta” apenas por condição matemática, senão poderíamos muito bem considerar uma função mais “simples”. A estrutura precisa “concordar” com essas equações. Por isso, a condição adicional que permite descrever adequadamente o comportamento da estrutura vem dos conceitos interpolação, trabalho realizado por uma força, energia de deformação e transformação de energia (Filho, 2012).

De um modo geral, a definição do grau do polinômio e a consequente representação desta função de forma única está associada ao número de pontos conhecidos. Por exemplo, a função quadrática $y(x) = ax^2 + bx + c$ possui 3 pontos no plano cartesiano. No caso dos elementos finitos, o grau do polinômio de interpolação é definido a partir do número de graus de liberdade do elemento.

Com isso, os elementos de estado plano de tensões retangulares lineares, por exemplo, terão 4 nós, sendo dois graus de liberdade por nó, conforme exemplifica a Figura 32. Os diferentes tipos de elementos finitos foram mostrados na Figura 28.

Figura 32 – Característica de um elemento finito bidimensional quadrangular.



Fonte: Filho (2012).

No total, este elemento finito terá 8 graus de liberdade e, por isso, a função de interpolação deverá utilizar 8 coeficientes. Sendo assim, como a configuração matemática deste elemento finito exige dois componentes de deslocamentos (u e v), e 4 coeficientes para cada função de interpolação, as funções que descrevem os deslocamentos nodais deste elemento finito são:

$$u(x, y) = C_1 + C_2 \cdot x + C_3 \cdot y + C_4 \cdot x \cdot y \quad (3.4)$$

$$v(x, y) = C_5 + C_6 \cdot x + C_7 \cdot y + C_8 \cdot x \cdot y \quad (3.5)$$

Nenhuma preferência deverá ser dada às variáveis x e y , de forma que as equações possuem as características matemáticas descritas pelas equações (3.4) e (3.5). Adicionalmente, o cálculo das deformações ε_x e ε_y exige que:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = C_2 + C_4 \cdot y \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = C_7 + C_8 \cdot x \quad (3.7)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = C_3 + C_4 \cdot x + C_6 + C_8 \cdot y \quad (3.8)$$

Consequentemente, as tensões poderiam ser calculadas através das seguintes equações:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

Efetuada o produto matricial, a equação (3.9) se torna:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y) = \frac{E}{1-\nu^2} \{C_2 + C_4 \cdot y + \nu(C_7 + C_8 \cdot x)\} \quad (3.10)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu \cdot \varepsilon_x + \varepsilon_y) = \frac{E}{1-\nu^2} \{\nu(C_2 + C_4 \cdot y) + C_7 + C_8 \cdot x\} \quad (3.11)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{1-\nu}{2}\right) \cdot \gamma_{xy} = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{1-\nu}{2}\right) \cdot (C_3 + C_4 \cdot x + C_6 + C_8 \cdot y) \quad (3.12)$$

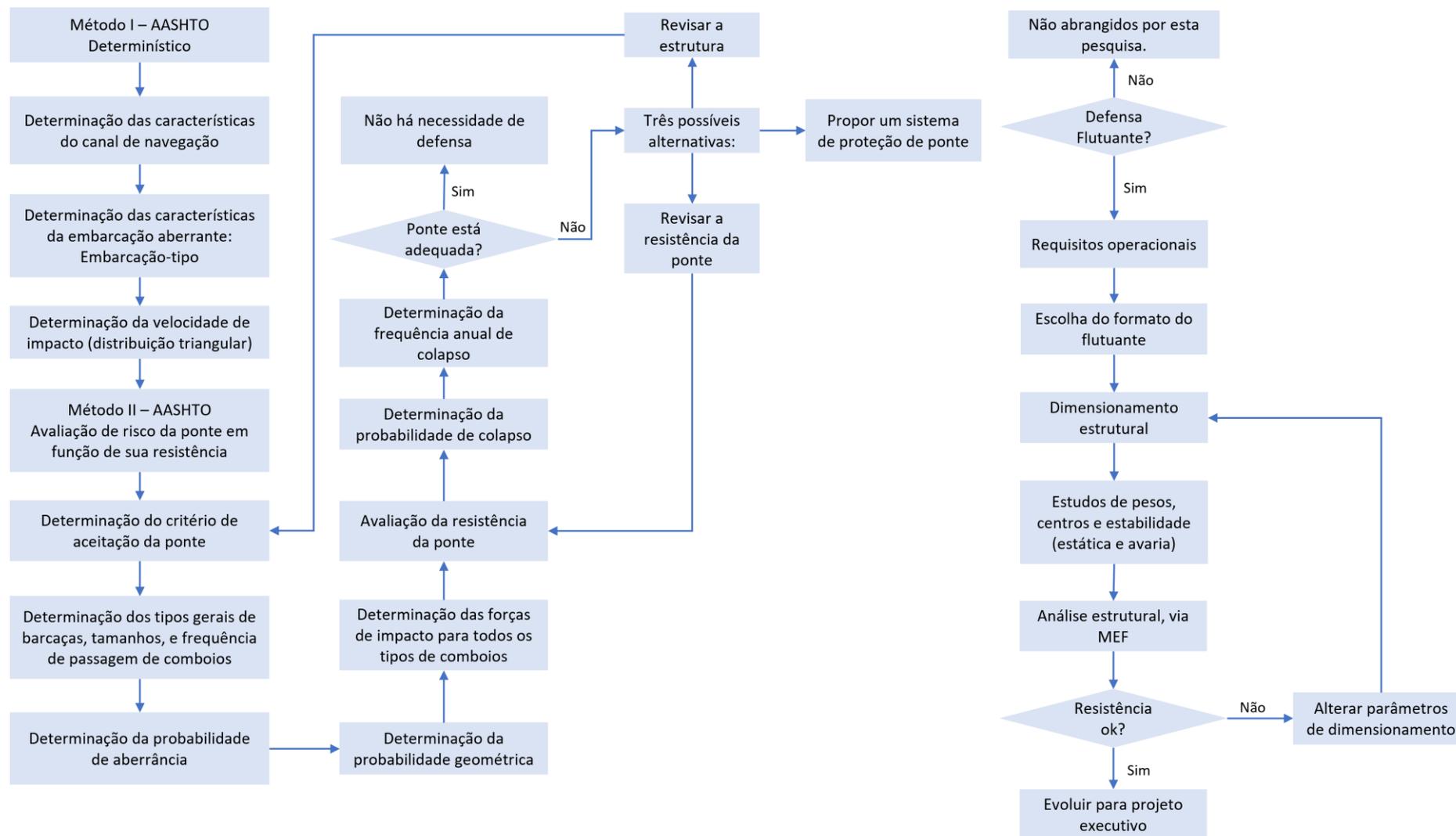
Estas tensões são calculadas pelos softwares de cálculo estrutural como o Ansys, e são de grande interesse nas análises estruturais, por exemplo, no cálculo das tensões de Von-Mises, a qual poderia ser calculada através da equação (3.13):

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_x^2} \quad (3.13)$$

4. METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a proposta do projeto preliminar da defesa flutuante, avaliação das probabilidades de impacto e frequência anual de colapso, bem como a análise estrutural do flutuante sob condição de impacto, obedece ao fluxograma da Figura 33.

Figura 33 – Fluxograma da metodologia utilizada nesta pesquisa



Fonte: Autor.

Primeiramente, foi abordado uma breve consideração sobre o projeto de um sistema flutuante, com base em metodologias amplamente utilizadas para projetos de embarcações, tal como a Espiral de Evans, com a finalidade de sistematizar os passos necessários para desenvolvimento da geometria final.

Em seguida, é de suma importância a adição de um comboio tipo para o estudo de caso no rio Guamá, neste caso, baseado em dados do Ministério do Transporte (2015). Posteriormente, os dados de velocidade dos comboios e da correnteza no local estão diretamente ligados à força e energia de impacto. Neste caso, haverá duas formas de determinação destas velocidades: através de metodologia indicada pela AASHTO (2006) e através de simples indicação da Eurocode 1991-1-7 (2006). A distribuição triangular da velocidade contém, inclusive, um “passeio” das diversas velocidades de impacto, para o comboio-tipo em estudo, de forma a permitir avaliar quais as ações mais adequadas a serem tomadas na navegação, quando não há um sistema de proteção de pontes.

Em paralelo, será verificado a característica do impacto sobre a obra de arte, passo este fundamental para a determinação da geometria adequada da defesa flutuante. Também deverá ser definida as características do canal de navegação de acordo com a PIANC, (2014), uma vez que estes dados possuem correlação direta à velocidade de impacto obtida através da metodologia da AASHTO (2009). Dessa forma, as energias e forças de impacto, segue as premissas utilizadas pelas principais normas internacionais para proteção de pilares de pontes, tais como a AASHTO (2009) e Eurocode 1991-1-7 (2006), e deverão ser determinadas com base nestas.

É interessante deixar claro que um projeto de ponte exige estudos elaborados de probabilidade de impacto e frequência anual de colapso. No caso de uma ponte já construída, deve-se, de um modo geral, quantificar o perigo que esta ponte corre, dependendo da quantidade de comboios fluviais e seus tipos que navegam sob a ponte, para verificar a necessidade de se propor uma defesa flutuante, por exemplo. Defensas não-flutuantes não são competências de um engenheiro naval.

A última parte da metodologia diz respeito à concepção da geometria da defesa flutuante e dimensionamento estrutural baseado em regras de sociedades classificadoras para navegação interior, finalizando, pois, no uso das forças de impacto para o pré-processamento da análise estrutural via elementos finitos de três módulos de defesa, cujos resultados serão avaliados em função das características de seus arranjos estruturais.

4.1. Desenvolvimento de projetos de sistemas flutuantes

Ao longo dos anos, os seres humanos desenvolveram sistemas que estavam mais ligados ao design (e à beleza estética) do que à funcionalidade. No mundo aquático, por exemplo, os humanos construíram embarcações capazes de atravessar rios e oceanos, mesmo em condições de alto mar, e explorar novas terras, sem o conhecimento científico da mecânica dos corpos flutuantes, sendo a aparência o principal critério para sua concepção. Assim, o design era mais uma arte do que uma ciência. A criatividade humana permitiu incorporar o design aos aspectos funcionais, primeiramente com base na intuição e observação, e posteriormente na compreensão do mundo físico ao redor.

Cronologicamente, nos tempos antigos, uma estrutura marinha usada para mover pessoas poderia ser um tronco de árvore. Posteriormente, este tronco foi esculpido e unido de forma a criar monocascos ou catamarãs, com a finalidade de mover pessoas, cargas ou guerrear.

Com o decorrer dos séculos, os processos construtivos de embarcações permitiram não somente criar embarcações de maior porte, uma vez que os processos de soldagem foram capazes de criar embarcações com arranjo estrutural mais resistente e confiável, mas também com propósitos variados, permitindo, por exemplo, o desenvolvimento de sistemas flutuantes desde apoio à atividades petrolíferas até defensas flutuantes para proteção de pontes.

Dessa forma, em tempos atuais, um projetista de engenharia naval deve aproveitar o desenvolvimento tecnológico dos sistemas flutuantes para melhorar os produtos conhecidos, ou para criar novos. A interdisciplinaridade é de suma importância nesse último aspecto, uma vez que se pode aproveitar o melhor de cada área da engenharia para conceber produtos de excelência.

4.1.1. A espiral de Evans

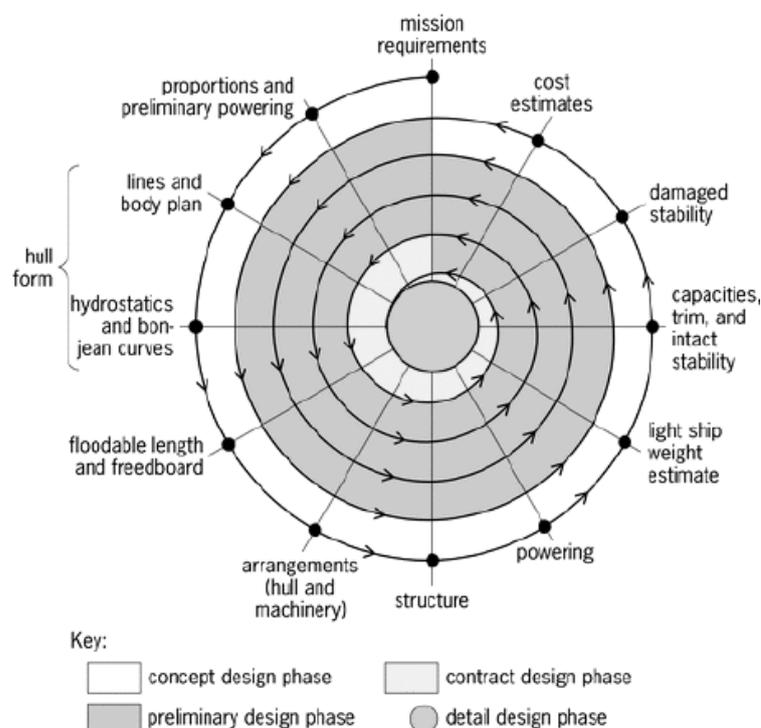
O termo “Projeto” pode ser definido como a atividade associada a produção de desenhos bi, ou tri dimensionais, especificações técnicas e outros dados necessários para construir um objeto, neste caso uma estrutura flutuante.

O processo de criação de qualquer sistema flutuante, sejam eles propulsados ou não, é um iterativo, principalmente nas fases incipientes, onde os requisitos de armador são frequentemente ajustados às possibilidades técnicas de tais exigências.

Conseqüentemente, ao longo do cronograma de projeto, as mudanças realizadas em etapas anteriores geralmente convergem para um denominador comum em estágios mais avançados.

Uma ferramenta bastante utilizada no desenvolvimento de projetos de embarcações é a Espiral de Evans. Em seu artigo intitulado *Basic Design Concepts*, Evans (1959) afirmou que a espiral de projetos, mostrada na Figura 34, é um mecanismo didático que auxilia na organização das diferentes etapas de um projeto, de modo a permitir que os problemas relacionados à concepção de navios possam ser resolvidos de maneira mais eficiente, além de aumentar a eficiência da equipe, e reduzir erros a quantidade de acumulados.

Figura 34 – Espiral clássica de auxílio ao projeto de sistemas flutuantes.



A espiral pode ser entendida, também, como uma sistematização das etapas de um projeto que define o sequenciamento de atividades que o projetista deve obedecer, a fim de determinar as características principais do seu projeto e demais propriedades da embarcação.

Evans afirma também que a espiral de projetos não deve ser única para navios de diferentes finalidades e, mesmo sob elevado grau de compromisso com o projeto, nenhuma solução única e ótima pode ser facilmente implementada. Neste caso, só o tempo e a experiência de serviço podem demonstrar o papel que a sabedoria possui nas fases iniciais do projeto.

Paralelamente, o projetista, ao se utilizar da espiral para organizar os estágios de um projeto, deve mover-se ao longo de uma série de etapas, cada uma delas com uma síntese particular ou tarefas de análises. Porém, após a conclusão de todas as etapas de uma primeira volta na espiral, o projeto ainda não possui credibilidade nem viabilidade. Portanto, mais de um ciclo de análises deve-se iniciar dentro das mesmas sequências seguidas anteriormente (Lamb, 2003).

Após um número suficiente de ciclos de desenho é possível corrigir todas as diferenças encontradas nas etapas incipientes, de tal forma que elas se tornam insignificantes. Neste caso, todas as variáveis envolvidas nas diferentes subdivisões da embarcação, mutuamente dependentes, estão em harmonia e, dessa forma, é possível refinar os desenhos com um Projeto Detalhado, indicando todos os nuances da estrutura do navio, suas especificações técnicas de construção e dos equipamentos de bordo. Toda a informação gerada nesta fase é diretamente repassada à equipe de construção do estaleiro, bem como aos fornecedores que deverão se responsabilizar por quaisquer adequações à sua capacidade de produção para a implementação do projeto (EVANS 1959; PAPANIKOLAOU, 2014 apud MORAES, 2017).

4.1.2. O projeto conceitual de uma defesa flutuante

O projeto de um sistema flutuante, seja ele propulsado ou não, é capaz de alcançar os limites da tecnologia e da ciência, podendo se comparar com uma concepção advinda das disciplinas das artes. (PAPANIKOLAOU, 2014).

Além disso, por se basear em etapas extremamente complexas, a maneira como se desenvolve um projeto evoluiu de tal forma que a literatura o divide em 4 tipos diferentes fases de detalhamento, até a sua construção:

- Projeto conceitual;
- Projeto preliminar;
- Projeto contratual, e
- Projeto detalhado.

Baseado na espiral de Evans descrita anteriormente, o projeto de uma embarcação ou, neste caso de uma defesa flutuante, por se tratar de uma competência da engenharia naval deve obedecer aos requisitos normativos das Normas da Marinha Mercante – NORMAMs.

Nesse sentido, os estágios iniciais de um projeto de engenharia naval são caracterizados pelo Projeto Conceitual. Nesta fase são definidos os propósitos ou missões da embarcação e,

elencando um ou mais projetos semelhantes que podem atender às finalidades que se deseja (LETCHER JR., 2009).

Letcher Jr. (2009) também afirmam que durante Projeto Conceitual são definidas as principais características técnicas e econômicas de navios, em particular aquelas que afetam principalmente o custo de construção (ou indiretamente, no custo de aquisição), bem como o custo de operação.

Exemplos de tais características são as dimensões básicas, como Comprimento Total (LOA), Comprimento entre Perpendiculares (Lpp), Boca (B), Pontal (D), ou mesmo parâmetros de avaliação da forma do casco, como os coeficientes de Bloco (Cb), Seção Mestra (Cm), Prismático (Cp), entre outros.

Em consequência disso, o projeto conceitual engloba cálculos preliminares de peso leve, geralmente obtidos a partir de séries históricas, fórmulas ou a partir da experiência do projetista. (LAMB, 1980). Além disso, são determinados o dimensionamento da estrutura parametrizadas por regras de sociedades classificadoras; análise estrutural a partir de métodos numéricos como Elementos Finitos; características hidrostáticas da área molhada do casco; plano de linhas, e cálculos de estabilidade preliminar.

Apesar desta etapa de detalhamento de projeto de embarcações se caracterizar como uma primeira volta na espiral de projetos, muitos requisitos podem ser alterados para atender às restrições de custo, material ou engenharia, impostas pela situação econômica atual, na capacidade de tecnologia de construção dos estaleiros. Em contrapartida, caso os projetos conceituais satisfaçam à requisitos semelhantes às etapas anteriores, o projeto será prosseguido com revisões cada vez mais detalhadas a fim de cumprir às missões declaradas inicialmente, de forma mais econômica, mais segura e mais eficiente possível (LAMB, 1980).

Com isso, o projeto preliminar é caracterizado por uma iteração bem sucedida na espiral de evans, de forma que o projeto possa prosseguir com características com confiabilidade de engenharia.

4.1.3. Premissas de projeto

Com base nos contextos apresentados, e entendendo a necessidade de criar sistemas flutuantes que contribuam para a segurança das obras de arte que são afetadas pela navegação fluvial, surge a necessidade da criação de uma defesa flutuante para proteção de ponte, feita

de material comercialmente utilizado na construção naval, com construção tecnicamente viável e capaz de suportar a energia de deformação devido o impacto de um comboio fluvial que navega sob a ponte do rio Guamá, próximo à cidade de Belém/PA.

Dessa forma, elenca-se os seguintes requisitos iniciais, caracterizados pelas finalidades a que se destina tal projeto:

- Missões ou propósitos:
 - Defesa flutuante capaz de proteger pilares de pontes contra colisões de comboios-tipos que navegam sob ponte do rio Guamá, próximo à Belém/PA;
 - Arranjo estrutural com a maior capacidade de absorver impactos de comboios fluviais;
 - Projeto com custo de construção compatível com a realidade do mercado;
 - Estrutura que possa ser construída com as tecnologias de estaleiros da região norte do Brasil e com materiais de fácil acesso pela construção naval;
 - Dissipação de energia de impacto através da deflexão da estrutura;

As defensas de proteção possuem a suas geometrias diretamente dependentes das dimensões dos pilares no nível d'água médio considerado. Além disso, antes de alcançar todas as etapas de cálculos referentes ao arranjo estrutural das defensas, será necessário determinar o comboio tipo que trafega no rio Guamá para, somente depois, estimar diversos tipos de geometrias passíveis de serem selecionadas como aquelas que melhor se adequam à finalidade de proteção contra colisão de comboios fluviais.

4.2. Adoção do comboio tipo para a Hidrovia Guamá-Capim

A hidrovia Guamá-Capim é um importante corredor de transporte de minérios provenientes, na sua maioria, das jazidas de caulim e de bauxita, além de servir à movimentação da produção agropecuária, tal como o caroço de dendê, ou de outros produtos de origem vegetal, provenientes da região de Paragominas. O comboio tipo da hidrovia é constituído por quatro chatas, (PADOVEZI, 2003), cuja formação é denominada “1:2:2” (1 empurrador, 2 balsas na direção transversal e 2 na direção longitudinal).

Os comboios que navegam na hidrovia Guamá-Capim, a fim de alcançar os destinos de suas cargas, sejam elas no Porto Organizado de Vila do Conde, em Barcarena/PA; ou em outros

locais, devem navegar sob a ponte do rio Guamá. Esta ponte é a primeira da rodovia PA-483 (uma parte do complexo rodoviário da Alça Viária), denominada Ponte Almir Gabriel e, de acordo com SETRAN (2019) possui 1.950 metros de extensão, sendo 320 de vão livre entre os dois mastros do vão central, conforme pode ser visto na Figura 35.

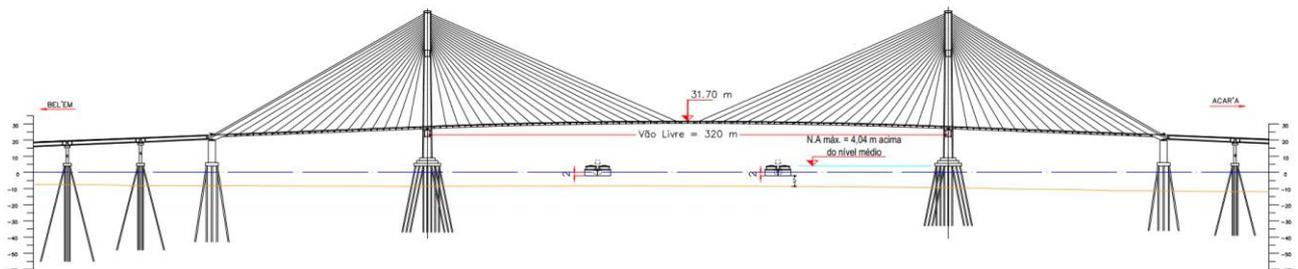
Figura 35 – Representação da ponte sobre o Rio Guamá na PA-483.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As características geométricas da ponte sobre o rio Guamá para passagem do comboio tipo é mostrada na Figura 36:

Figura 36 – Geometria da ponte sobre o rio Guamá.



Fonte: Acervo do autor.

De acordo com Gregório e Mendes (2009) o rio Guamá possui um canal sinuoso e bem definido, com 12 m de profundidade média e orientação NE-SW. Entretanto, o comboio tipo, para o estudo de colisão sobre a ponte do Rio Guamá, deverá navegar com um calado de até 2,5 metros, em virtude de restrições à navegação em diferentes trechos do comprimento navegável da hidrovía.

Nesse sentido, de acordo com o Ministério da Infraestrutura (2015) as características físicas da hidrovia Guamá-Capim, bem como as características geométricas das balsas, são dados conforme os itens a seguir e a Tabela 2:

- Extensão navegável: 756 km
- Largura média: 1.100m (Guamá) e 300m (Capim)
- Declividade média: 1,5 cm/km
- Profundidade mínima: 2,5 m
- Profundidade média próximo à ponte sobre o Rio Guamá: 15 m

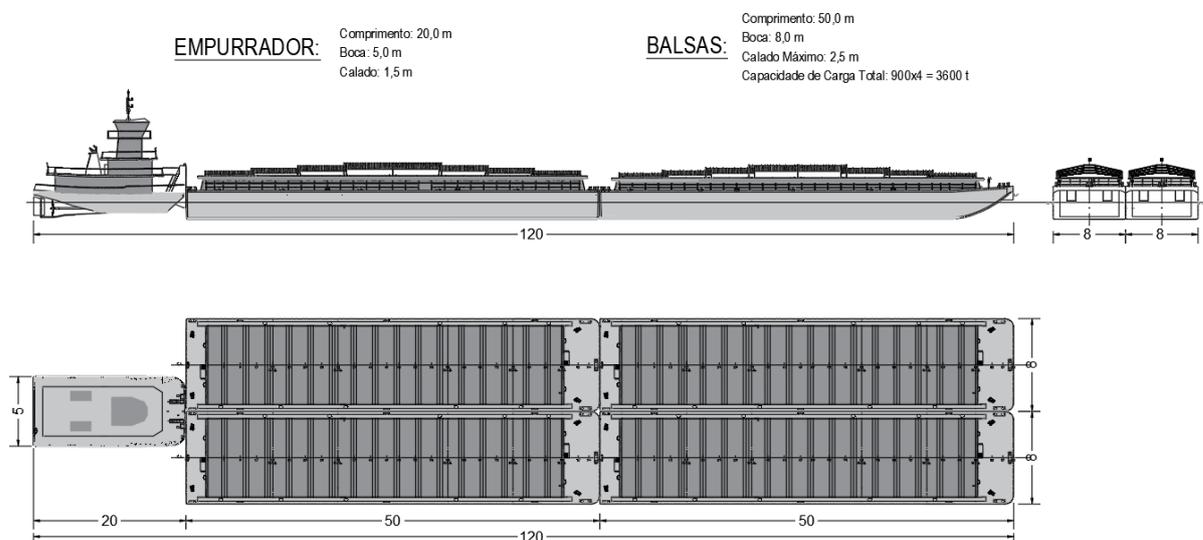
Tabela 2 – Características do comboio tipo para a hidrovia Guamá-Capim

Descrição	Comprimento Total (m)	Boca (m)	Calado Máximo (m)	Deslocamento Carregado (t)
Empurrador	20,0	5,0	1,5	-
Balsa	50,0	8,0	2,5	900
Comboio	120,0	16,0	2,5	3600

Fonte: Ministério da Infraestrutura, 2015.

Um exemplo para a formação deste tipo de comboio é mostrado na Figura 37:

Figura 37 – Exemplo de comboio fluvial que navega no rio Guamá.



Fonte: Adaptado de Araújo *et al.* (2018).

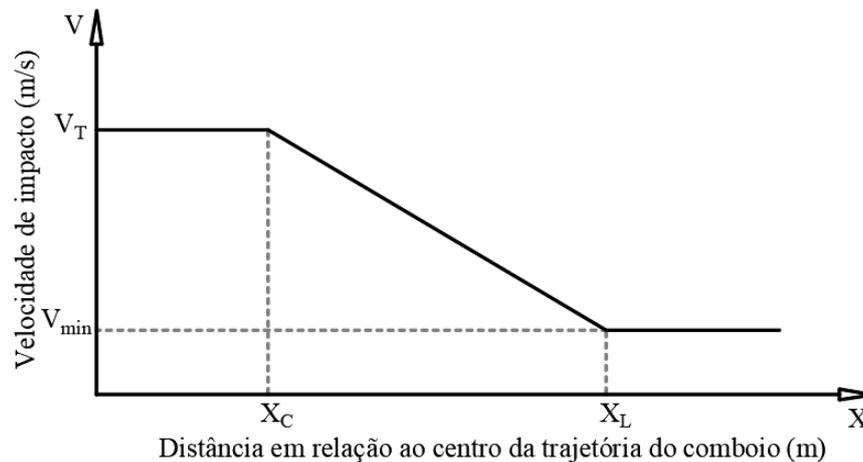
4.3. Velocidade de Impacto

A velocidade de impacto é o principal responsável pela intensidade da força de impacto, uma vez que colisões com maiores velocidades implicam em danos mais severos nas estruturas das embarcações e das obras de arte. Para esta pesquisa, haverá dois tipos de abordagens de adoção de velocidade de impacto:

- a) Através da metodologia disponibilizada pela AASHTO (2009); e
- b) Através de simples adoção de velocidade de impacto pela norma Eurocode 1991-1-7 (2006).

Nesse sentido, primeiramente, a norma da AASHTO (2009), a fim de permitir o dimensionamento da força e energia de impacto sobre obras de arte, fornece uma metodologia de determinação da velocidade de impacto para a colisão, a partir da construção de uma distribuição triangular, sendo a velocidade navegação da embarcação o eixo das ordenadas (Figura 38). Esta distribuição depende da geometria da ponte, da largura do canal navegável e do comprimento total (L_{OA}) da embarcação considerada, neste caso um comboio-tipo para o Rio Guamá.

Figura 38 – Distribuição triangular para determinação da velocidade de impacto.



Fonte: AASHTO (2009)

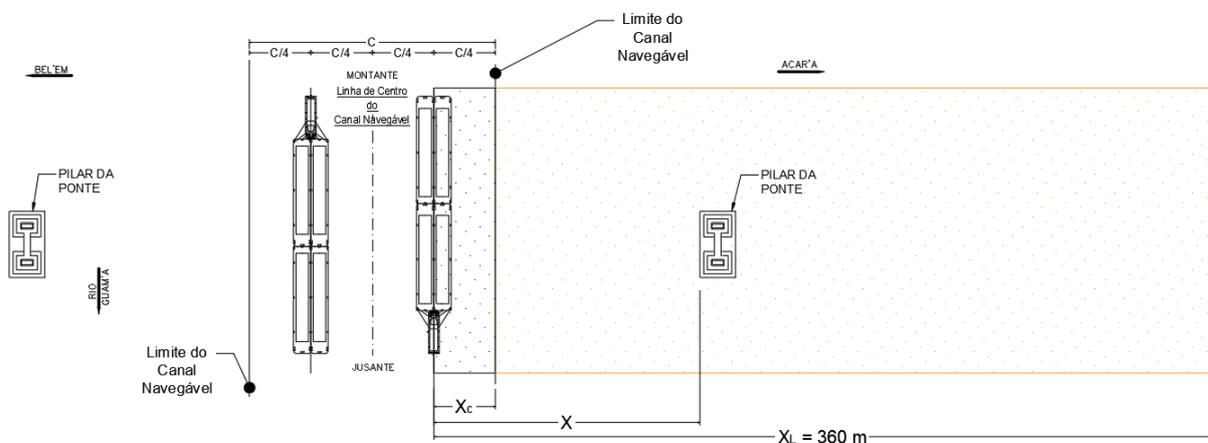
Onde:

- V = velocidade de impacto de projeto considerada, em (m/s);
- V_T = velocidade da embarcação adicionada à velocidade da correnteza no canal de navegação, em m/s;
- V_{min} = velocidade mínima da embarcação, em m/s;

- X = distância da linha de centro do trajeto da embarcação até o pilar da ponte, em m;
- X_C = distância da linha de centro do trajeto da embarcação até o limite do canal, em m;
- X_L = distância igual a $3 \cdot L_{OA}$ a partir da linha de centro do trajeto da embarcação, em m.

Um arranjo considerando as variáveis citadas na Figura 38 é indicado pela Figura 39:

Figura 39 – Caracterização do canal de navegação para a distribuição triangular da velocidade de impacto.



Fonte: Autor.

O gráfico da Figura 38 sugere que quando um pilar de ponte está próximo do limite do canal de navegação, a velocidade a ser considerada para o cálculo da energia e força de impacto tende a ser aquela com a qual a embarcação navega no canal. Em contrapartida, quando os limites físicos de um canal de navegação são grandes o bastante, permitindo que os pilares de pontes estejam mais distantes da linha de centro do trajeto da embarcação, a velocidade de impacto de projeto a ser considerada é a velocidade relativa subtrativa entre a embarcação e a correnteza, ou seja, $V_{min} = V_{embarcação} - V_{correnteza}$.

A justificativa para a velocidade reduzida de impacto considerada, quando um pilar de ponte está distante do canal de navegação, encontra-se no fato das embarcações “aberrantes” que colidem com esta obra de arte geralmente estarem à deriva, quando longe do canal de navegação.

De acordo com Gregório e Mendes (2009), as marés de sizígia da Baía do Guajará, implicam numa velocidade média das correntes superficiais de aproximadamente $1,2 \text{ m/s}$, registradas no porto de Belém, com máximas de $-2,6 \text{ m/s}$ em frente à ilha de Mosqueiro.

Nesse sentido, a velocidade da correnteza na vazante e na enchente nas proximidades da ponte sobre o rio Guamá, tanto para os períodos de estiagem quanto para de cheia pode ser considerada como $1,2 \text{ m/s}$ (2,33 nós), por representar uma velocidade mais aplicável nas vias interiores.

Além disso, a Administração Hidroviária da Amazônia Oriental – AHIMOR também afirma que a velocidade do comboio varia ente 1 e 5 nós (ou mesmo 3 m/s). Sendo assim, o pior cenário poderá ser aquele em que as velocidades da correnteza e do comboio são aditivas, ou seja:

$$V_T = (3 + 1,2) \text{ m/s} = 4,2 \text{ m/s},$$

Ao passo que $V_{\text{mín}}$ da Figura 38 será:

$$V_{\text{mín}} = (3 - 1,2) \text{ m/s} = 1,8 \text{ m/s}.$$

Diferentemente da norma Americana, a norma Europeia afirma que, quando não há a disponibilidade de velocidades de navegação nas hidrovias em estudo, será necessário considerar uma velocidade de impacto igual a 3 m/s somado à velocidade de correnteza do rio. A velocidade da correnteza será aquela indicada através de Gregório e Mendes (2009), ou seja, $1,2 \text{ m/s}$. Nesse sentido, para efeitos de cálculos de força e energia de impacto através da norma Europeia, a velocidade de impacto considerada será $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$.

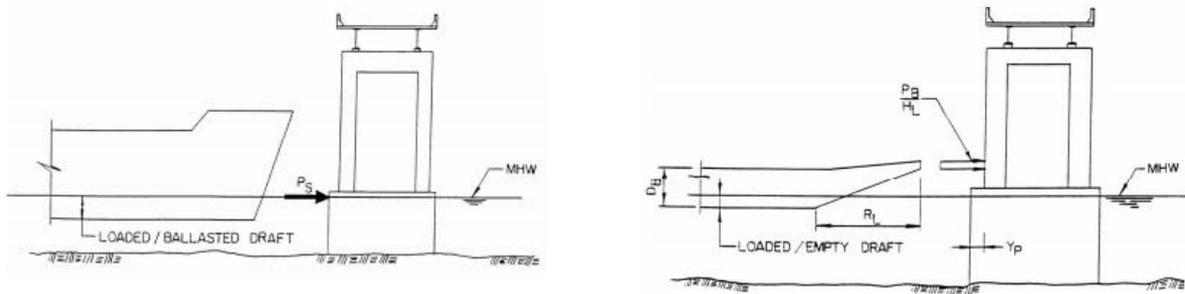
4.4. Considerações para Força de Impacto segundo as normas Americana e Europeia

De acordo com Tsinker (1995), a força de impacto da embarcação sobre uma ponte é geralmente modelada como uma carga quase estática, ao invés de cargas dinâmicas. Dessa forma, essas forças são chamadas de “Forças Dinâmicas Equivalentes”, uma vez que elas aproximam um comportamento dinâmico (transiente), em uma formulação estática, simplificada.

De um modo geral, a maneira como uma força de impacto teórica é aplicada sobre um pilar de ponte, segue os seguintes princípios (AASHTO, 2007):

- Para navios, a força de impacto é considerada concentrada na subestrutura da ponte, no nível médio da água (Figura 40a);
- Para impacto de barcaças, a força de colisão é modelada como uma carga distribuída ao longo da boca, e dissipada ao longo do comprimento de proa (Figura 40b).

Figura 40 – modelagem da aplicação da força de impacto sobre obras de arte.



a) Colisão proveniente de navios;

b) Colisão proveniente de barcaças fluviais.

Fonte: AASHTO (2007).

A Eurocode 1991-1-7 (2006) também estabelece um caminho para simular cargas de impacto sobre infraestruturas de ponte. A norma europeia caracteriza as ações acidentais de colisões de embarcações sobre pontes a partir dos seguintes critérios:

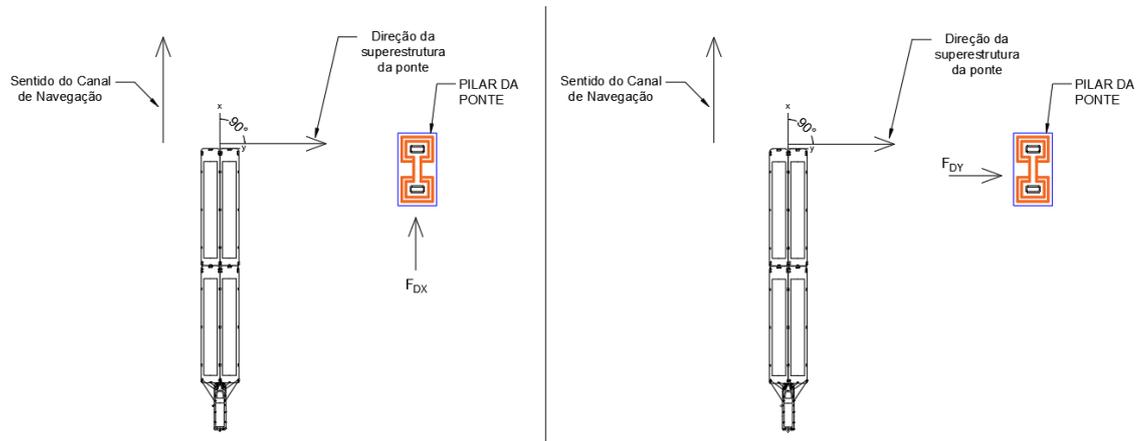
- O tipo da rota;
- As profundidades da lâmina d'água da rota;
- O tipo dos navios e seus calados, além do seu comportamento durante o impacto;
- O tipo das estruturas das embarcações e as características de suas energias de dissipação.

As condições de navegabilidade podem influenciar sobremaneira na direção de incidência do impacto das embarcações sobre as obras de arte. Neste caso, é possível caracterizar as forças de impacto de acordo com a direção da colisão, ou seja:

- Força frontal F_{dx} : sua linha de ação acontece na direção perpendicular à direção da superestrutura da ponte (direção longitudinal);
- Componente F_{dy} da força lateral: sua linha de ação atua perpendicularmente à força de impacto frontal (F_{dx}) e à componente de força de atrito, F_R .
- Forças hidrodinâmicas: devido à massa adicional proveniente do arrasto de água da movimentação da embarcação em direção à estrutura impactada.

As forças de impacto F_{dx} e F_{dy} podem ser exemplificadas na Figura 41:

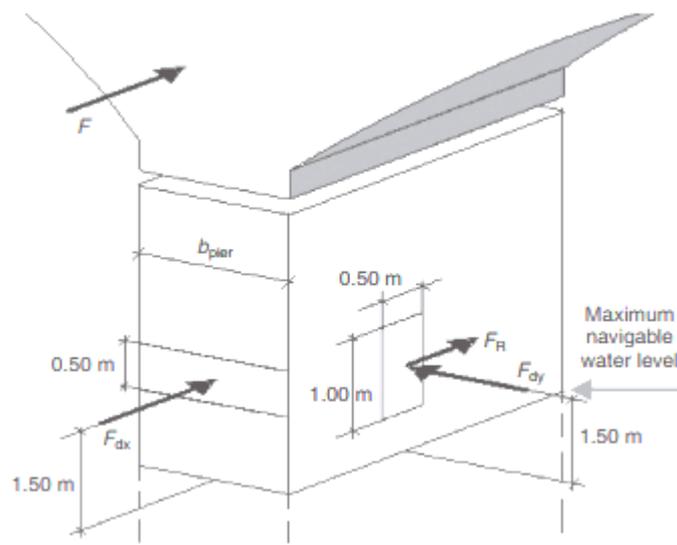
Figura 41 – Componentes de atuação das forças de impacto F_{DX} e F_{DY} .



Fonte: Autor.

Para forças de impacto provenientes de embarcações de navegação interior, a norma europeia afirma que a cota da altura em que a força de impacto frontal de projeto é aplicada deve ser igual a 1,50 m acima do nível d'água, ao passo que, a área de aplicação é $b \times h$, sendo a largura igual a $b = b_{pier}$ e altura $h = 0,5 \text{ m}$. Para efeitos deste trabalho, b possui largura do espelho de proa do comboio que colide com a obra de arte $b = b_{esp. proa}$. No caso de colisões laterais, a norma recomenda a mesma cota acima do nível d'água, porém com $b = 0,50 \text{ m}$ e $h = 1,0 \text{ m}$ para a área de impacto $b \times h$, conforme a Figura 42:

Figura 42 – Modelagem da força de projeto em colisões de embarcações em navegação interior.

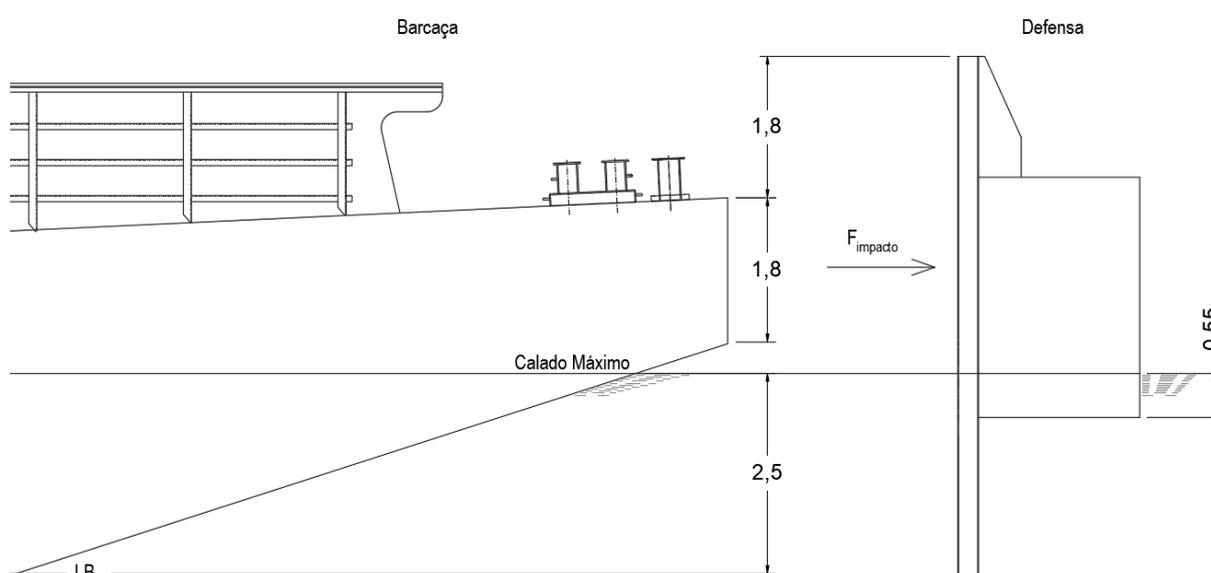


Fonte: Designer's Guide to Eurocode 1 (2010)

A configuração de impacto indicada pela norma é uma recomendação que pode ser utilizada em fases iniciais de projeto. Entretanto, quando se tem conhecimento das características da barcaça aberrante, o projetista pode utilizar a geometria real da embarcação para o impacto. Dessa forma, dependendo do calado da embarcação (se leve ou carregado), a altura de impacto irá variar.

Em virtude disso, a balsa que será utilizada para o impacto será do tipo rake, e a cota de impacto, no calado carregado, é indicada pela Figura 43:

Figura 43 – Configuração de impacto sobre a defesa do comboio carregado.



Considerações sobre a escolha do formato da defesa são dados nos tópicos seguintes. Além disso, também ficará claro as posições definidas para impacto, de forma a permitir a realização das simulações estruturais.

4.5. Estimativas de Força e Energia de impacto de acordo com a Eurocode 1991-1-7 (2006)

A norma Eurocode 1991-1-7 (2006) permite o dimensionamento de colisões provenientes de navios de rotas marítimas ou de embarcações de hidrovias interiores, tais como comboios fluviais. O foco desta pesquisa está voltado para colisões provenientes de comboios fluviais. Exatamente por isso, as descrições relacionadas a colisões de efetuadas por embarcações de mar aberto terão fins elucidativos e não farão parte dos resultados desta pesquisa, uma vez que abordagem metodológica para navios mercantes necessita de uma análise probabilística de impacto e informações claras a respeito da quantidade de embarcações, porte bruto, e quantidade de viagens mensais em determinadas rotas de navegação, além do

formato geométrico real da proa para a configuração do impacto. Estas considerações podem ser de disponibilidade reduzida, mesmo para a região norte do Brasil.

4.5.1. Impacto devido embarcações de navegação interior

A mecânica do impacto de navios sobre estruturas possui relevante complexidade. As normas que indicam fórmulas para força de impacto não somente simplificam os cálculos, como também fornecem uma estimativa conservadora para determinação da resistência dos pilares de pontes, que possivelmente possam sofrer colisão de uma embarcação.

De um modo geral, a NORMAM-02/DPC afirma que a navegação interior é aquela a realizada em hidrovias, considerados como rios, lagos, canais, lagoas, baías, angras, enseadas e áreas marítimas consideradas abrigadas. Estes locais de navegação são chamados de “ÁREA 2”. Nesse sentido, a Eurocode 1991-1-7 (2006) informa os tipos de embarcações cujos comprimentos e forças de impacto de colisão servem de referência para estudos de colisões em estruturas civis, como pilares de pontes, conforme a Tabela 3:

Tabela 3 – Valores de referência para estimativa das forças estáticas equivalentes devido ao impacto de embarcações em navegação interior.

Classificação CEMT ²	Embarcações-tipo de referência	Comprimento L (m)	Massa m (t)	Força F _{dx} (kN)	Força F _{dy} (kN)
I	–	30 – 50	200 – 400	2.000	1.000
II	–	50 – 60	400 – 650	3.000	1.500
III	“Gustav König”	60 – 80	650 – 1000	4.000	2.000
IV	Class “Europe”	80 – 90	1.000 – 1.500	5.000	2.500
Va	Big Ship	90 – 110	1.500 – 3.000	8.000	3.500
Vb	Rebocador + 2 barcaças	110 – 180	3.000 – 6.000	10.000	4.000
VIa	Rebocador + 2 barcaças	110 – 180	3.000 – 6.000	10.000	4.000
VIb	Rebocador + 4 barcaças	110 – 190	6.000 – 12.000	14.000	5.000
VIc	Rebocador + 6 barcaças	190 – 280	10.000 – 18.000	17.000	8.000
VII	Rebocador + 9 barcaças	300	14.000 – 27.000	20.000	10.000

Fonte: Adaptado de Eurocode 1991-1-7 (2006).

De acordo com a Eurocode 1991-1-7 (2006), estão inclusos, nas forças indicadas pela Tabela 3, efeitos dinâmicos sobre objeto em colisão e não sobre a estrutura impactada. Quando não se dispõe de uma análise estrutural do impacto sobre a estrutura da ponte, é necessário aplicar um fator de amplificação para as forças dinâmicas de referência da referida tabela como sendo 1,3 para colisões frontais e 1,7 para colisões laterais.

A situação mais crítica de impacto é chamada de “impacto forte”, e deverá acontecer em uma estrutura assumida rígida o bastante para suportar toda a energia do impacto, permitindo que ocorra deformações apenas na embarcação causadora do impacto.

Nesse sentido, primeiramente a energia de impacto poderá ser calculada a partir da fórmula clássica da mecânica, ou seja:

$$E_a = 0,5 \cdot m \cdot v_n^2 \quad (4.1)$$

² As embarcações listadas na Tabela 3 fazem parte do CEMT: *European Conference of Ministers of Transport*, classificação proposta em 19 de junho de 1992, e aprovado pelo conselho da União Europeia em 29 de outubro de 1993. Elas listam os comboios mais comuns que navegam sob pontes na Europa.

A expressão (4.1) sugere que a Eurocode 1991-1-7 não superestima as energias de impacto, uma vez que não há a inclusão de coeficientes que dependem, por exemplo, do tipo da embarcação, ou da profundidade entre o fundo da embarcação e o leito do rio.

A energia de deformação da estrutura da embarcação aberrante é função do ângulo de incidência do impacto. Dessa forma, caso o impacto seja frontal, a energia de deformação é dada através da própria energia cinética (4.1). Em contrapartida, nos casos de colisões laterais e, conseqüentemente, o impacto resultar num possível deslizamento entre o casco da embarcação e a obra de arte, a energia de deformação deverá ser:

$$E_{def} = E_a(1 - \cos \alpha) \quad (4.2)$$

De acordo com Eurocode 1991-1-7 (2006), a expressão para a força dinâmica equivalente de colisão é calculada em função da energia de deformação (4.2) da seguinte maneira:

- Caso $E_{def} \leq 0,21 \text{ MN} \cdot \text{m}$, caracterizado por uma deformação elástica da estrutura do comboio, a força dinâmica de impacto deve ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$F_{dyn,el} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}} \text{ [MN]} \quad (4.3)$$

- Por outro lado, caso $E_{def} > 0,21 \text{ MN} \cdot \text{m}$, provavelmente causando uma deformação plástica da estrutura do comboio, a força dinâmica de impacto deve ser calculada por:

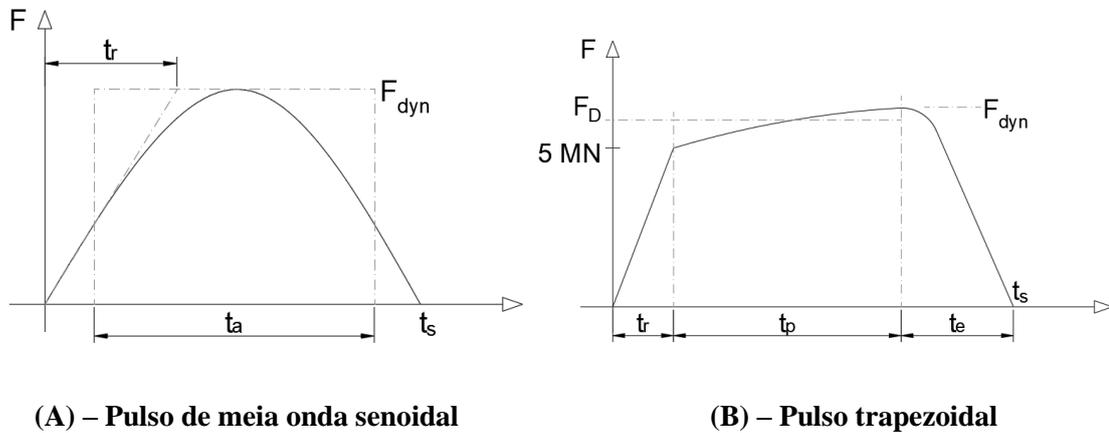
$$F_{dyn,pl} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{def}} \text{ [MN]} \quad (4.4)$$

A conforme informado anteriormente, a norma europeia ainda sugere que é necessário considerar uma velocidade de impacto de projeto igual a 3 m/s, somada à velocidade média da correnteza do local do estudo, como uma estimativa para o dimensionamento da força de impacto sobre os objetos colididos.

Além disso, caso seja necessária a modelagem de uma força de impacto para fins de análise dinâmica da estrutura impactada, as forças de impacto devem ser aproximadas como um pulso de meia onda senoidal para $F_{dyn} < 5 \text{ MN}$ (impacto “elástico”) ou um pulso trapezoidal para $F_{dyn} > 5 \text{ MN}$ (impacto “plástico”), bem como as durações do impacto, conforme as Figura 44(A) e Figura 44(B) abaixo. Para o caso de modelagem da força dinâmica como uma

distribuição aproximada de um trapézio, a força de impacto final que deve ser considerada é a força média F_D , Equação (4.6).

Figura 44 – Configurações para a força dinâmica em condições de impacto.



O tempo equivalente de duração de um impacto, para a aproximação de meia onda senoidal é calculada através de:

$$t_a = 2 \cdot \sqrt{m^*/c} = 2 \cdot t_r \quad (4.5)$$

Por outro lado, as expressões vinculadas à aproximação trapezoidal para força de impacto são determinadas da seguinte forma:

$$F_D = (F_0 + F_{dyn})/2 \quad (4.6)$$

$$t_r \cong x_e/v_n \quad (4.7)$$

$$t_p = m^* \cdot v_n/F_D \quad (4.8)$$

$$t_e = \pi/2 \cdot \sqrt{m^*/c} \quad (4.9)$$

De onde:

t_r tempo elástico decorrido;

t_p tempo de impacto plástico;

t_e tempo de resposta elástica;

t_a tempo equivalente de impacto;

t_s tempo total de impacto [s] para impacto plástico $t_s = t_r + t_p + t_e$

c coeficiente de rigidez do navio (=60 MN/m);

F_0 força limite elástica-plástica = 5 MN;

F_D força média que deve ser considerada como força de impacto final;

x_e deformação elástica ($\cong 0,1 m$)

v_n a) velocidade de navegação v_r para impacto frontal;

b) velocidade do navio abalroante, normal ao ponto de impacto, $v_n = v_r \text{ sen } \alpha$ para o impacto lateral.

Para v_r , a velocidade de impacto poderá ser considerada como sendo 3 m/s, somada à velocidade da correnteza no local, valor este já apresentado no tópico 4.3-Velocidade de Impacto.

As equações (4.5), (4.8) e (4.9), para o impacto frontal de um navio ou comboio fluvial, consideram em suas expressões, a própria massa total m^* da embarcação, ao passo que, em colisões laterais considera-se $m^* = (m_1 + m_{\text{hydr}})/3$, onde m_1 é a massa total da embarcação e m_{hydr} é a massa adicional hidrodinâmica devido a movimentação da embarcação.

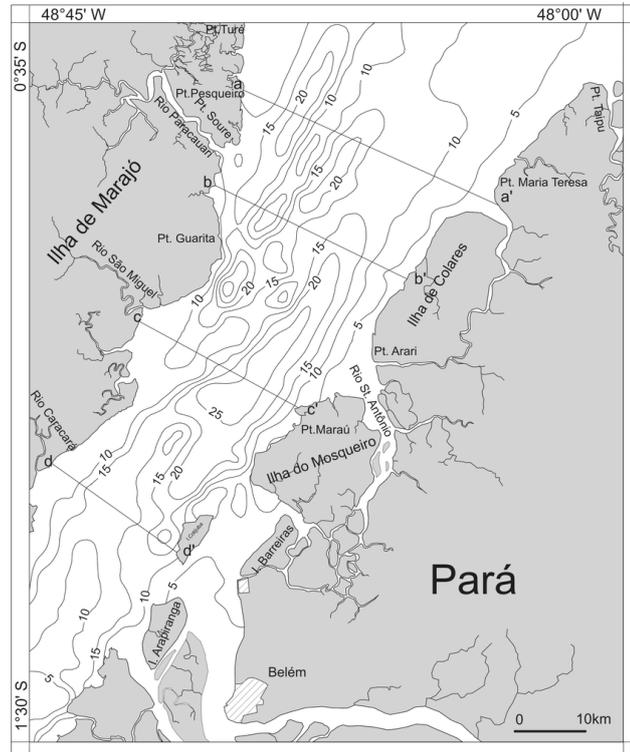
A Eurocode 1991-1-7, por exemplo, afirma que é possível estimar a massa adicional da embarcação que colide frontalmente como 10% da massa total do comboio, ao passo que para colisões oblíquas a massa adicional deverá ser de 40% da massa total do comboio.

4.5.2. Impacto devido embarcações de rotas marítimas

As descrições que se seguem para colisões de embarcações de rotas desabrigadas terão apenas fins elucidativos.

Segundo a NORMAM-01/DPC, a navegação marítima é caracterizada como aquela realizada em águas consideradas desabrigadas, também chamadas de “ÁREA 1”. Um exemplo destes locais de navegação é a baía do Marajó, uma região caracterizada por comportamentos de mar, com amplitudes de ondas consideráveis, e localiza-se no norte do Brasil, conforme mostra a Figura 45:

Figura 45 – Baía do Marajó, no Pará, caracterizada como navegação de Área 1 segundo a NORMAM-01/DPC.



Fonte: Carlos, Iran & Correa, Iran. (2005).

Considerando as embarcações que navegam em “Área 1”, em casos de ausência de uma análise dinâmica de impacto, a Tabela 4 abaixo fornece as características dos navios tipo e magnitudes de referência para dimensionamento da força de impacto sobre obras de arte:

Tabela 4 – Valores de referência para as forças dinâmicas devido a colisão de embarcações de rotas marítimas.

Classe do Navio	Comprimento L (m)	Massa m (t)	Força F_{dx} (kN)	Força F_{dy} (kN)
Pequeno	50	3.000	30.000	15.000
Médio	100	10.000	80.000	40.000
Largo	200	40.000	240.000	120.000
Muito largo	300	100.000	460.000	230.000

Fonte: Adaptado de Eurocode 1991-1-7 (2006).

De forma semelhante ao estudo de colisões de comboios fluviais, quando não há uma análise dinâmica da colisão sobre a estrutura impactada, a norma afirma que é necessário aplicar um fator de amplificação às forças indicadas na Tabela 4, igual a 1,3 para colisões frontais, e 1,7 para colisões laterais.

No entanto, é possível estimar a força dinâmica da colisão de navios mercantes em áreas desabrigadas ou mar aberto, através das seguintes expressões, para colisões de proa:

$$F_{bow} = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L} \cdot [\bar{E}_{imp} + (0,5 - \bar{L}) \cdot \bar{L}^{1,6}]^{0,5}, & \text{para } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2,6} \\ 2,24 \cdot F_0 [\bar{E}_{imp} \cdot \bar{L}]^{0,5}, & \text{para } \bar{E}_{imp} < \bar{L}^{2,6} \end{cases} \quad (4.10)$$

Onde:

$$\bar{L} = L/275 \quad [m]$$

$$\bar{E}_{imp} = E_{imp}/1425 \quad [MN \cdot m]$$

$$E_{imp} = \frac{1}{2} m_x v_r^2 \quad [m]$$

F_{bow} máxima força de colisão da proa em MN;

F_0 força de colisão de referência = 210 MN;

E_{imp} energia a ser absorvida por deformações plásticas;

L comprimento do navio em m;

m_x a massa adicional hidrodinâmica decorrente da movimentação do navio, em 10^6 kg;

v_r a velocidade de impacto do navio, $v_r = 5$ m/s

A massa adicional, neste caso, poderá ser estimada da mesma forma dos impactos provenientes de comboios fluviais, ou seja, 10% do deslocamento do navio para impacto frontal, e 40% do deslocamento do navio para colisões laterais.

Após uma colisão de navio contra obras de arte, ocorrem dissipações de energia devido à força de impacto. Neste caso, o recuo máximo da proa da embarcação $S_{m\acute{a}x}$ após o impacto é determinado por:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{\pi \cdot E_{imp}}{2 \cdot F_{bow}} \quad (4.11)$$

O tempo de duração do impacto associado, T_0 é dada pela expressão:

$$T_0 \cong 1,67 S_{m\acute{a}x}/v_r \quad (4.12)$$

Sendo que, neste caso, quando a velocidade de navegação v_r não for especificada, a norma recomenda que um valor de 5 m/s, somado à velocidade da corrente de maré, caracterizando uma velocidade relativa aditiva.

De acordo com a norma Eurocode 1991-1-7 (2006), a força de atrito durante o impacto deve ser calculada por $F_R = \mu \cdot F_{dy}$, sendo F_{dy} a Equação (4.3) ou (4.4) (dependendo do valor da energia de impacto), com coeficiente $\mu = 0,4$, e área de impacto com as seguintes características: $h = 0,05L$ e $b = 0,1L$, sendo $L =$ comprimento do navio.

4.5.3. Verificação de força e energia de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006)

Os primeiros parâmetros vinculados à estimativa da energia e força de impacto serão as velocidades de correnteza do rio Guamá e do comboio, durante o impacto. Nestes casos, as velocidades serão caracterizadas da seguinte forma:

- Velocidade da correnteza: 1,2 m/s (GREGÓRIO; MENDES, 2009);
- Velocidade de navegação do comboio: 3 m/s (Eurocode 1991-1-7 (2006)).

É importante deixar claro que estas velocidades não foram determinadas através de levantamentos de dados em campo, e sim através de pesquisas realizadas na bibliografia.

Além disso, apesar da descrição das características básicas geométricas do empurrador, indicado por Ministério da Infraestrutura (2015), indicado na Tabela 2, o empurrador utilizado nesta pesquisa será aquele indicado pela Tabela 5, o qual é comumente utilizado no rio Guamá:

Tabela 5 – Características principais do empurrador utilizado.

Características Principais	
Comprimento Total	18,80 m
Boca	6,30 m
Pontal	2,50 m
Deslocamento Leve	76,369 t
TPB	37,512 t
Deslocamento Carregado	113,881 t
Potência Instalada	300 hp x 2

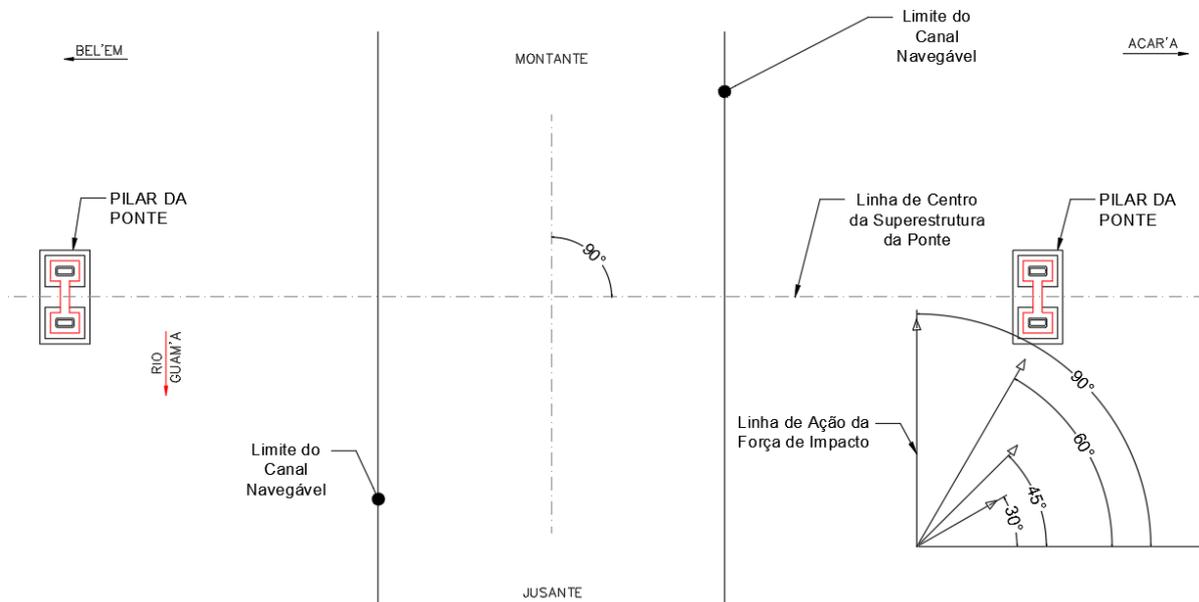
Sendo assim, o deslocamento total do comboio-tipo durante o impacto será $\Delta_{comboio} = 3600 + 113,881 t = 3713,881 t$.

A partir dos dados acima, e considerando que a velocidade de impacto considerada será a adição entre a velocidade do comboio e da correnteza (representando o impacto de maior intensidade) foi possível determinar a energia de impacto, através da formulação indicada pela Equação (4.2), considerando 4 casos:

- Impacto lateral com $\alpha = 30^\circ$;
- Impacto lateral com $\alpha = 45^\circ$;
- Impacto lateral com $\alpha = 60^\circ$;
- Impacto frontal com $\alpha = 90^\circ$;

A caracterização das linhas de ação das forças de impacto pode ser encontrada na Figura 46, onde as setas representam o sentido e direção das forças em relação à linha de centro da superestrutura da ponte:

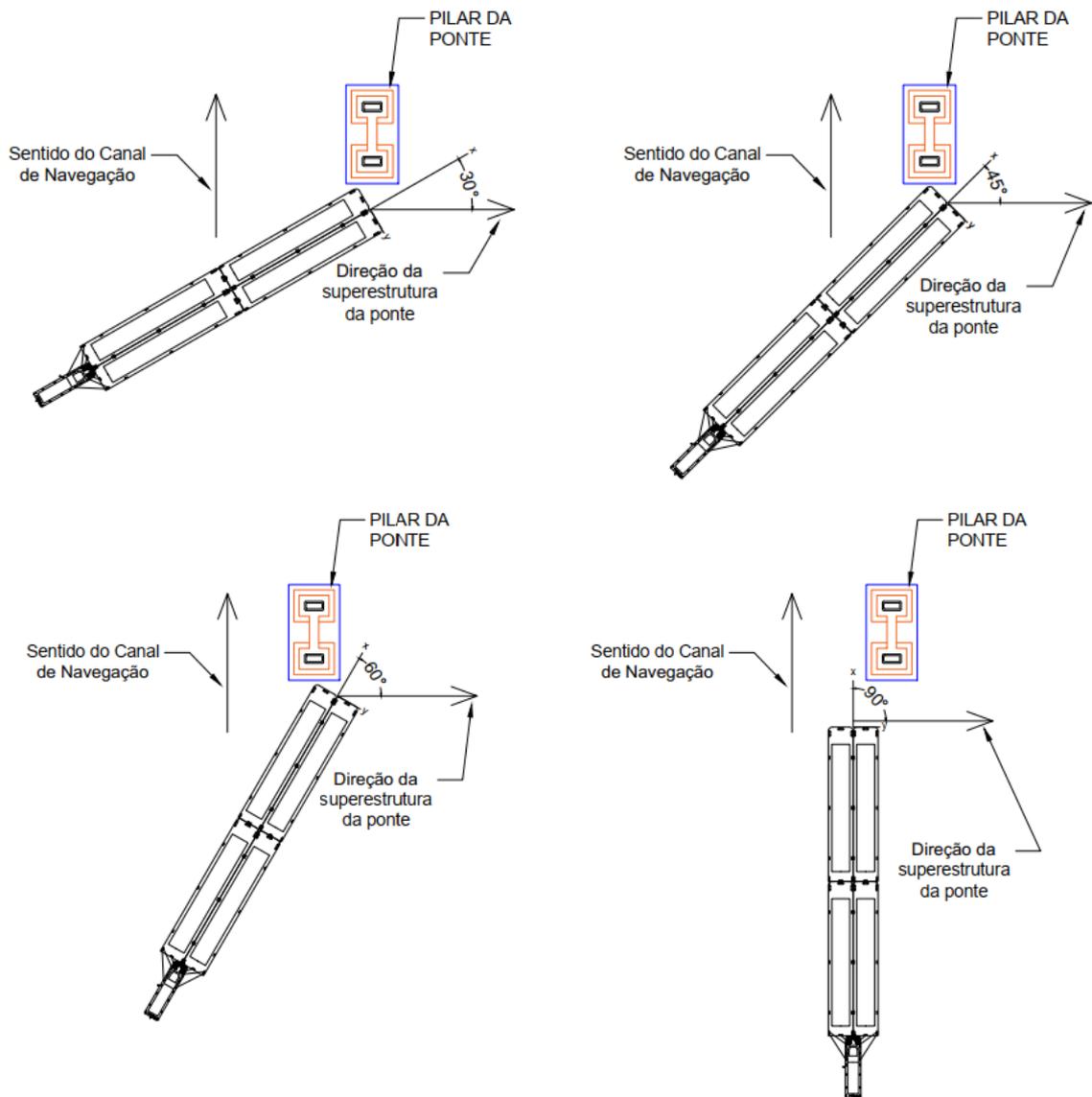
Figura 46 – Exemplo de ângulos de incidência da força de impacto.



Fonte: Autor

Em vista disso, os ângulos de impacto provenientes de comboios contra pilares de pontes deverão acontecer conforme um resumo das colisões na Figura 47:

Figura 47 – Resumo das linhas de ação das forças de impacto de comboio contra pilares de pontes.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.6. Estimativas Força e Energia de impacto com base na AASHTO (2009) (método I)

Com o auxílio da metodologia desenvolvida para o estudo de colisões de embarcações sobre obras de arte, a norma americana *Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges* (2009) fornece os meios necessários para determinar uma embarcação de projeto que possivelmente poderá colidir com a ponte. As metodologias utilizadas para desenvolvimento das forças e energias de impacto para estas embarcações aberrantes são divididas em 3 partes:

- Método I: procedimento semi-determinístico para selecionar a embarcação de projeto, cujas especificações são mais simples e direcionadas às embarcações de hidrovias de calado baixo, majoritariamente barcas. É o método mais simples e conservador, resultando em valores de forças e energias de impacto mais altas que aquelas desenvolvidas no método II. Segundo a AASHTO (2009), os procedimentos são úteis para fornecer uma avaliação inicial rápida das magnitudes das forças de impacto enquanto os procedimentos baseados em análises de risco do método II estão sendo coletados e analisados;
- Método II: procedimentos de análise de risco baseado em probabilidade, para determinar a embarcação de projeto. Deve ser usado em todas as pontes, a menos que existam circunstâncias especiais que permitam a utilização dos métodos I e III. Por ser desenvolvida como uma análise mais completa, o método II requer uma quantidade maior de variáveis que resultam numa seleção mais precisa das cargas de impacto que são função dos tipos de embarcações contabilizadas. Além disso, o método II avalia a probabilidade anual de colapso de uma ponte. O método II será discutido com mais detalhes no capítulo 4.8.
- Método III: baseia-se numa relação custo-benefício para selecionar a embarcação de projeto para eventual estudo de impacto. O uso do método III para o dimensionamento das forças e energias de colisão aplica-se em navios que navegam majoritariamente em áreas desabrigadas, tais como a “Área 1” da NORMAM-01/DPC. Neste caso, são estudados os custos decorrentes de uma eventual interrupção do funcionamento da ponte devido ao colapso com uma embarcação, usando uma análise padrão de custo e benefício do reforço da ponte ou de outras medidas de proteção da ponte, a fim de avaliar o peso financeiro de alguma intervenção na ponte, tal como substituição, reparo, ou aplicação de sistemas de proteção.

Em vista disso, o desenvolvimento dos estudos vinculados a colisões de embarcações contra pilares de pontes contida nesta pesquisa tem como base as formulações indicadas pelo Método I, aplicado ao comboio-tipo que navega na hidrovia Guamá-Capim.

Assim como os conceitos descritos para embarcações de navegação em águas desabrigadas, será feito uma análise apenas elucidativa a respeito do dimensionamento de forças e energias de colisões provenientes de navios mercantes, uma vez que o foco dos resultados desta pesquisa é voltado às embarcações de navegação interior.

Em paralelo às estimativas de força e energia de impacto a partir de formulações diretas disponibilizadas pelo método I, o método II também será discutido nesta pesquisa, neste caso, dando enfoque a uma análise da probabilidade de impacto e da frequência anual de colapso da ponte. Estes dados, em paralelo com um estudo aprofundado das características gerais dos comboios que navegam no rio Guamá, permitiriam uma aplicação mais assertiva das fórmulas disponibilizadas pelo método I, pois seria possível conhecer qual o comboio com maior probabilidade de ocorrência na região e, com isso, qual a mais provável energia e força de impacto sobre uma ponte.

No entanto, conforme será discutido na seção 4.8, em virtude da carência de dados estatísticos sobre as características dos comboios que navegam no rio Guamá, será utilizado o próprio comboio tipo mencionado nas seções anteriores, juntamente com a avaliação de um número estimado de viagens anuais.

4.6.1. Energia de impacto para navios mercantes e comboios fluviais

A primeira formulação que embasa o método I seria a energia cinética de uma embarcação (navios ou comboios), em movimento, a ser absorvida durante uma colisão com um pilar de ponte, ou seja, a equação (4.13) AASHTO (2007):

$$KE = 500 \cdot C_H \cdot W \cdot V^2 \quad (4.13)$$

Onde:

KE = energia de cinética de colisão da embarcação considerada (J);

C_H = coeficiente de massa hidrodinâmica;

W = Deslocamento do navio (t)

V = velocidade de impacto (m/s)

O deslocamento da embarcação considerado, em caso de navios será o peso leve somado à peso de lastro e da carga (DWT), ao passo que, para comboios fluviais, o deslocamento consiste em:

- Peso leve das balsas + peso de lastros + peso de cargas + deslocamento total do empurrador.

O coeficiente de massa hidrodinâmica é um valor que caracteriza a massa adicional da água que circunda e move-se com a embarcação durante a colisão com uma obra de arte. De acordo com a AASHTO (2009) este coeficiente pode ser determinado a partir de metodologias de estimativa de C_H e dependem de vários fatores, tais como profundidade da água, folga sobre quilha (distância do fundo da embarcação até o fundo da coluna d'água), distância do fundo aos obstáculos, formato da embarcação, velocidade da embarcação, correntes de maré (caso houver), posição da embarcação em relação ao canal de navegação, direção da navegabilidade, rigidez da ponte e/ou sistemas de defensas, e da rugosidade da área molhada do casco.

Entretanto, para atender às finalidades da norma, o coeficiente deverá ser considerado da seguinte forma:

1. $C_H = 1,05$ para folga sobre a quilha $\geq 0,5 \cdot \text{Calado}$;
2. $C_H = 1,25$ para folga sobre a quilha $< 0,1 \cdot \text{Calado}$.

Os coeficientes acima poderão ser determinados a partir de interpolação linear quando os limites de folga sobre quilha estiverem entre 0,1 e 0,4999 ... x Calado.

Por outro lado, quanto maior a profundidade entre o fundo da embarcação e o leito do rio, menor será o efeito de arrasto da massa de água transportada junto ao corpo do comboio durante o impacto, implicando em um C_H menor. Por causa disso, verifica-se que a formulação da AASHTO é bastante conservadora e pode ser, ao mesmo tempo, um parâmetro confiável e financeiramente custoso para o dimensionamento da energia de impacto de uma defesa flutuante.

As formulações indicadas pela AASHTO (2009) são baseadas em uma colisão frontal entre uma embarcação em alta velocidade e um pilar de ponte, caracterizando um revés de pior caso. No entanto, para colisões oblíquas, define-se a energia de impacto absorvida pela embarcação ou pela estrutura da ponte, como função de um ângulo de ataque α , entre a linha de centro da embarcação e a superfície do pilar da ponte.

Nestes casos, o coeficiente de atrito μ entre o casco da embarcação e o pilar da ponte tem como base o trabalho de Svensson (1982), como:

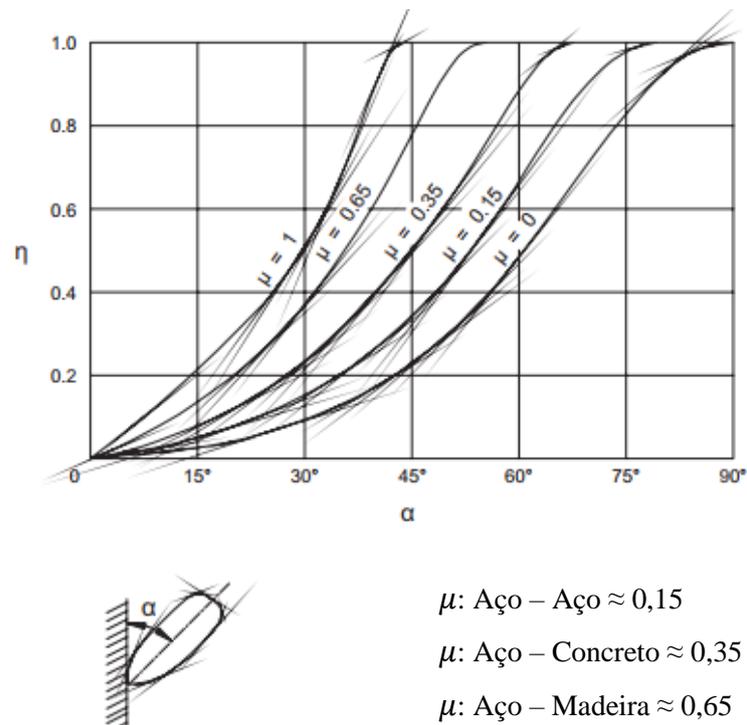
$$E = \eta \cdot KE \quad (4.14)$$

Onde E é a energia de impacto em J, e η pode ser definido como:

$$\eta = \frac{\text{energia de colisão absorvida}}{\text{energia cinética inicial da embarcação}} \quad (4.15)$$

Nesse sentido, η depende do ângulo de impacto e do coeficiente de atrito entre o casco do navio e a estrutura danificada, e pode ser interpretado como a quantidade de energia absorvida por uma colisão oblíqua em relação à quantidade de energia inicial. Seus valores, portanto, podem ser obtidos através do gráfico da Figura 48:

Figura 48 – Porção da energia absorvida pela ponte como função do ângulo de impacto e do coeficiente de atrito.



Fonte: AASHTO (2009).

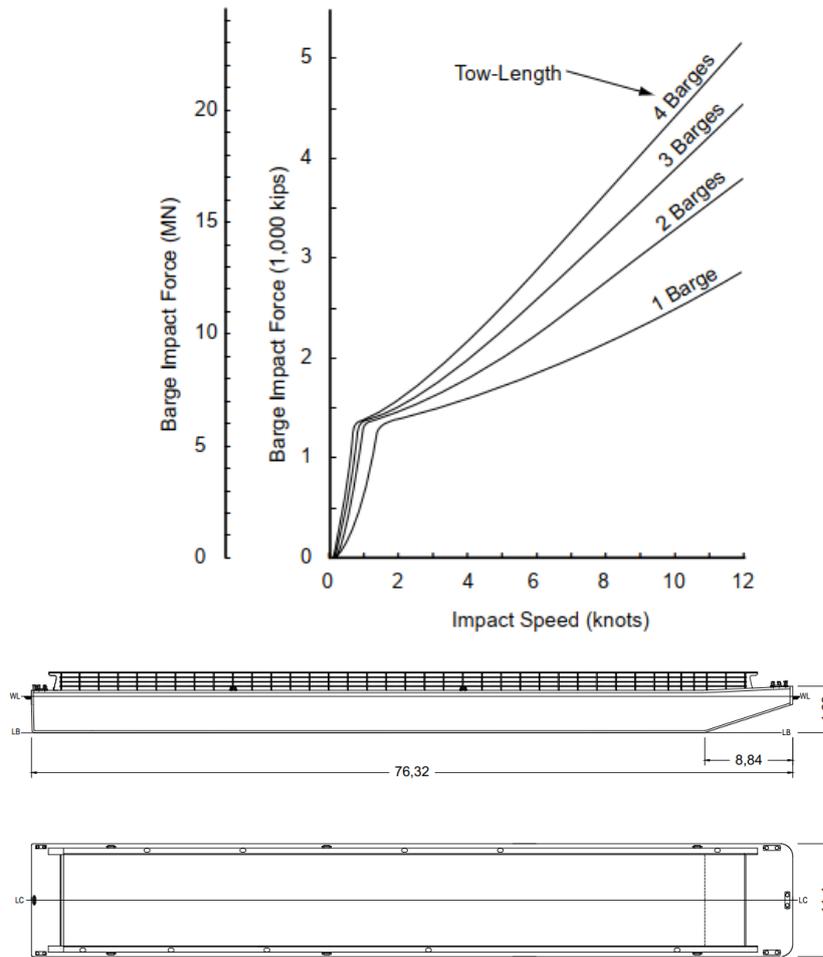
4.6.2. Força de impacto de comboios sobre pilares de pontes

Ainda em relação à aplicação de fórmulas diretas descritas pelo método I, a principal referência da AASHTO (2009) para o dimensionamento da dinâmica de colisões de comboios fluviais em projetos de pontes, deriva da investigação de Meier-Dörnberg (1983), permitindo a predição de força de impacto e deformação para colisões de barcaças que colidem com estruturas de entrada de eclusas, e pilares de pontes.

Os resultados de forças de impacto e deformações encontrados para as barcaças de padrão Europeu, Tipo IIa, mostrados na Figura 49, mostram que a força de impacto possui uma relação direta (apesar de não linear) com a quantidade de barcaças que formam um comboio fluvial.

É importante deixar claro que as barcaças de referência utilizadas para determinação da força de impacto e deformação da proa são uma excelente aproximação para as forças de impacto de barcaças que navegam na hidrovia Guamá-Capim.

Figura 49 – Força de impacto para colisão sobre barcaças padrão europeu.



Fonte: AASHTO (2009).

Em vista disso, a força de impacto, segundo, Meier-Dörnberg (1983 *apud* Consolazio, 2003), poderá ser calculada através de:

$$F = \begin{cases} 60 \cdot a_B, & \text{para } a_B < 0,1 \text{ m} \\ 6 + 1,6 \cdot a_B, & \text{para } a_B \geq 0,1 \text{ m} \end{cases} \quad (4.16)$$

Onde:

F = força equivalente de impacto, em MN

a_B = profundidade do dano à barcaça (em m), definido como:

$$a_B = \frac{3,1}{R_B} \cdot \left(\sqrt{1 + 0,13 \cdot 10^{-6} \cdot KE} - 1 \right) \quad (4.17)$$

Sendo KE , informado na equação (4.13), em J.

Um fato importante deve ser levado em consideração para a equação (4.17). A norma americana AASHTO (2009), propõe as suas formulações para o estudo de impacto considerando as barcaças com as dimensões dispostas na Tabela 6:

Tabela 6 – Características principais da barcaça padrão para as formulações da AASHTO (2009)

Comprimento total	60,00 m
Boca moldada	10,70 m
Pontal moldado	3,70 m
Calado leve	0,52 m
Calado carregado	2,70 m
Deslocamento carregado	1540 t

Fonte: Adaptado de AASHTO (2009).

No entanto, pelo fato da balsa tipo usada na hidrovia Guamá-Capim (Tabela 2) possuir dimensões diferentes da balsa tipo utilizada pela AASHTO, será necessário corrigir a deformação da proa por um fator R_B , o qual é a razão entre a boca da barcaça de estudo B_B e a barcaça padrão AASHTO ($B = 10,7\text{ m}$), ou seja, $R_B = B_B/10,7$. Além disso, utiliza-se a boca de apenas uma (01) balsa, mesmo que o comboio tenha mais de uma balsa em sua largura.

Em vista disso, a equação (4.16) para força de impacto poderá ser reescrita como:

$$F = \begin{cases} 60 \cdot \left[(3,1/R_B) \cdot \left(\sqrt{1 + 0,13 \cdot 10^{-6} \cdot KE} - 1 \right) \right], & \text{para } a_B < 0,1\text{ m} \\ 6 + 1,6 \cdot \left[(3,1/R_B) \cdot \left(\sqrt{1 + 0,13 \cdot 10^{-6} \cdot KE} - 1 \right) \right], & \text{para } a_B \geq 0,1\text{ m} \end{cases} \quad (4.18)$$

4.6.3. Força de impacto de navios sobre pilares de pontes

De forma semelhante às fórmulas para colisões provenientes de comboios, o comprimento do esmagamento da proa de navios durante o impacto é dado pela Equação (4.19):

$$a_s = 1,54 \left(\frac{KE}{P_s} \right), \text{ em m} \quad (4.19)$$

Onde:

KE = a energia cinética da colisão, indicada em (4.13), em MJ

P_s = força de impacto equivalente, indicada em (2.2), em MN.

De acordo com a AASHTO (2006), o coeficiente de 1,54 usado em (4.19) resulta da multiplicação dos seguintes fatores:

- 1,25 para contabilizar o aumento na força média de impacto ao longo do tempo em função duração do impacto;
- 1,11 para contabilizar o aumento na força de impacto média para o fratil de projeto de 70%, conforme informado por Knott (2001); e
- 1,11 para fornecer um aumento no comprimento do dano para fornecer um nível de segurança de projeto semelhante ao usado para calcular a força de impacto P_s .

Embora informada a Equação (4.19), a colisão de navios sobre pontes não será o foco desta pesquisa, uma vez que a navegação predominante é fluvial, em locais de baixa profundidade média, característico de navegação de comboios.

4.6.4. Verificação de força e energia de impacto devido a AASHTO (2009)

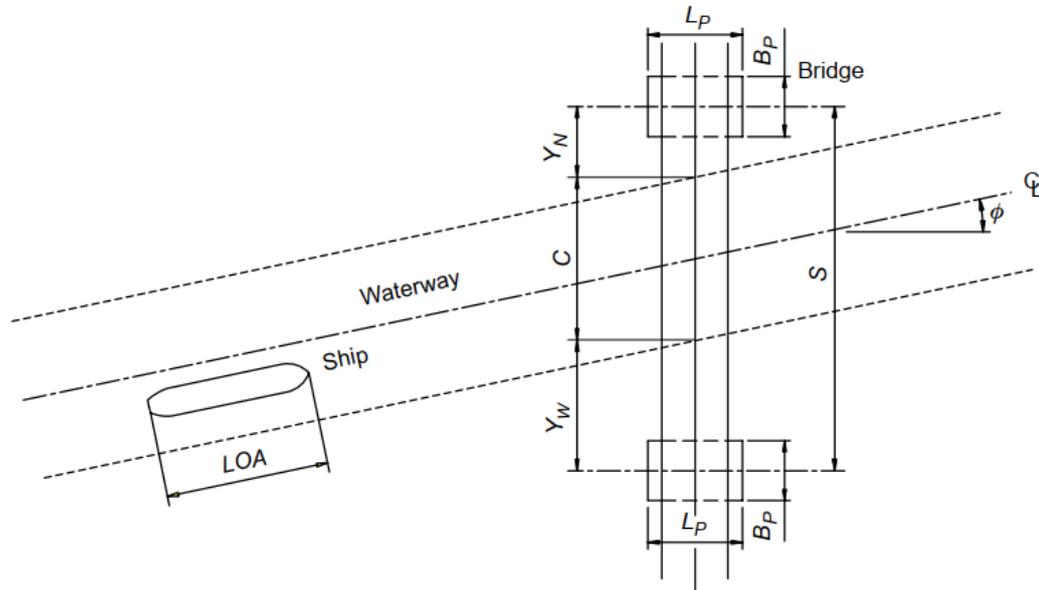
Diferentemente da Eurocode 1991-1-7 (2006), a norma da AASHTO (2009) não especifica uma velocidade de impacto que deve ser considerada nos cálculos de força e energia de impacto. De acordo com a Figura 38, a velocidade depende da geometria do canal de navegação do rio Guamá e da distância entre a linha de centro do comboio e o pilar da ponte, a chamada distribuição triangular da velocidade.

A fim de determinar a velocidade de impacto a ser considerada através da AASHTO, é necessário definir as características geométricas do canal de navegação do comboio que trafega no rio Guamá.

Primeiramente, pesquisas produzidas por Shoji e Iwai (1985) e Shoji e Wakao (1986) foram capazes de determinar a relação entre o vão principal da ponte S , e o comprimento total do navio para uma quantidade de acidentes documentadas pelos autores até a conclusão de suas pesquisas. Nesse sentido, os autores definiram alguns planejamentos para a navegação sobre pilares de pontes, baseado no croqui de rota de navegação da Figura 50:

- Pontes com vão livre $S \leq 2 \cdot L_{OA}$ são particularmente vulneráveis a sofrerem acidentes: no caso da ponte sobre o rio Guamá, o vão livre possui $320 \text{ m} > 2 \cdot L_{OA}$, representando segurança a favor;
- Pontes com vão livre S menores que duas vezes o a largura do canal de navegação C são particularmente vulneráveis: O canal de navegação sobre a ponte do rio Guamá possui $C = 132,8 \text{ m}$ (conforme indicado no parágrafo seguinte), ou seja, $S \geq 2 \cdot C$ representando segurança a favor;
- Pilares localizados a distâncias menores que duas vezes a largura do pilar B_P em relação aos limites laterais do canal (Y_N e Y_W) são vulneráveis à colisão. No caso da ponte sobre o rio Guamá, as distâncias do limite do canal até os pilares são $Y_N = Y_W = 93,6 \text{ m}$, representando segurança a favor.

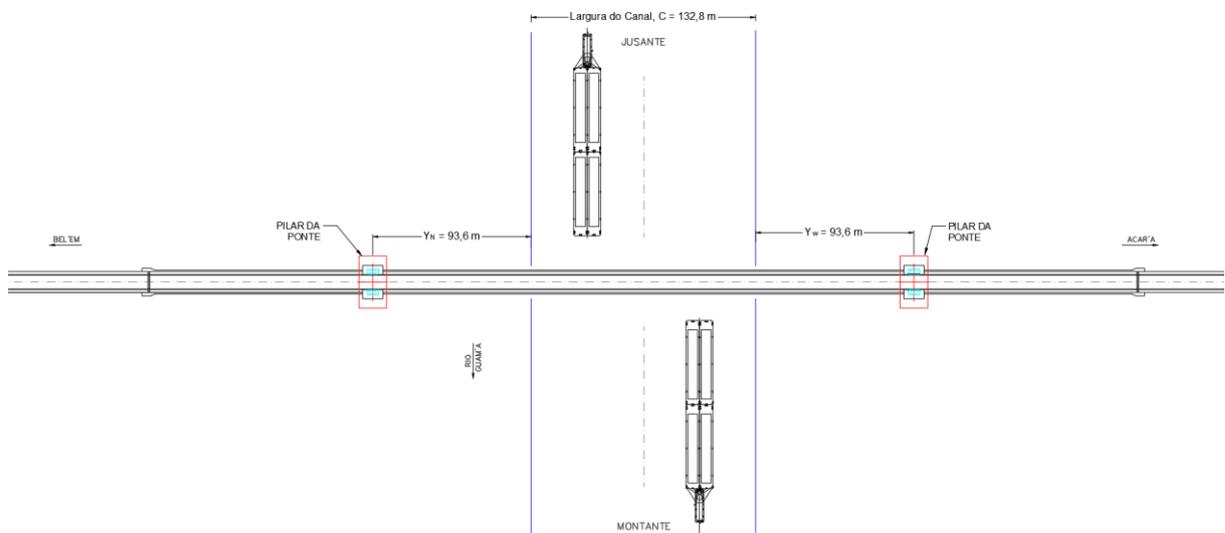
Figura 50 – Planejamento da geometria da rota de navegação.



Fonte: AASHTO (2009).

Verifica-se, pois, a necessidade de demonstrar o dimensionamento de um canal de navegação para o comboio tipo da hidrovía Guamá-capim. Para este fim, a norma da PIANC (1997) foi utilizada, considerando passagem dupla de embarcações, e seus cálculos são apresentados no ANEXO 1 – DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE NAVEGAÇÃO SEGUNDO A PIANC. O resultado para a largura do canal navegável será, portanto, $W = 132,8 \text{ m}$, e o desenho do canal de navegação é mostrado na Figura 51:

Figura 51 – Largura do canal de navegação segundo PIANC (1997).

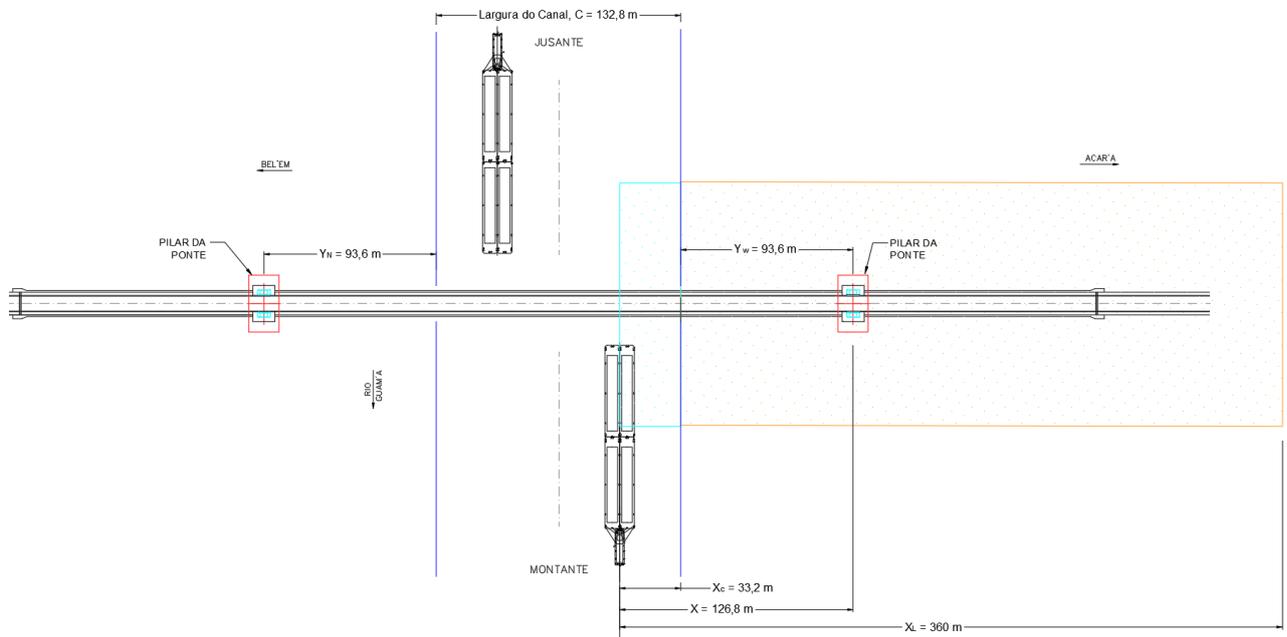


Fonte: Autor.

Baseado na referida largura de canal de navegação, as dimensões baseadas na metodologia para determinação da velocidade de impacto indicados na Figura 38 e Figura 39 é mostrado na Figura 52, assim como o gráfico da distribuição triangular, Figura 53, considerando os seguintes parâmetros:

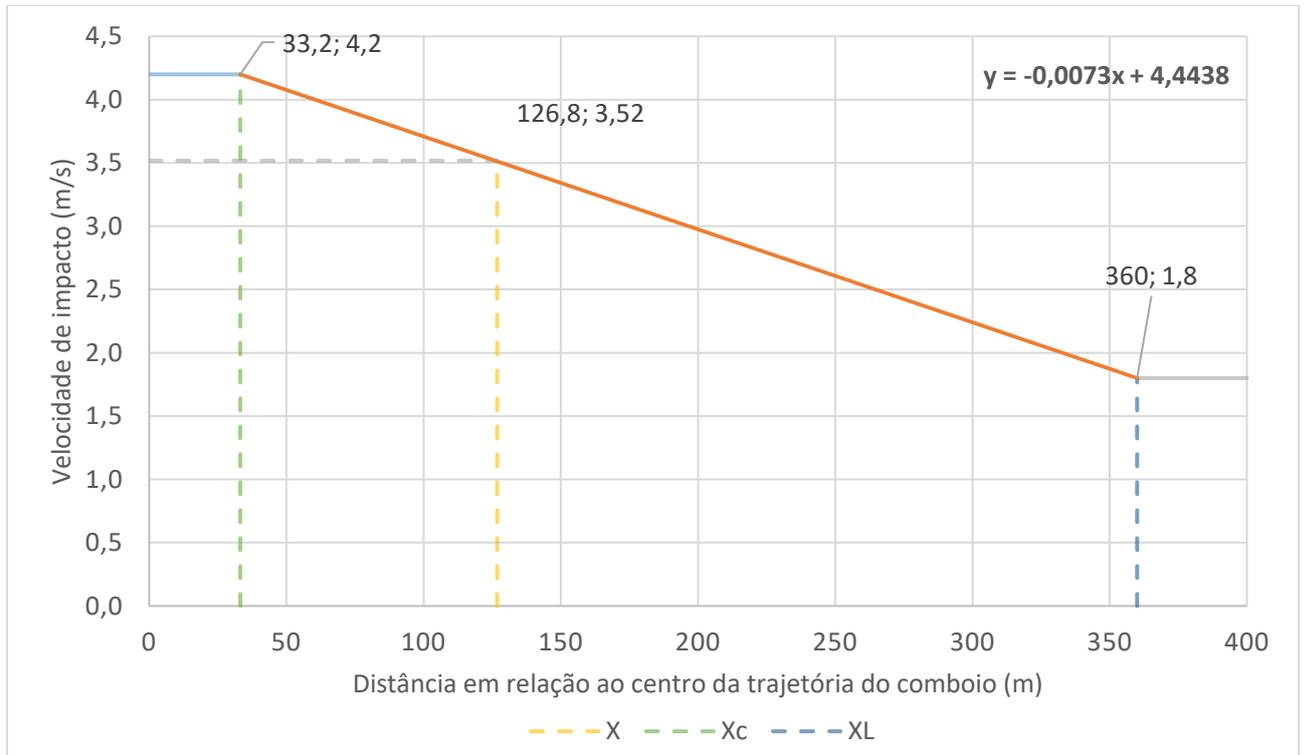
- Velocidade de navegação: $V = 3 \text{ m/s}$ (mesma velocidade indicada pelo Eurocode 1991-1-7);
- Velocidade da correnteza: $1,2 \text{ m/s}$ (GREGÓRIO; MENDES, 2009);
- Pior caso de impacto: $V_T = V_{embarcação} + V_{correnteza} = 3 + 1,2 = 4,2 \text{ m/s}$.

Figura 52 – Representação da cota entre o centro do trajeto do comboio até o pilar da ponte, considerando a partir do canal de navegação.



Fonte: Autor.

Figura 53 – Velocidade de impacto considerado para o comboio-tipo do rio Guamá segundo AASHTO (2009).



Fonte: Autor.

Pelo fato da velocidade de impacto ser uma função definida por partes, a sua expressão matemática será:

$$V(X) = \begin{cases} 4,2 \text{ m/s, para } 0 \leq X < 33,2 \text{ m} \\ (-0,0073X + 4,44) \text{ m/s, para } 33,2 \leq X < 360 \text{ m} \\ 1,8 \text{ m/s, para } X \geq 360 \text{ m} \end{cases} \quad (4.20)$$

De um modo geral, é necessário deixar claro a utilização efetiva destas velocidades para estimativa de energia e força de impacto de comboio fluvial: a velocidade de impacto de pior caso será de 4,2 m/s, e a velocidade de impacto devido à norma Americana será de 3,52 m/s. As forças de impacto utilizadas na simulação estrutural serão aquelas devido às duas velocidades, embora a defesa deva ser projetada para suportar a força de pior caso.

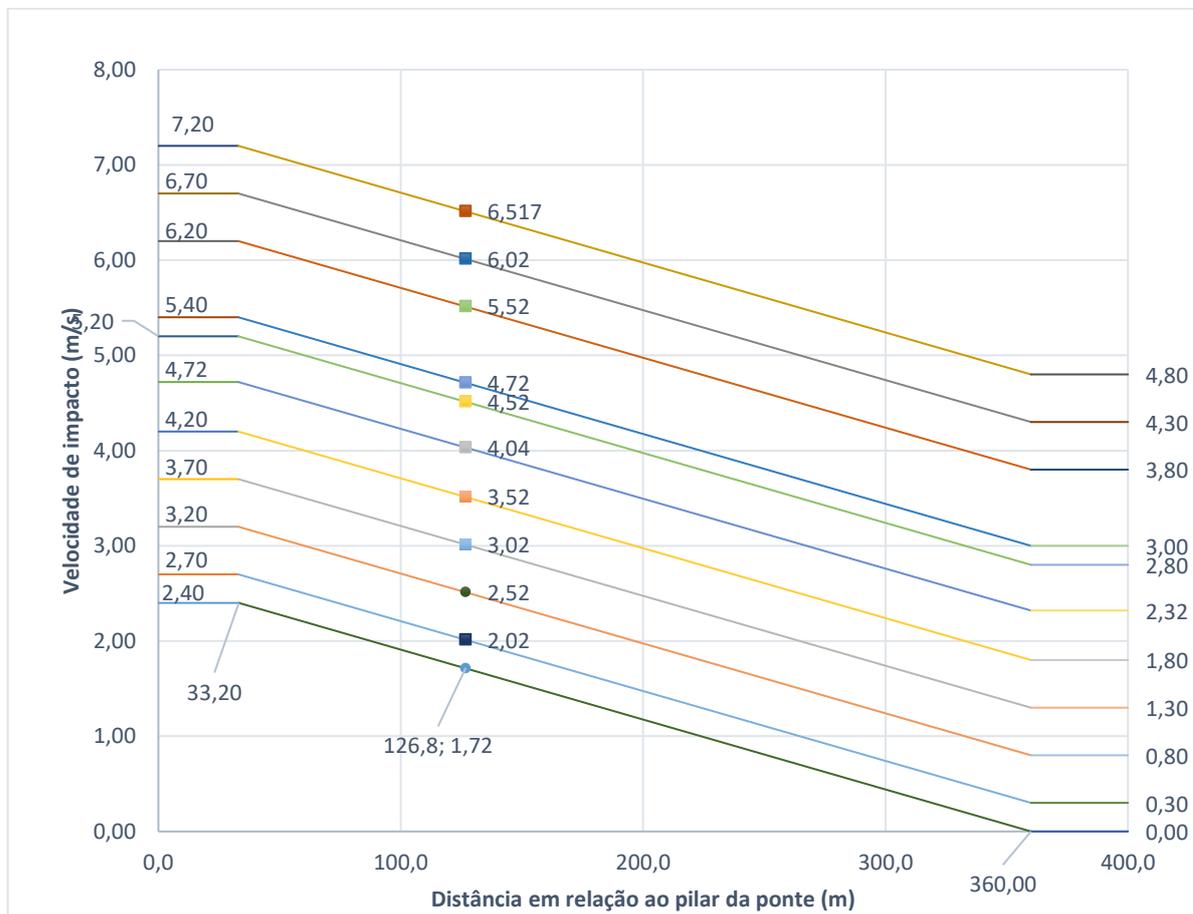
Uma análise mais aprofundada destas velocidades de impacto, a partir da distribuição triangular de velocidades da AASHTO permite avaliar inúmeras velocidades de impacto (inclusive aquelas indicadas pela equação (4.20)), todas para uma velocidade de correnteza de 1,2 m/s e para uma distância da linha de centro do trajeto até a linha de centro da ponte de 126,8 m:

Tabela 7 – Diferentes velocidades de impacto.

$V_{comboio}$	V_{total}	V_{min}	Coef angular	Coef. independente	$v(x)$
1,20	2,40	0,00	-0,0073	2,64	1,72
1,50	2,70	0,30	-0,0073	2,94	2,02
2,00	3,20	0,80	-0,0073	3,44	2,52
2,50	3,70	1,30	-0,0073	3,94	3,02
3,00	4,20	1,80	-0,0073	4,44	3,52
3,52	4,72	2,32	-0,0073	4,96	4,04
4,00	5,20	2,80	-0,0073	5,44	4,52
4,20	5,40	3,00	-0,0073	5,64	4,72
5,00	6,20	3,80	-0,0073	6,44	5,52
5,50	6,70	4,30	-0,0073	6,94	6,02
6,00	7,20	4,80	-0,0073	7,44	6,52

Os coeficientes angulares permitem a plotagem da função do primeiro grau da velocidade de impacto. Dessa forma, quando $X=126,8$ m, as velocidades de impacto serão conforme o Gráfico 2.

Gráfico 2 – “Passeio” das velocidades de impacto em função da distância de impacto.



4.7. Estimativa de força de impacto com base em outros estudos

Outros estudos foram responsáveis por disponibilizar fórmulas para estimativa de força de impacto de barcaças sobre obras de arte, conforme já mencionado na revisão bibliográfica. Dessa forma, resume-se as equações para tais estimativas no Quadro 3, as quais, inclusive, têm como base os estudos realizados pela AASHTO para colisões de comboios sobre pontes:

Quadro 3 – Estimativas de força de impacto com base em diferentes estudos.

Autor	Fórmula	Equação
Pedersen (1993)	$F = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L}[\bar{E}_{imp} + (5.0 - \bar{L})\bar{L}^{1.6}]^{0.5} & \text{para } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2.6} \\ 2.24 \cdot F_0[\bar{E}_{imp}\bar{L}]^{0.5} & \text{para } \bar{E}_{imp} < \bar{L}^{2.6} \end{cases}$	(2.4)
Yuan (2008); Yuan e Harik (2010)	$F_{max} = (-6,951 + 43,933\alpha - 20,394\alpha + 0,713I_i + 5,02V_i)\text{sen}\theta \cdot 10^{-3}$	(2.6)
Sha (2013)	$F = \begin{cases} 256 \cdot a_B, & \text{para } a_B < 0.1 \text{ m} \\ 23,7 + 2,2 \cdot a_B, & \text{para } a_B \geq 0.1 \text{ m} \end{cases}$	(2.7) e (2.8)
Sendo: $a_B = 0,19\sqrt{KE} + 5,51KE^2$		

Fonte: Autor.

De um modo geral, as estimativas de força de impacto disponibilizadas ao longo desta pesquisa permitem uma determinação assertiva de um arranjo estrutural para a defesa flutuante, de forma que a relação custo/benefício seja satisfatória. Isso significa que considerar forças de impacto extremamente conservadoras, pode encarecer o projeto, e o superdimensionamento da estrutura com base nestas forças podem gerar uma folga de resistência muito elevada, e isso pode não ser necessário para os tipos de comboios que navegam sobre o rio Guamá.

4.8. Avaliação da probabilidade de impacto de embarcações sobre a ponte (método II)

O estudo da colisão de embarcação sobre pontes é amplamente embasado na norma da AASHTO (WHITNEY et al., 1994). Na realidade, são necessários estudos para avaliação de riscos da ponte numa base probabilística. Conforme descrito na seção 4.6, a norma americana afirma que existem dois métodos que permitem identificar as características de uma embarcação de projeto, o método I e o método II.

O método I é um procedimento de análise semideterminística, que não depende de muitos dados de entrada, entrega a embarcação de projeto e permite obter uma sensibilidade das magnitudes de força e energia de impacto de forma direta, conforme foram apresentadas as equações das seções anteriores.

Já o método II é um procedimento baseado em probabilidade para determinar a embarcação de projeto e depende de inúmeros fatores, tais como (para comboios fluviais):

- (1) tamanho e capacidade da barça;
- (2) o número de barças em uma coluna e linha de comboio;
- (3) elevações dos rios;
- (4) velocidade de trânsito do comboio; e
- (5) probabilidades de aberrância³.

Desta forma, o método II objetiva estimar a probabilidade de colapso da ponte, e determinar as forças de impacto que a estrutura da ponte pode suportar. Caso a ponte não suporte, seria necessário propor um sistema de proteção de pontes que, no caso desta pesquisa, seria flutuante.

Avaliar a estrutura das pontes, conforme indica o fluxograma da Figura 33 significa definir se as pontes são “Críticas/Essenciais” ou “Típicas”:

- Pontes Críticas/Essenciais:
 - Método I seria aplicável em uma ponte crítica quando o número máximo de embarcações maiores que a embarcação de projeto, que passam sob a ponte, for de 50, ou 5% do número total de embarcações por ano que possam impactar um elemento da ponte;
 - Método II seria aplicável em uma ponte crítica se a frequência anual aceitável de colapso, AF, for menor ou igual a 0,01 em 100 anos ($AF = 0,0001$).

³ Aberrância é um termo utilizado para caracterizar uma embarcação/comboio que está sem condições de manter seu rumo e pode colidir com algum tipo de estrutura. Advém da palavra em inglês “aberrancy”.

- Pontes Típicas.
 - Método I seria aplicável em uma ponte será típica se a quantidade de navios maiores que o navio de projeto que passam sob a ponte for de no máximo 200, ou 10% do número total de navios que poderiam impactar a ponte.
 - Método II seria aplicável a uma ponte típica se a frequência anual aceitável de colapso, AF, for menor ou igual a 0,1 em 100 anos ($AF = 0,001$).

Supõe-se que a ponte do rio Guamá, que permite uma interligação de suma importância à capital Belém, é uma Ponte Crítica.

Conforme informado acima, a quantidade de dados necessárias para avaliação da probabilidade de impacto depende da disponibilidade de informações da quantidade de embarcações, seus tipos, capacidades e frequência de passagem sob a ponte em estudo. No entanto, estas informações ainda não são disponibilizadas. Sendo assim, a maneira segundo a qual poderá ser estimada a probabilidade de colapso da ponte será baseada em fórmulas diretas, conforme descrito na norma da AASHTO, e resumido nos parágrafos seguintes.

De acordo com a AASHTO (2009), a Frequência Anual de Colapso do elemento da ponte pode ser computada por:

$$AF = N \cdot PA \cdot PG \cdot PC \cdot PF \quad (4.21)$$

Onde:

AF = frequência anual de colapso de elementos de ponte devido a colisão de embarcações;

N = número anual de embarcações classificadas por tipo, tamanho e condição de carregamento que podem atingir o elemento da ponte;

PA = probabilidade de aberrância da embarcação;

PG = probabilidade geométrica de colisão entre uma embarcação aberrante e um pilar ou vão de ponte;

PC = probabilidade de colapso da ponte devido a colisão com embarcação aberrante; e

PF = fator de ajuste para levar em conta a proteção potencial dos píeres contra colisão de embarcações devido a massas de terra a montante ou a jusante, ou outras estruturas, que bloqueiam a embarcação.

O cálculo do Fator de Amplificação (AF) é necessário para cada componente da ponte e para cada categoria de embarcação. A soma dos AFs de todos os componentes resulta na frequência anual esperada de colapsos para a estrutura da ponte como um todo. Entretanto, se

o layout da ponte for totalmente simétrico, é suficiente realizar os cálculos apenas para um único pilar da ponte.

4.8.1. Frequência de embarcações (N)

Será necessário estabelecer uma distribuição de frequência das embarcações para a localização específica da ponte. Para cada pilar e vão a ser avaliados, é preciso determinar o número de embarcações, representado como N, que atravessam sob a ponte. Esse cálculo deve levar em consideração fatores como o tamanho, tipo, condição de carregamento e a profundidade da água disponível. Dependendo das condições da rota fluvial, também pode ser necessário distinguir entre o número e as diferentes condições de carregamento das embarcações que passam tanto para jusante, quanto para montante.

Esta distribuição de frequência de embarcações pode ser desenvolvida e modelada usando intervalos de classificação DWT para os comboios, conforme exemplo indicado na Tabela 8.

Tabela 8 – Exemplo de classificação de embarcação para o cálculo de Frequência Anual de Colapso.

Tipo de Embarcação	DWT	Carregado	Lastreado
Barcaça (Oceânica)	15.000	73	73
Barcaça (Oceânica)	25.000	67	67
Barcaça (Oceânica)	35.000	81	81
Barcaça (Oceânica)	50.000	66	66
Frete/Container	10.000	170	0
Frete/Container	18.000	360	0
Frete/Container	26.000	28	0
Petroleiro/Graneleiro	20.000	67	67
Petroleiro/Graneleiro	30.000	139	139
Petroleiro/Graneleiro	40.000	78	78
Petroleiro/Graneleiro	60.000	25	25

Fonte: AASHTO (2009).

Acontece que, devido a limitação de dados de classificação de embarcações (ou mesmo comboios), em função dos parâmetros mencionados no parágrafo anterior, os cálculos de frequência anual de colapso será realizado apenas para o comboio de projeto desta pesquisa.

No entanto, como forma de estimar valores adequados para a Frequência Anual de Colapso, pode-se propor a seguinte frequência de passagem de comboios sob a ponte do rio Guamá:

Tabela 9 – Número de comboios que passam sob a ponte por ano (N).

N
1
10
100
500
1000
2000

Estes valores serão usados para o cálculo da frequência anual de colapso, conforme descrito nas subseções seguintes.

4.8.2. Probabilidade de aberrância (PA)

A Probabilidade de Aberrância, representada como PA, é um indicador associado à probabilidade estatística de que uma embarcação se afaste de sua trajetória planejada e represente uma ameaça potencial à integridade da ponte. O desvio de trajetória de uma embarcação geralmente é resultado de erros cometidos pelo piloto, condições ambientais adversas ou falhas mecânicas. Os valores de PA podem apresentar uma ampla gama de variações.

O método mais preciso para calcular a PA em relação a um ponto específico da ponte baseia-se em informações históricas relacionadas a colisões, desvios de trajetória, encalhes e incidentes similares na via fluvial. É necessário considerar também o número total de embarcações que transitam pela rota durante o intervalo de tempo abordado no relatório do incidente.

Um tipo de cálculo alternativo para PA, quando não se dispõe destes dados, pode ser:

$$PA = BR \cdot R_B \cdot R_C \cdot R_{XC} \cdot R_D \quad (4.22)$$

Onde:

a) **B_R = taxa básica de aberrância:**

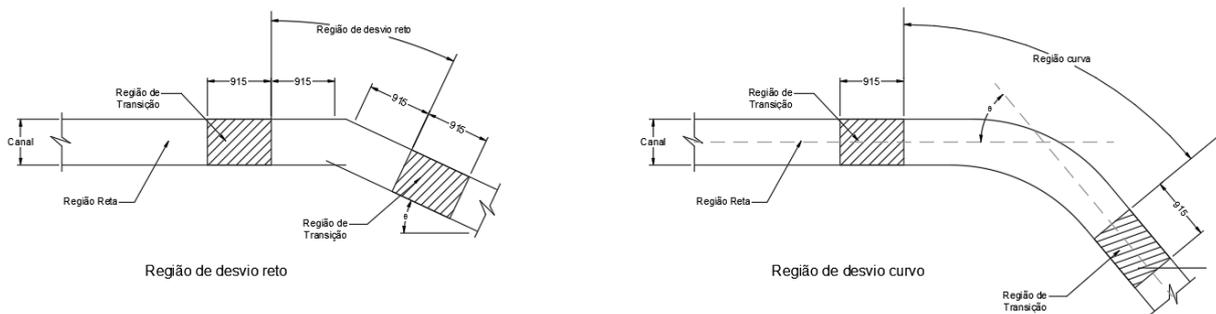
- $BR = 0,6 \cdot 10^{-4}$ para Navios e
- $BR = 1,2 \cdot 10^{-4}$ para barças

b) **R_B = fator de correção para localização da ponte:**

- Região reta: $R_B = 1,0$
- Região de transição (transition region): $R_B = \left(1 + \frac{\theta}{90^\circ}\right)$, onde θ é o ângulo da curva, em graus.
- Região de curva/dobra (turn/bend region): $R_B = \left(1 + \frac{\theta}{45^\circ}\right)$

Para a região em estudo, na ponte sobre o rio Guamá, pode-se usar o valor $R_B = 1$. A Figura 54 – Características da variáveis de hidrovía. ilustra tais variáveis.

Figura 54 – Características da variáveis de hidrovía.



Fonte: Adaptado de AASHTO (2009).

c) **R_C = fator de correção para corrente agindo paralelamente ao caminho de trânsito da embarcação:**

$$R_C = \left(1 + \frac{V_C}{10}\right) \quad (4.23)$$

V_C = componente de corrente paralelo ao caminho do comboio (nós).

Para o caso em estudo, será considerada uma faixa de velocidades de 1 a 6 m/s.

d) **R_{XC} = fator de correção para correntes cruzadas atuando perpendicularmente ao caminho de trânsito da embarcação:**

$$R_{XC} = 1 + V_{XC} \quad (4.24)$$

V_{XC} = componente de corrente perpendicular ao caminho do comboio (nós)

A corrente que atua perpendicularmente ao caminho do comboio tem magnitude muito pequena comparada com a correnteza paralela ao trajeto da embarcação. Além disso, será usada a mesma faixa de velocidades citada anteriormente.

e) R_D = fator de correção para densidade de tráfego de embarcações:

O fator de correção para densidade de tráfego de embarcações, R_D , na hidrovia nas imediações da ponte pode ser estimado determinando se a ponte está em uma área de baixa, média ou alta densidade conforme definido abaixo:

- **Densidade baixa**, $R_D = 1,0$ — as embarcações **raramente** se encontram, passam ou ultrapassam umas às outras nas imediações da ponte.
- **Densidade média**, $R_D = 1,3$ — embarcações **ocasionalmente** se encontram, passam ou ultrapassam umas às outras nas imediações da ponte.
- **Densidade alta**, $R_D = 1,6$ — as embarcações **rotineiramente** se encontram, passam ou ultrapassam umas às outras nas imediações da ponte.

Considera-se, para o rio Guamá, uma densidade média, de forma que $R_D = 1,3$.

Com todos estes dados, a probabilidade de Abarrância para o trecho em estudo, no rio Guamá será calculada para a faixa de velocidades em estudo, que é a mesma utilizada para o cálculo das forças e energias de impacto. Isso permitirá avaliar as frequências anuais de colapso em função não somente da quantidade de comboios-tipo que passam sob a ponte, mas também da velocidade de impacto. A Tabela 10 indica os resultados:

Tabela 10 – Velocidades de impacto e as probabilidades de aberrância (PA).

Velocidade	V (nós)	RC	RXC	PA
1,00 m/s	1,944 nós	1,194 nós	1,194 nós	0,0002225
1,50 m/s	2,916 nós	1,292 nós	1,292 nós	0,0002602
2,00 m/s	3,888 nós	1,389 nós	1,389 nós	0,0003009
2,50 m/s	4,860 nós	1,486 nós	1,486 nós	0,0003445
3,00 m/s	5,832 nós	1,583 nós	1,583 nós	0,0003910
3,52 m/s	6,842 nós	1,684 nós	1,684 nós	0,0004425
4,00 m/s	7,775 nós	1,778 nós	1,778 nós	0,0004929
4,20 m/s	8,164 nós	1,816 nós	1,816 nós	0,0005147
5,00 m/s	9,719 nós	1,972 nós	1,972 nós	0,0006066
5,50 m/s	10,691 nós	2,069 nós	2,069 nós	0,0006679
6,00 m/s	11,663 nós	2,166 nós	2,166 nós	0,0007321

Fonte: Autor.

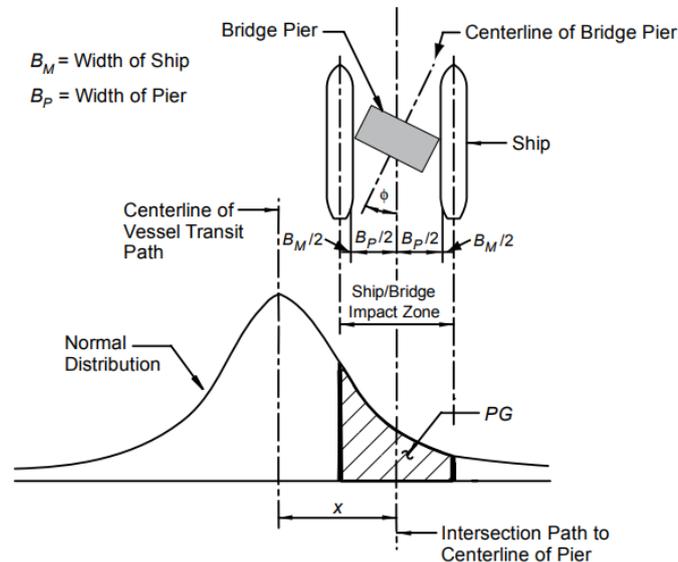
4.8.3. Probabilidade geométrica (PG)

A norma da AASHTO afirma que a probabilidade geométrica é definida como a probabilidade condicional de que uma embarcação atingirá um píer ou vão de uma ponte, dado que perdeu o controle (ou seja, é aberrante) nas proximidades da ponte.

Para determinar esta probabilidade, é necessário considerar uma distribuição normal, em que o desvio padrão σ será igual ao LOA do comboio de projeto.

A probabilidade geométrica associa algumas variáveis que são intrínsecas à distribuição normal à geometria envolvida no estudo de colisão de pontes. Por exemplo, se a média da distribuição for a origem da função de probabilidade, e este valor for igual a zero (representando a linha de centro do trajeto da embarcação), então a distância até a linha central do pilar da ponte será semelhante ao indicado na Figura 38, em capítulos posteriores. Este valor foi calculado no “ANEXO 1 – DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE NAVEGAÇÃO SEGUNDO A PIANC”, e será igual a 128,8 m. Os limites inferior e superior da distribuição de probabilidade são indicados na Figura 55:

Figura 55 – Probabilidade geométrica de colisão do píer.



Fonte: AASHTO (2009).

Na realidade, o valor de PG deve ser calculado para todas as classificações de comboios. No entanto, conforme mencionado anteriormente, estes cálculos serão aplicados apenas para o comboio-tipo desta pesquisa.

A distribuição normal é altamente útil em contextos práticos. Esta distribuição, também conhecida como distribuição gaussiana, é notável por sua capacidade de aproximar satisfatoriamente as curvas de frequência de fenômenos aleatórios que ocorrem na natureza.

Ela é definida por dois parâmetros essenciais: a média (μ), que indica o ponto central da distribuição, e a variância ($\sigma^2 > 0$), que quantifica o grau de dispersão dos dados. Além disso, é comum expressar a dispersão em termos de unidades padrão, ou seja, o desvio padrão (σ). É importante observar que, como em qualquer modelo, a forma da distribuição normal pode variar de acordo com os valores desses parâmetros, resultando em diferentes distribuições normais.

Esta distribuição é contínua, abrangendo toda a faixa de valores de $-\infty$ a $+\infty$, e, devido à sua natureza de probabilidade, a área total sob a curva do modelo é sempre igual a 1. Seus principais parâmetros são:

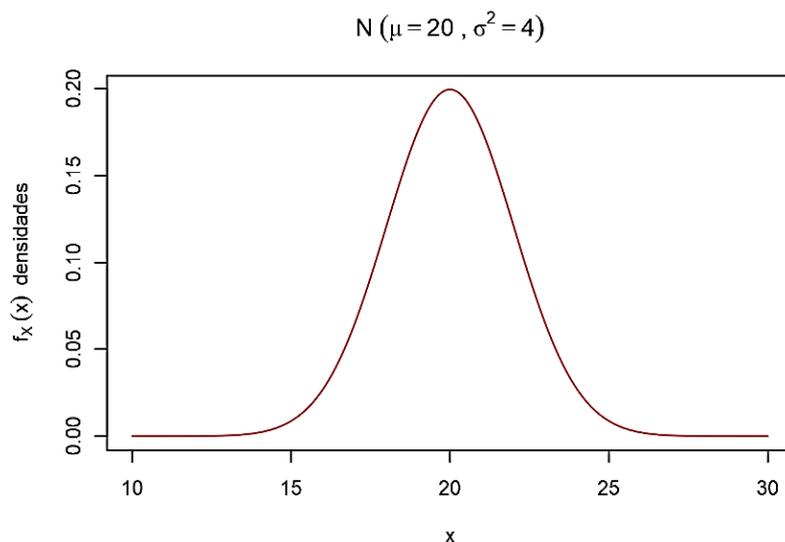
μ : a média da distribuição;

$var = \sigma^2$: a variância da distribuição;

σ : o desvio padrão da distribuição, sendo que $\sigma = \sqrt{var}$.

A título de ilustração, uma distribuição, por exemplo, com média 20 e variância 4 é indicado na Figura 56:

Figura 56 – Exemplo de distribuição normal.



Fonte: (UFSC, 2023).

Matematicamente, cita-se a distribuição da seguinte forma: seja X uma variável aleatória contínua com média μ em que $-\infty < x < \infty$, e $\sigma > 0$. Sua função de densidade de probabilidade será (MEYER, 1987):

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp -\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 \quad (4.25)$$

O valor da probabilidade, portanto, será a área sob a curva da função densidade de probabilidade, ou seja:

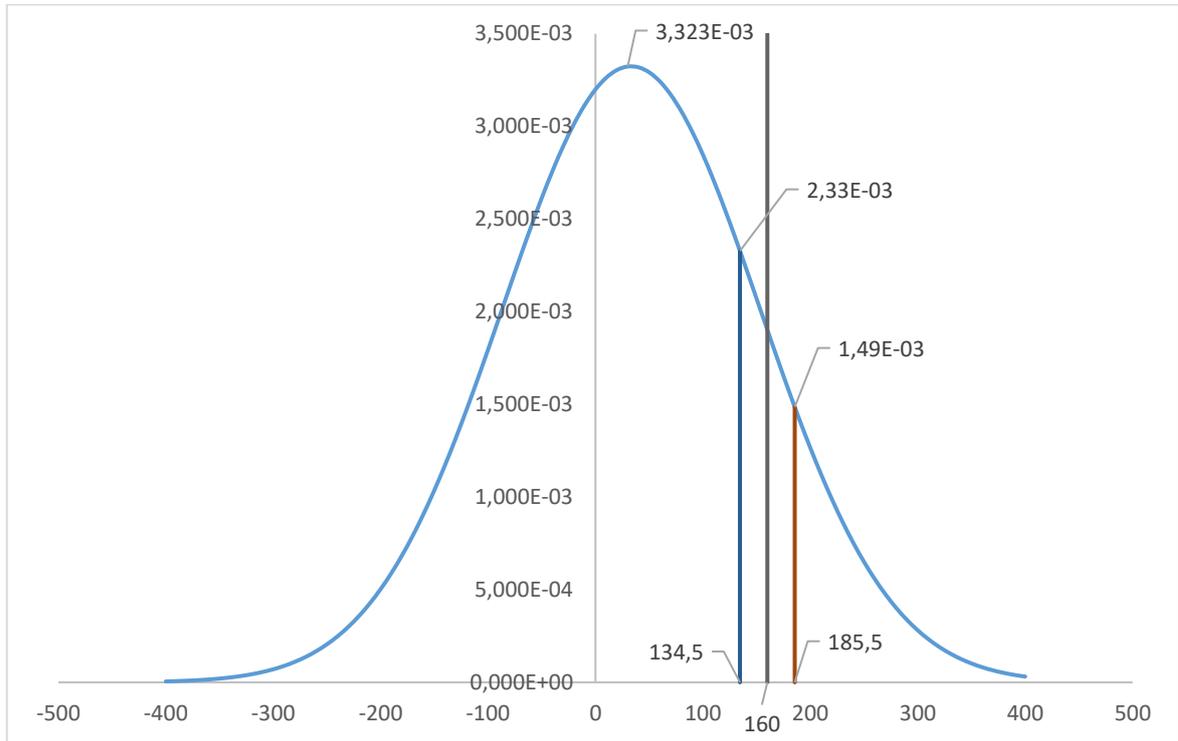
$$P(a < X < b) = \int_a^b \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp -\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 dx \quad (4.26)$$

Por definição, 68,3% de todas as colisões ocorrem dentro de um desvio padrão (σ) da média; 95,5% dentro de dois desvios padrão (2σ), e 99,7% dentro de três desvios padrão (3σ) para uma distribuição normal. A norma americana afirma que um (01) desvio padrão σ deverá ser igual ao LOA da embarcação, no cálculo do PG. Com isso, a probabilidade de embarcações com LOA muito distantes da média são estatisticamente menos prováveis de ocorrer e, conseqüentemente, de causar colisões na ponte.

O LOA médio deverá ser obtido a partir de uma coleta de dados de características gerais de comboios tipos que passam sob a ponte. No caso desta pesquisa, considera-se o LOA do comboio-tipo mencionado na seção 4.2.

Sendo assim, a partir da distribuição normal de probabilidades, o gráfico que caracteriza o impacto do comboio-tipo sobre a ponte em estudo será:

Gráfico 3 – Probabilidade geométrica para o comboio-tipo sob o rio Guamá.



Fonte: Autor.

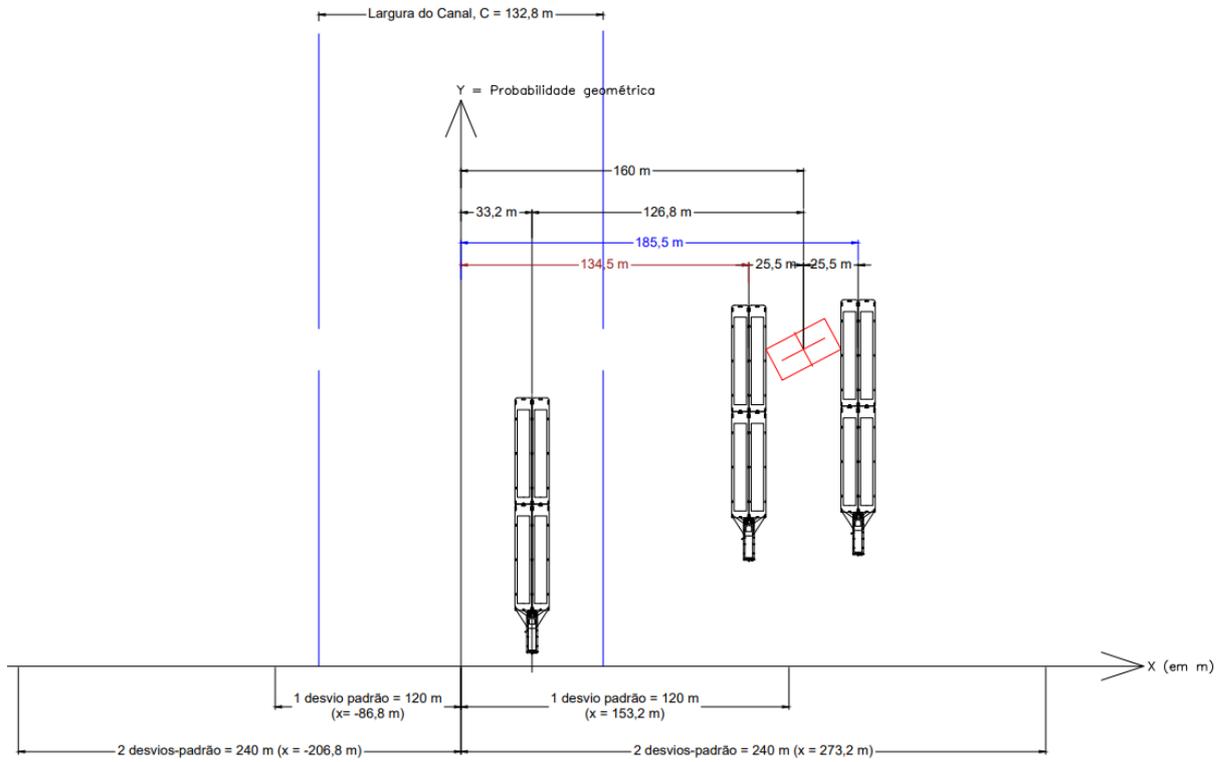
A integração da equação (4.28) poderia ser facilmente substituída por um método numérico de integração que, no caso desta dissertação, devido aos limites representarem um formato de curva relativamente simples, foi feita por uma área semelhante a área de um trapézio.

Portanto, o valor de PG para um píer, que é numericamente igual à área na distribuição normal limitada pelos limites inferior e superior, será, para o caso da ponte sob o rio Guamá, o seguinte valor:

$$PG = 9,725 \cdot 10^{-2} = 0,09725$$

Alguns pontos notáveis do Gráfico 3 têm como base os itens indicados na Figura 55. As referidas cotas, para o caso da probabilidade geométrica da ponte sobre o rio Guamá são informadas na Figura 57:

Figura 57 – Pontos notáveis para a probabilidade geométrica.



Fonte: Autor.

4.8.4. Probabilidade de colapso (PC)

A probabilidade de que a ponte entre em colapso, PC, uma vez que tenha sido atingida por uma embarcação aberrante é muito complexa e depende do tamanho, tipo, configuração, velocidade, direção, massa e natureza da colisão da embarcação. Também depende das características de rigidez, resistência e estabilidade do pilar e do vão da ponte para resistir às cargas de impacto da colisão. A avaliação da rigidez de uma ponte foge ao escopo desta pesquisa. Apesar disso, para o cálculo da probabilidade de colapso, considera-se:

Para $0 \leq H/P < 0,1$, PC será:

$$PC = 1 + 9 \left(0,1 - \frac{H}{P} \right) \quad (4.27)$$

Para $0,1 \leq H/P < 1$, PC será:

$$PC = \left(1 - \frac{H}{P} \right) \quad (4.28)$$

Para $H/P > 1$, PC será:

$$PC = 0 \quad (4.29)$$

Onde:

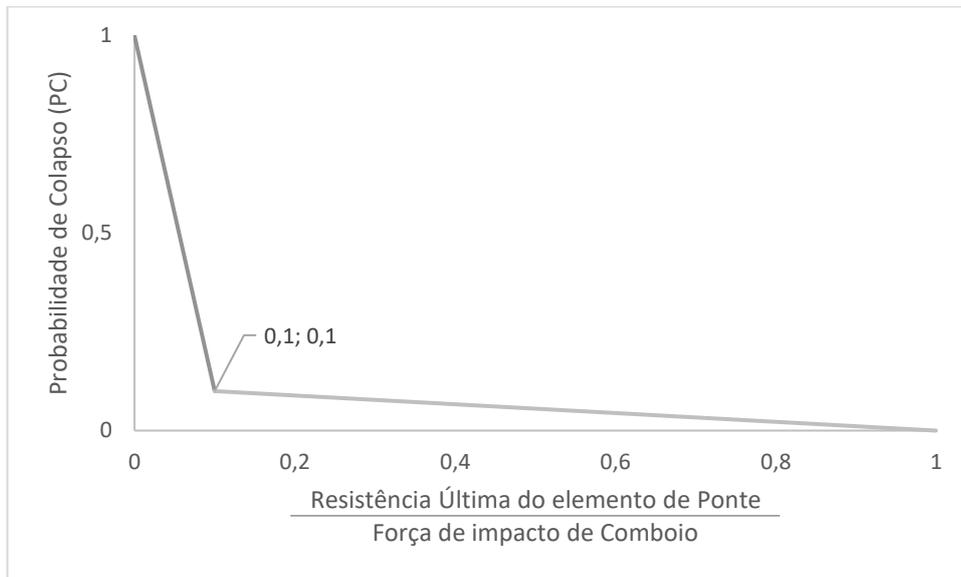
PC = Probabilidade de colapso;

H = Resistência última de um elemento de ponte, H_P ou H_S , em kips;

P = Força de impacto de comboio, P_S, P_B, P_{HB}, P_{DH} ou P_{MT} , em kips.

Vale notar que basta obter o resultado e transformar para uma unidade no SI. Além disso, estas formulações podem ser visualizadas no Gráfico 4.

Gráfico 4 – Distribuição da probabilidade de colapso.



Fonte: Adaptado de AASHTO (2009).

O Gráfico 4 ilustra as relações de probabilidade de colapso. A partir desse gráfico, os seguintes resultados podem ser observados:

- Em situações em que a capacidade de resistência ao impacto do pilar ou vão excede a força de impacto esperada da colisão da embarcação de projeto, a probabilidade de colapso da ponte é reduzida a zero.
- Quando a resistência ao impacto do pilar ou vão está na faixa de 10 a 100 por cento da força de colisão projetada da embarcação, a probabilidade de colapso da ponte varia de maneira linear entre zero e 0,10.
- Nos cenários em que a capacidade de resistência ao impacto do pilar ou vão é inferior a 10 por cento da força de colisão esperada, a probabilidade de colapso da ponte varia linearmente entre 0,10 e 1,0.

Com isso, para o cálculo da Frequência Anual de colapso, podemos utilizar os seguintes valores:

$$PC = 0,90, \text{ quando } H/P = 0,10;$$

$$PC = 0,50, \text{ quando } H/P = 0,50;$$

$$PC = 0,01, \text{ quando } H/P = 0,99.$$

4.8.5. Fator de proteção (PF)

O propósito do fator de proteção é ajustar o Fator de Proteção (PF) para assegurar a proteção total ou parcial de pilares específicos de pontes contra colisões provenientes de embarcações. Isso é alcançado por meio da implementação de medidas de proteção, como a instalação de Dolphins, a criação de ilhas artificiais, entre outras. Além disso, o fator de proteção leva em consideração as condições locais, como a presença de uma ponte paralela que atua como escudo contra impactos vindos de uma direção, características da via fluvial, como penínsulas que se estendem ao redor da ponte e evitam colisões com os pilares, ou até mesmo a presença de estruturas de cais próximas à ponte, que podem bloquear embarcações de determinadas direções. O PF deve ser calculado como:

$$PF = 1 - \left(\frac{\% \text{ Proteção Fornecida}}{100} \right) \quad (4.30)$$

No cenário em que não há qualquer forma de proteção do cais, o valor do Fator de Proteção (PF) é definido como 1,0. Se o cais é completamente protegido, alcançando uma proteção de 100%, o valor de PF é estabelecido em 0,0. Quando a proteção do cais é parcial, por exemplo, através da implementação de um sistema de dolphins que garante 70 por cento de proteção, o valor do PF é ajustado para 0,3.

Os valores de PF não são uniformes para todos os cais e podem variar consideravelmente, especialmente de acordo com a direção do tráfego de embarcações, ou seja, levando em conta o tráfego de embarcações tanto a montante quanto a jusante.

Para o caso da ponte sobre o rio Guamá, vamos considerar a situação em que ela estivesse sem proteção, de forma que:

$$PF = 1$$

4.9. Concepção da geometria da defesa flutuante

Com base nas considerações de força e energia de impacto, assim como na configuração do impacto, algumas tentativas de formatos para a defesa foram propostas, conforme mostrado na Figura 58. Esta etapa inicial é altamente passível de alterações que visam o melhoramento (em estágios mais avançados como o Projeto Preliminar e Executivo) dos parâmetros posteriormente elencados, garantindo a possibilidade do desenvolvimento científico para defensas flutuantes.

De um modo geral, a partir do formato da base do pilar da ponte, e suas respectivas medidas, podemos iniciar um exercício de imaginação: qual o melhor formato para propor uma defesa flutuante para a ponte? Na realidade não há um formato ideal, mas sim um formato que possa proteger a ponte em um ou mais sentidos de navegação, sem desrespeitar os limites de um canal de navegação seguro para a passagem de embarcações.

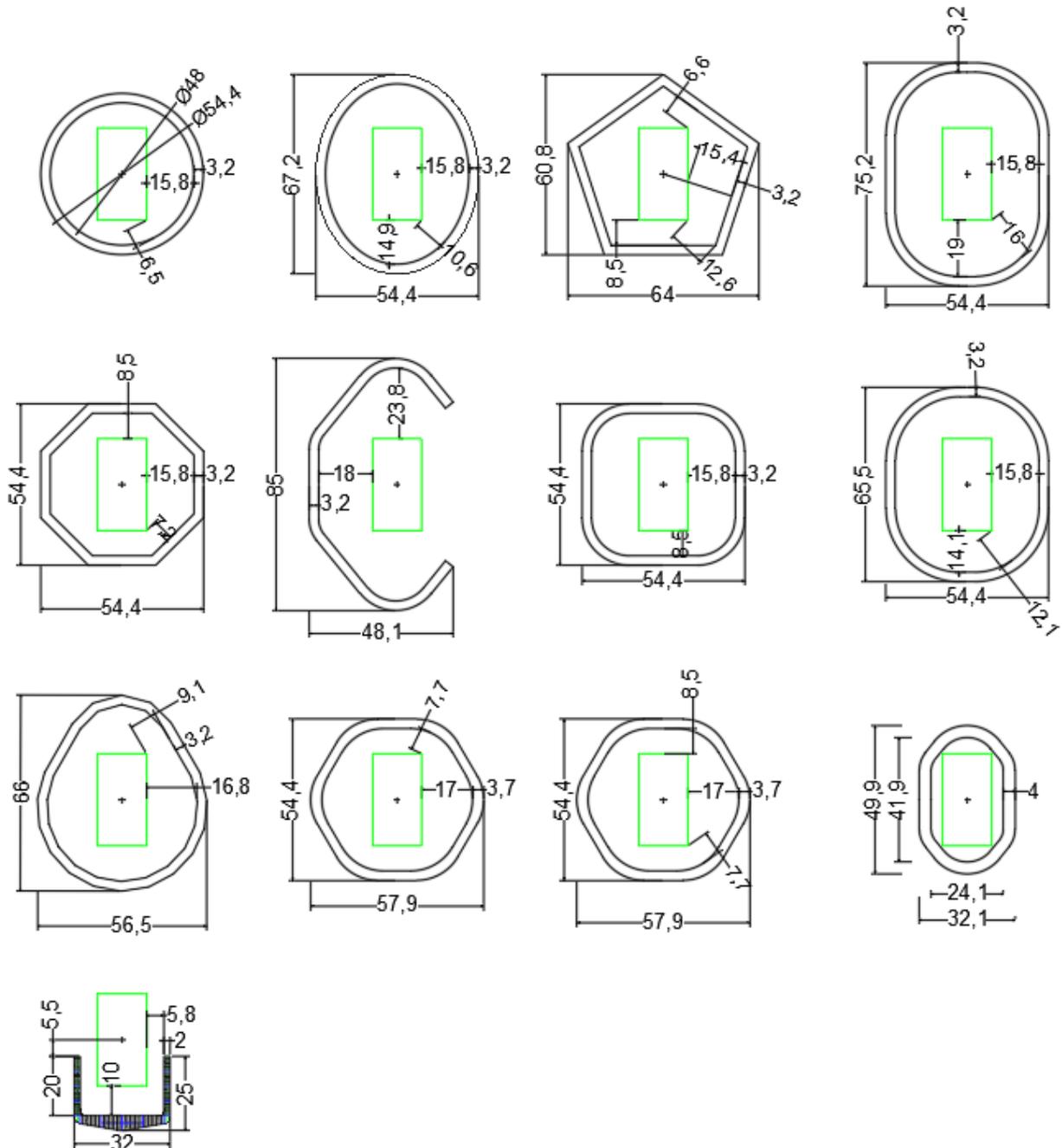
Isso significa que não é válido propor uma defesa que proteja apenas um lado da ponte se existe navegação à montante e à jusante. Essa consideração, também, está diretamente ligada ao custo para se construir uma estrutura de aço, pois estruturas muito robustas podem ser inviáveis financeiramente.

Também não se pode esquecer da manutenibilidade da estrutura. Estruturas que dificultam a passagem de um ser humano nos compartimentos internos, geralmente são difíceis de reparar e inspecionar.

Com base nessas informações, a Figura 58 visa propor algumas estruturas que poderiam servir de um ponto de partida para o projeto de uma defesa flutuante. Nesta figura, é possível perceber desde estruturas simples no âmbito geométrico, como também estruturas bastante incomuns.

Esses tipos de geometrias esbarram na necessidade de pensar na capacidade construtiva de um estaleiro, no âmbito de maquinários disponíveis, bem como na disponibilidade de perfis estruturais no mercado. Na prática, é necessário escolher um chapeamento reforçado com vigas e cantoneiras simples.

Figura 58 – Testes de diferentes geometrias das defensas flutuantes.

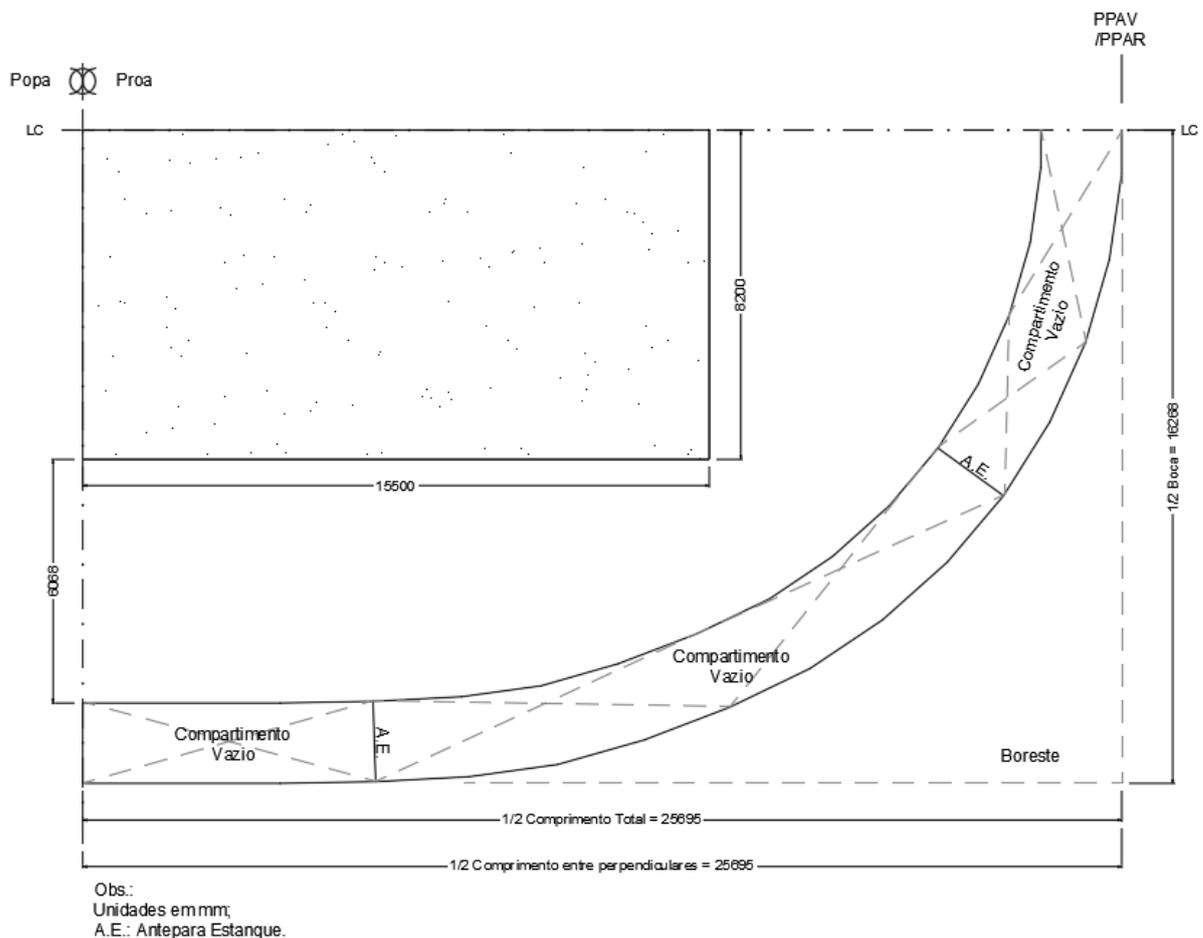


A defesa flutuante da ponte sobre o rio Guamá foi primeiramente inspirada nas descrições da seção 2.4.1. Dessa forma, a estrutura flutuante deveria ter um formato que ou abraçasse o pilar da ponte, ou o protegesse do impacto da embarcação nos dois sentidos de navegação. Nesse sentido, de acordo com a Figura 36, a ideia de uma defesa circundante ao pilar da ponte será adotada daqui em diante. Mais precisamente, um formato semielíptico.

Ao mesmo tempo, a geometria deve ser capaz de alocar um arranjo estrutural eficaz no impacto de um comboio fluvial. Dessa forma, o arranjo estrutural interno foi pensado de forma a suportar grande parte da força de impacto frontal, permitir a dissipação de energia para os outros elementos estruturais e com perfis estruturais de fácil acesso e manuseio, reduzindo assim, os gastos com tempo de construção (Homem-hora).

A Figura 59 ilustra, com mais detalhes, o arranjo preliminar da defesa flutuante proposta, indicada em meia-boca. Todas as unidades estão em metros. Optou-se por desenhar apenas $\frac{1}{4}$ da defesa, uma vez que ela é simétrica nos 4 quadrantes.

Figura 59 – Geometria proposta para o projeto.

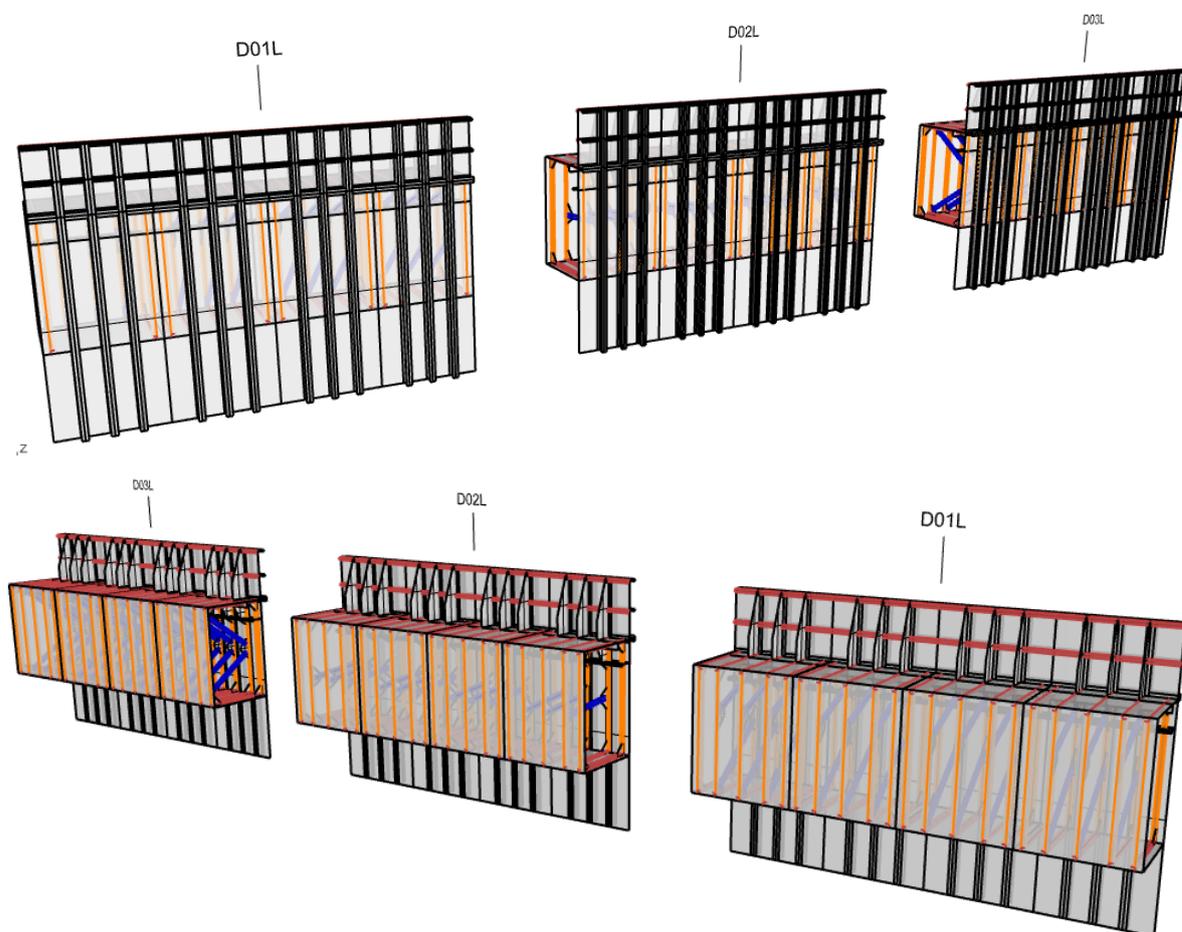


Fonte: Autor.

A escolha da geometria anterior melhora a proteção da ponte em qualquer direção radial (360 graus), evita concentrações de tensões significativas, e permite a colisão de um comboio em qualquer direção.

Parte da estrutura completa foi modelada em 3D como forma de iniciar o entendimento da maneira segundo a qual o modelo estrutural foi simulado (Figura 60).

Figura 60 – Modelagem 3D de um Trecho da defesa flutuante proposta (módulos de 2,44 m).



Fonte: Autor.

Por fim, em etapas posteriores desta pesquisa, será realizado o dimensionamento estrutural com base em normas de sociedades classificadoras e verificação do comportamento sob impacto com base no método dos elementos finitos, e comparado com outros modelos de defensas, já validados na prática⁴ (SETRAN, 2020b).

4.9.1. Dimensionamento estrutural

Os projetos de estruturas navais dependem de uma aprovação das sociedades classificadoras, as quais são entidades sem fins lucrativos que têm o poder de disponibilizar

⁴ Uma defesa flutuante sobre o rio Moju, simulada com auxílio de Elementos Finitos, já sofreu um impacto de comboio fluvial e sua estrutura se mostrou altamente eficaz contra o impacto de embarcações semelhantes.

certificados de classe, licenças de construção, de alteração, etc., além de disponibilizarem regras para construção de embarcações baseadas nos tipos, regras estas que são periodicamente atualizadas.

Os aspectos principais que permeiam o dimensionamento estrutural estão materializados em fórmulas para cálculo de espessuras de chapeamentos em diferentes partes de um sistema flutuante, cálculos de perfis reforçadores (para fundo, costado, convés, anteparas, etc.). Com base nisso, para esta pesquisa, foram utilizadas as seguintes regras para o dimensionamento da defesa flutuante:

- 1) ABS Rules for Building and Classing **Steel Vessels for Service on Rivers and Intracoastal Waterways** (Julho 2023);
- 2) ABS Rules for Building and Classing **Steel Barges** (Janeiro, 2023).

Supõe-se que a defesa possa atuar com uma estrutura baseada em embarcações de navegação interior. A escolha pode fazer sentido em termos de construção e robustez da estrutura, pois sistemas flutuantes de navegação interior geralmente possuem elementos estruturais mais esbeltos, quando comparado com as estruturas oceânicas.

As seções a seguir resumem as fórmulas utilizadas para escolha dos chapeamentos e reforçadores da estrutura.

4.9.1.1. *Materiais utilizados*

Os seguintes tipos de aço serão utilizados para a construção da defesa flutuante:

Tabela 11 – Caracterização dos materiais utilizados para o projeto da defesa flutuante.

Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Coef. De Poison	Densidade (kg/m ³)	Tensão de escoamento (MPa)	Tensão de ruptura (MPa)
ASTM A36	200	0,30	7800	250	400
ASTM A131	200	0,30	7800	235	400
ASTM A572 Grau 50	200	0,30	7800	345	450

- Tensão admissível: 1400 kgf/cm².

A definição destes materiais têm como base a sua comum utilização na construção naval, além de que será de suma importância para a configuração do modelo para simulação estrutural.

4.9.1.2. *Características gerais do flutuante*

Conforme observado na Figura 59, as características gerais da defesa são:

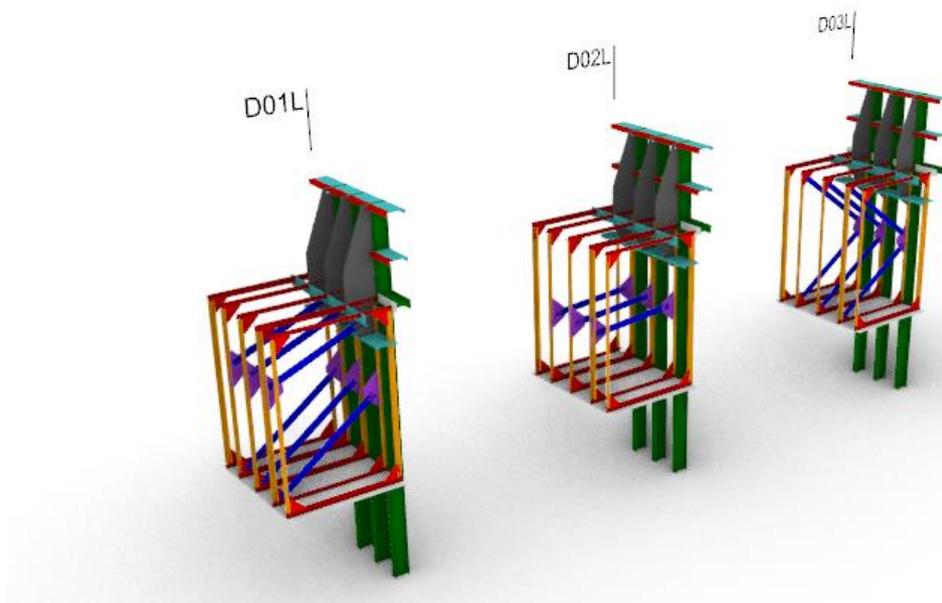
- Comprimento total (L): 51,39 m
- Boca moldada (B): 32,54 m
- Calado de projeto (d): 0,60 m
- Pontal moldado (D): 3,00 m
- Tipo de cavernamento: Transversal
- Espaçamento entre cavernas leves (s): 0,60 m
- Espaçamento entre cavernas gigantes (s): 0,75.

A maneira segundo a qual a defesa será construída, será modular. Ou seja, composta por vários blocos com geometria que facilite a construção. Dessa forma, optou-se por utilizar módulos com 2,44 m de largura, que é a largura comercial de uma chapa de baixa espessura, comumente utilizada na construção naval da região norte do Brasil. Exatamente por isso, as características gerais de um módulo típico será:

- Comprimento total (L): 2,44 m
- Boca moldada (B): 2,00 m
- Calado de projeto (d): 0,55 m
- Pontal moldado (D): 3,00 m
- CB: 1

Os espaçamentos entre rerçadores são oriundos da configuração dos módulos, os quais podem ser melhor visualizado na Figura 61. De antemão, serão estudadas três tipos de arranjos estruturais diferentes, conforme ilustrada na referida figura.

Figura 61 – Ilustração dos módulos para análise.



Fonte: Autor

As seções a seguir são parâmetros de entrada para o dimensionamento estrutural.

4.9.1.3. Espessuras de chapas

a) Chapa do convés:

$$t = 0,066L + 3,5 \text{ mm} = 3,661 \quad (4.31)$$

$$t = 0,009s + 2,4 \text{ mm} = 7,8 \quad (4.32)$$

Valor adotado: 9,54 mm

b) Chapa do fundo:

$$t = 0,069L + 0,07s - 0,8 \text{ mm} = 3,57 \text{ mm} \text{ (Valor Mínimo} = 5 \text{ mm)} \quad (4.33)$$

$$t = 0,045L + 0,007s + 1,8 \text{ mm} = 6,11 \text{ mm} \quad (4.34)$$

Valor adotado: 7,94 mm

c) Chapa dos costados:

$$t = \text{Regra para chapa do fundo anterior} - 0,5 \text{ mm} = 6,94 \text{ mm} \quad (4.35)$$

$$t = 0,07L + 0,007s \text{ mm} = 4,37 \text{ mm} \quad (4.36)$$

Valor adotado: 7,94 mm

d) Anteparas que não são limites de tanques:

$$t = \frac{s \cdot \sqrt{h}}{290} + 1 \text{ mm} = 3,534 \text{ mm. (Valor mínimo = 4,5 mm)} \quad (4.37)$$

h = distância vertical medida a partir da aresta inferior da chapa para a altura do chapeamento na linha de centro, em m ($h = 1,50 \text{ m}$, para o caso da defesa).

Valor adotado: 6,35 mm

4.9.1.4. *Enrijecedores do chapeamento*

As normas da ABS (2023a, b) afirmam que cada reforçador, em associação com o revestimento ao qual está fixado, deve ter um módulo de seção, SM, não inferior ao obtido pela seguinte equação:

$$SM = 7,8 \cdot c \cdot h \cdot s \cdot \ell^2 \quad \text{cm}^3 \quad (4.38)$$

Onde:

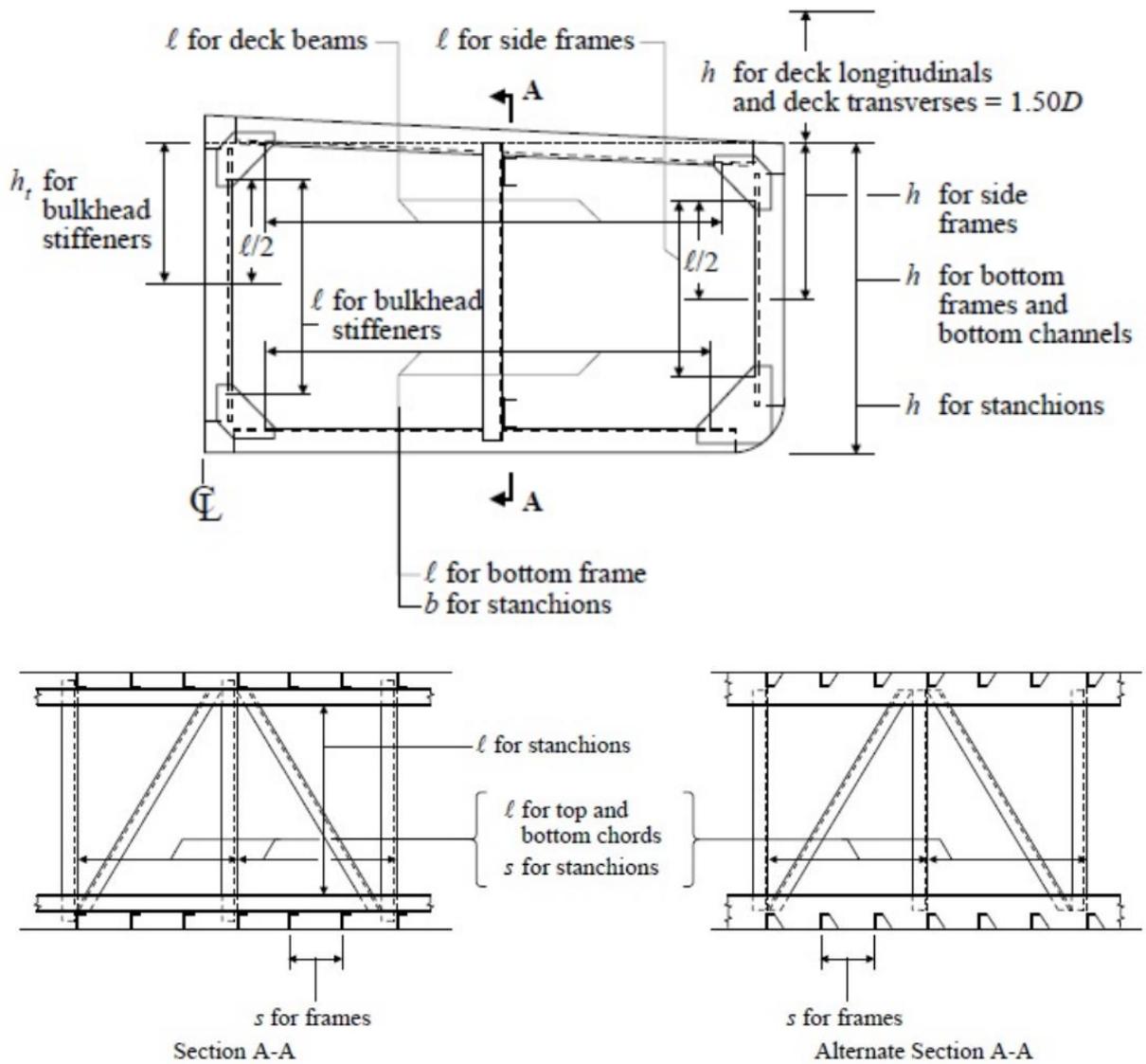
c = coeficiente apropriado para o membro sob consideração, e o tipo de construção empregada conforme a Figura 62;

h = distância em m, conforme as Figura 62.

s = distância entre membros a serem dimensionados, em m.

ℓ = vão livre conforme as referidas figuras, em m.

Figura 62 – Ilustração dos parâmetros utilizados para dimensionamento dos perfis estruturais.



Bottom frame	$c = 1.00$	Deck beam	$c = 0.56$
Truss bottom chord	$c = 1.00$	Side frame	$c = 1.00$
Truss top chord	$c = 0.70$		

Fonte: ABS (2023).

a) Perfil leve do Convés

$$\begin{aligned} c &= 0,56 & s &= 0,600 \text{ m} \\ h &= 4,5 \text{ m} & \ell &= 1,348 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 21,43 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

b) Perfil gigante do convés:

$$\begin{aligned} c &= 0,56 & s &= 0,75 \text{ m} \\ h &= 4,50 \text{ m} & \ell &= 2,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 58,97 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

c) Perfil leve do fundo:

$$\begin{aligned} c &= 1,00 & s &= 0,600 \text{ m} \\ h &= 3,00 \text{ m} & \ell &= 1,348 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 25,512 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

d) Perfil leve dos costados:

$$\begin{aligned} c &= 1,00 & s &= 0,600 \text{ m} \\ h &= 1,50 \text{ m} & \ell &= 2,436 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 41,657 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

e) Perfil gigante dos costados:

$$\begin{aligned} c &= 1,00 & s &= 0,75 \text{ m} \\ h &= 1,50 \text{ m} & \ell &= 3,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 78,975 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

f) Prumos de anteparas:

$$\begin{aligned} c &= 0,7 & s &= 0,600 \text{ m} \\ h &= 1,50 \text{ m} & \ell &= 2,436 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Módulo Requerido:} \\ \text{SM} &= 29,160 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

4.9.1.5. *Enrijecedores utilizados*

Os módulos requeridos permitem a escolha dos perfis estruturais utilizados na defesa flutuante, e esta escolha deve ser fundamentada em cálculos de estrutura secundária, que baseia-se na avaliação da resistência do perfil com sua chapa colaborante. Caso o módulo de seção seja maior que o requerido, e este conjunto suporte as cargas externas aplicadas, é possível validar, pelo menos analiticamente, a escolha destes perfis.

Uma segunda etapa de validação poderá ser a análise estrutural, que é um dos focos desta pesquisa e, por fim, a validação se completa a partir de ensaios de impacto (neste caso, não é objetivo desta pesquisa realizar este tipo de tarefa). Neste trecho, pode-se resumir as escolhas dos perfis:

a) Perfil leve do Convés

L 76,2 x 76,2 x 7,94 mm

b) Perfil gigante do convés:

L 180 x 50 x 9,53 mm

c) Perfil leve do fundo:

L 76,2 x 76,2 x 7,94 mm

d) Perfil leve dos costados:

L 76,2 x 76,2 x 7,94 mm

e) Perfil gigante dos costados:

L 240 x 60 x 12,7 mm

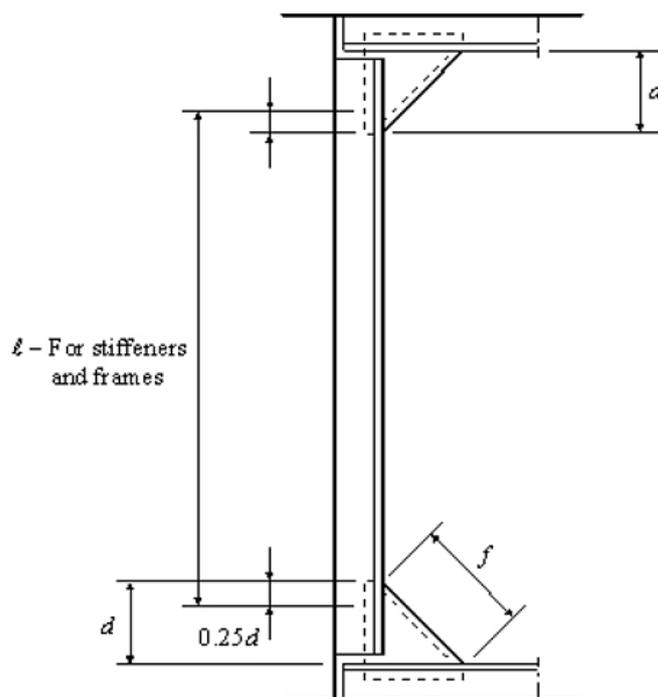
f) Prumos de anteparas:

L 76,2 x 76,2 x 7,94 mm

4.9.1.6. *Uniões de elementos estruturais (borboletas)*

As borboletas são estruturas que permitem manter a continuidade de um sistema estrutural em diferentes direções. Para o dimensionamento das borboletas, utilizou-se a regra 1) da ABS, com os seguintes parâmetros definidos pela Figura 63 e: pela Tabela 12:

Figura 63 – Parâmetros para dimensionamento de borboletas.



Fonte: ABS (2023), Steel vessels for service on rivers and intracoastal waterways.

Tabela 12 – Valores adotados para as borboletas

Comprimento da face (f), em mm	Espessura		Largura do flange, em mm.
	Plana	Flangeada	
Não excedendo 455	6,5	---	---
Entre 455 e 660	8,0	6,5	50
Entre 660 e 915	9,5	8,0	63
Entre 915 e 1370	11,0	9,5	75

Fonte: ABS (2023), Steel vessels for service on rivers and intracoastal waterways.

Para as borboletas escolhidas, comumente utilizadas na construção naval, os seguintes parâmetros foram utilizados:

hipotenusa (f)	330 mm
largura (d)	250 mm
espessura baseado na regra	6,5 mm
espessura utilizada	6,35 mm

Outros perfis foram propostos para que contribuíssem para tornar a estrutura rígida o suficiente, os quais são:

- Perfis W 250 x 38,5 verticais para suportar o impacto do comboio;
- Borboletas internas, de chapa 7,94 mm;
- Borboletas de chapa 7,94 mm (na braçola da defesa);
- Perfis L horizontais para reforço na braçola: L 76,2 x 76,2 x 7,94 (escolhido para manter a uniformidade estrutural);
- Contraventamentos (enrijecedores inclinados): U 101,4 x 41 x 6,35 mm.

Todos estes perfis serão diretamente responsáveis pelo reforço da estrutura sob impacto em diferentes direções.

4.9.2. Estudo de pesos e centros

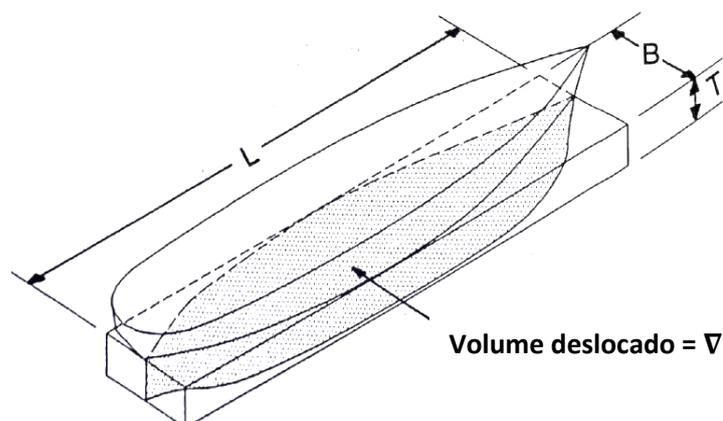
O estudo de pesos é uma etapa fundamental para avaliação das características hidrostáticas do flutuante. A partir do peso é possível definir, por exemplo, o calado da embarcação, o qual poderia ser obtido por: intermédio do coeficiente de bloco:

$$C_B = \frac{\Delta}{L \cdot B \cdot T \cdot \gamma} \quad (4.39)$$

Sendo: Δ o deslocamento do flutuante ($\Delta = \nabla \cdot \gamma$); $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ a densidade da água doce; L, B e T o comprimento, boca e calado de um módulo do flutuante, em metros.

Esta relação é interpretada da seguinte maneira: Quanto do peso do fluido deslocado cabe dentro de um volume delimitado por L, B e T? Sendo assim, os valores podem estar entre 0,4 e 1, sendo que, neste último caso, ele indica que o flutuante possui um formato de “caixa”. A Figura 64 ilustra esta relação, para o caso de uma embarcação comum:

Figura 64 – Coeficiente de bloco.

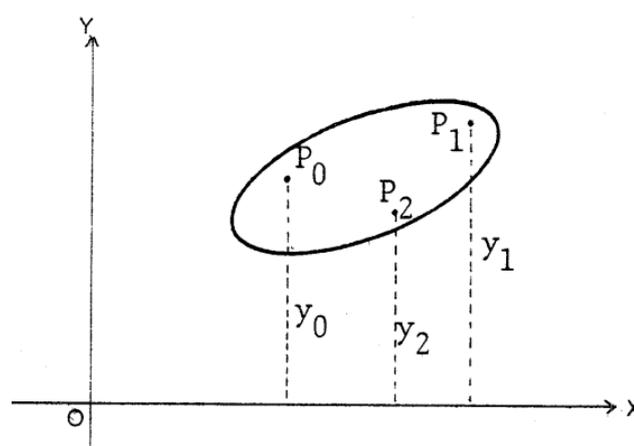


Fonte: Adaptado de Zubaly (2009).

Os pesos para um flutuante deste tipo, são basicamente de componentes de aço, cuja densidade é de 7850 kg/m^3 . Sendo assim, bastaria determinar o formato geométrico destes componentes, de forma a possuir um volume que possa ser multiplicado pela densidade, para a obtenção direta do peso.

Por outro lado, a determinação do centro de gravidade fundamenta-se em conceitos da física básica, de somatória de momentos de pesos, também apelidada de média ponderada dos pesos. Matematicamente, seja um corpo referenciado a um sistema de eixos cartesianos com partículas nomeadas por $P_0, P_1, P_2, \dots, P_n$, e ilustrado pela Figura 65:

Figura 65 – Corpo com partículas referenciadas a um sistema cartesiano.



Fonte: (GOMES, 1979).

A somatória dos pesos pode ser dada por:

$$P_{total} = \sum_{i=0}^n P_i \quad (4.40)$$

O momento dos pesos em relação aos eixos x e y, respectivamente, podem ser escritos como:

$$\sum_{i=0}^n M_{x_i} = \sum_{i=0}^n (P_i \cdot y_i) \quad (4.41)$$

$$\sum_{i=0}^n M_{y_i} = \sum_{i=0}^n (P_i \cdot x_i) \quad (4.42)$$

Devido aos corpos estarem em equilíbrio hidrostático, os momentos de todos os pesos separadamente, deverá ser igual ao momento resultante, que é o peso total em relação à posição do centro de gravidade do corpo, \bar{x} e \bar{y} , ou seja:

$$M_x = P_{total} \cdot \bar{y} = \sum_{i=0}^n (P_i \cdot y_i) \quad (4.43)$$

$$M_y = P_{total} \cdot \bar{x} = \sum_{i=0}^n (P_i \cdot x_i) \quad (4.44)$$

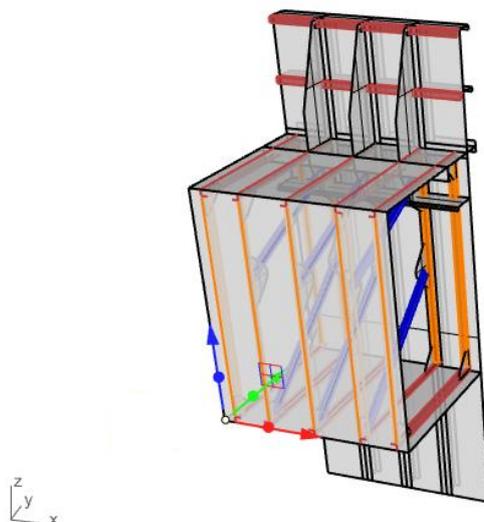
De forma que os centros de gravidade \bar{x} e \bar{y} em relação aos eixos x e y, respectivamente, são:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=0}^n (P_i \cdot y_i)}{\sum_{i=0}^n P_i} \quad (4.45)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=0}^n (P_i \cdot x_i)}{\sum_{i=0}^n P_i} \quad (4.46)$$

É importante deixar claro que os centros de gravidade são calculados em relação a um referencial. No caso dos módulos, o referencial é indicado pela Figura 66.

Figura 66 – Referencial adotado para a determinação do centro de gravidade.



Fonte: Autor.

Além disso, pode-se chamar os eixos x, y e z da seguinte maneira:

- X – eixo para o centro de gravidade longitudinal (LCG);
- Y – eixo para o centro de gravidade transversal (TCG);
- Z – eixo para o centro de gravidade vertical (VCG).

Com base nas informações apresentadas, um resumo dos pesos e centros dos três módulos da defesa é dado conforme a Tabela 13:

Tabela 13 – Estudo de pesos e centros para os módulos em estudo.

Defensa	Peso total (t)	LCG (m)	TCG (m)	VCG (m)	Calado (m)
D01L	4,120 t	1,22	1,45	1,80	0,563
D02L	4,064 t	1,22	1,46	1,80	0,555
D03L	4,094 t	1,22	1,46	1,80	0,559

Fonte: Autor.

Por fim, a tabela que fundamentou os cálculos encontram-se no Anexo 2.

4.10. Concepção da simulação estrutural da defesa flutuante

A defesa flutuante para o rio Guamá foi imaginada de forma a facilitar a construção, ou seja, concebida em módulos de 2,44 m de largura, que é a largura de uma chapa comercial, comumente disponível nos estaleiros.

Um módulo deste tipo, já apresentado na Figura 61, também é uma maneira de parametrizar as cargas aplicadas sobre a estrutura. Em outras palavras, caso fosse desejável conceber outros formatos de defesa, circulares, semielípticos etc., é possível ter uma ideia da magnitude da carga dissipada pela estrutura a partir do conhecimento desta dissipação em um módulo. Obviamente, simular apenas um módulo, não demonstra como será a dissipação da energia de impacto em toda a estrutura, mas sim, reafirma-se, pode-se ter uma ideia da magnitude da dissipação desta energia.

Uma outra grande vantagem de conceber um módulo para simulação estrutural é a redução do custo computacional para resolver o modelo numérico. Esta pesquisa está sendo feita em um computador com as seguintes características:

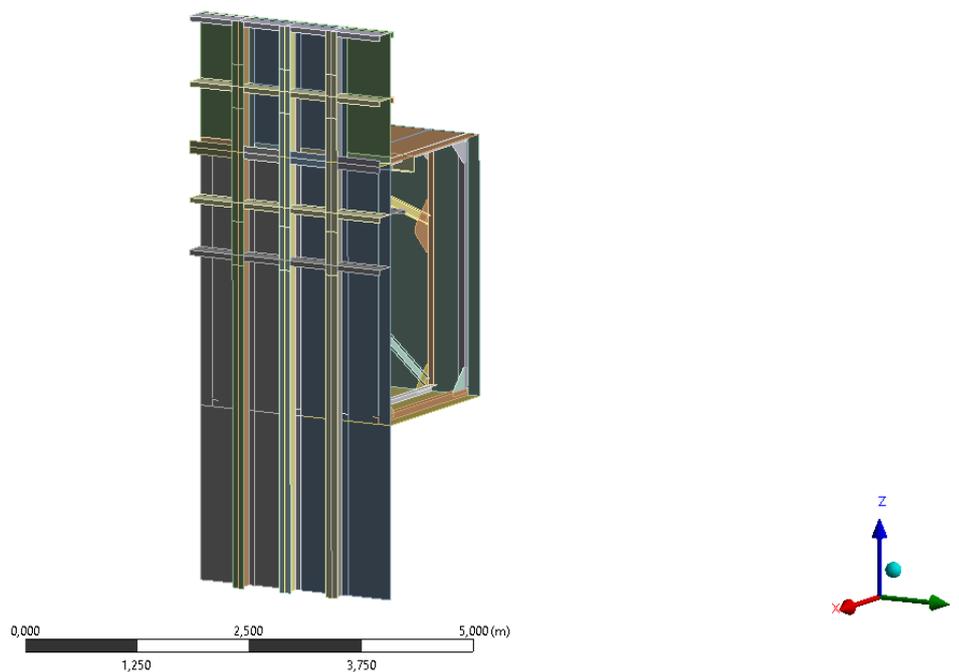
- Processador: Intel® Core™ i5-5200U CPU @ 2,20GHz
- Memória RAM instalada: 8,00 GB (utilizável 7,17 GB)
- Placa de vídeo: NVIDIA GeForce 920M (2 GB, dedicada)
- Sistema operacional: Windows 10 Home
- Armazenamento em disco rígido;

Este é um computador intermediário, que é capaz de realizar simulações relativamente simples. Além disso, as simulações de interesse da indústria naval podem ser melhor resolvidas quando se modela em elementos de placa. O custo computacional para resolver um modelo utilizando este tipo de elemento finito é significativamente menor. Isso significa que utilizar elementos de sólidos para simular o problema do módulo desta pesquisa, com uma malha relativamente fina, seria impossível por falta de capacidade computacional.

Elementos sólidos podem ser melhor desenvolvidos em computadores com bastante memória RAM, porque a solução de uma malha de elementos finitos advém da necessidade de calcular matrizes de rigidez super complexas de grau inimaginável. E isso requer “espaço” para armazenar tantas variáveis e reaccessá-las.

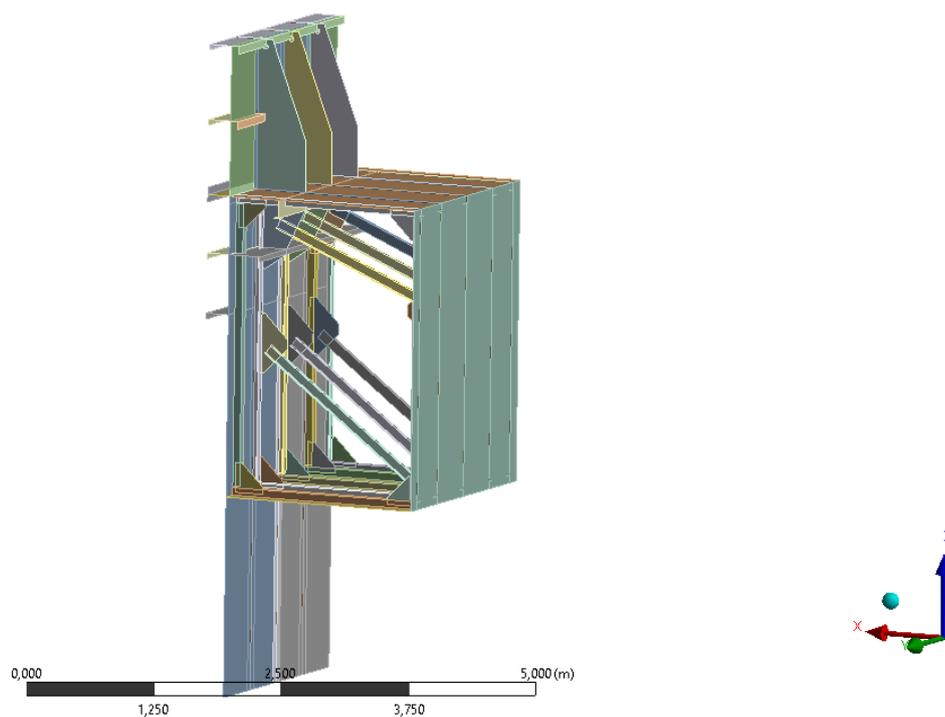
Por isso, fala-se, nesta pesquisa, apenas de solução de um problema utilizando elementos de placa, pois este tipo de elemento também entrega malhas com elevada qualidade a um custo computacional baixo. Sendo assim, o modelo estrutural para simulação é apresentado na Figura 67 e Figura 68:

Figura 67 – Modelo básico de um módulo para análise (vista de perspectiva, com ênfase na região que receberá o impacto).



Fonte: Autor.

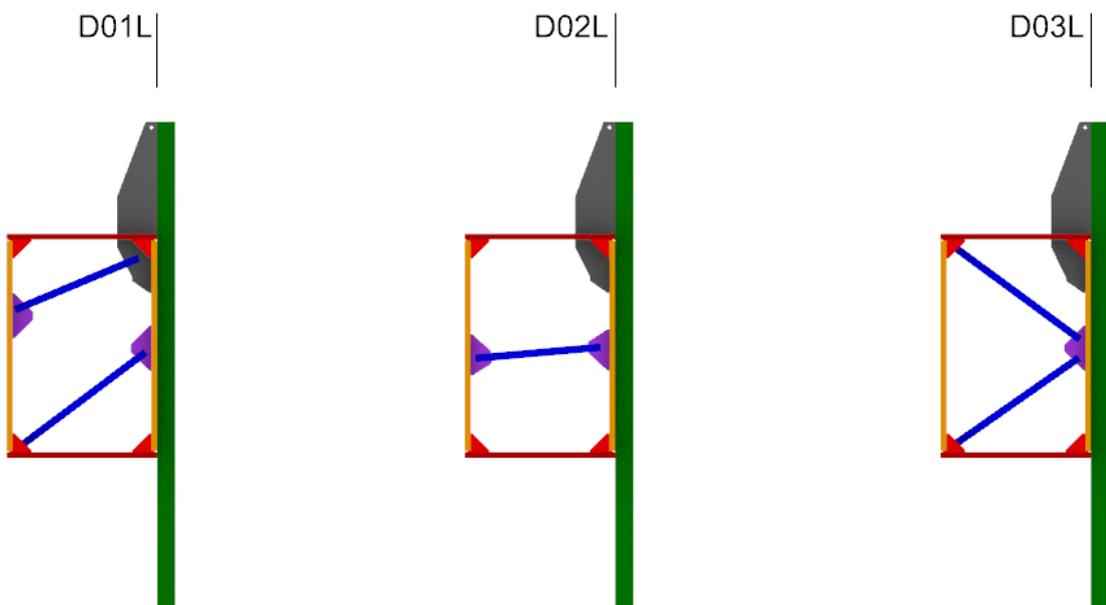
Figura 68 – Modelo básico de um módulo para análise (vista de perspectiva, com ênfase na região posterior ao impacto).



Fonte: Autor.

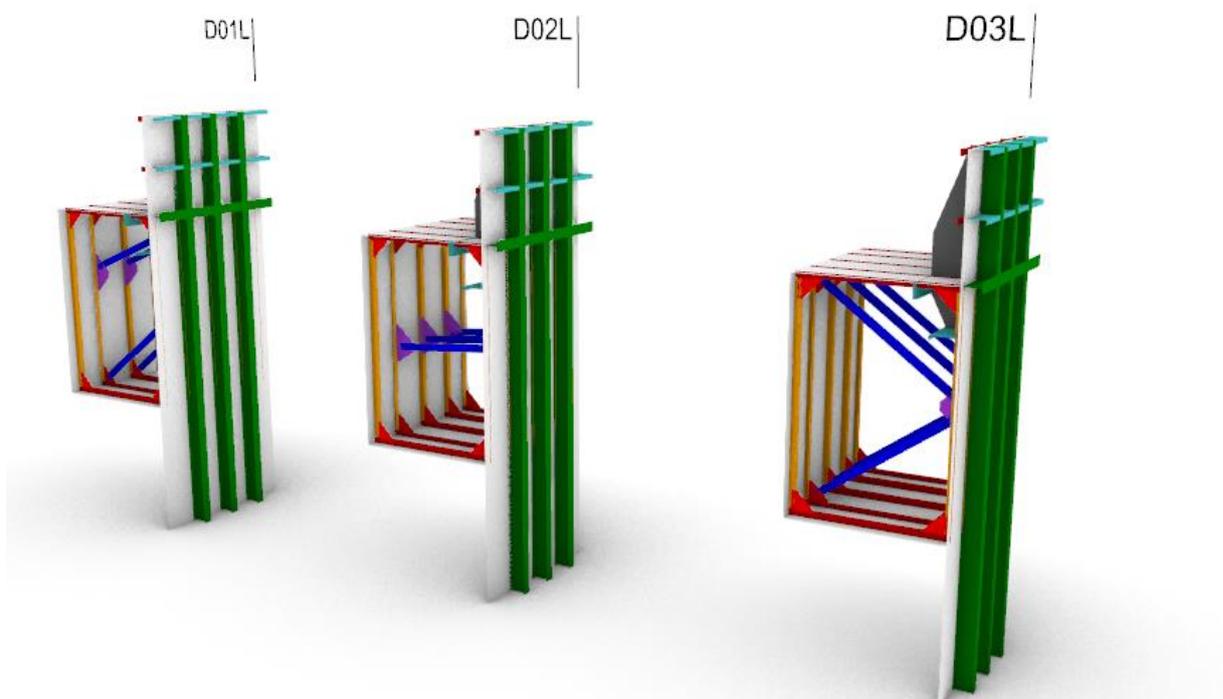
Para uma análise mais abrangente, foram propostos 3 tipos de geometrias internas, que podem ser visualizadas na Figura 69:

Figura 69 – Três geometrias propostas para análise.



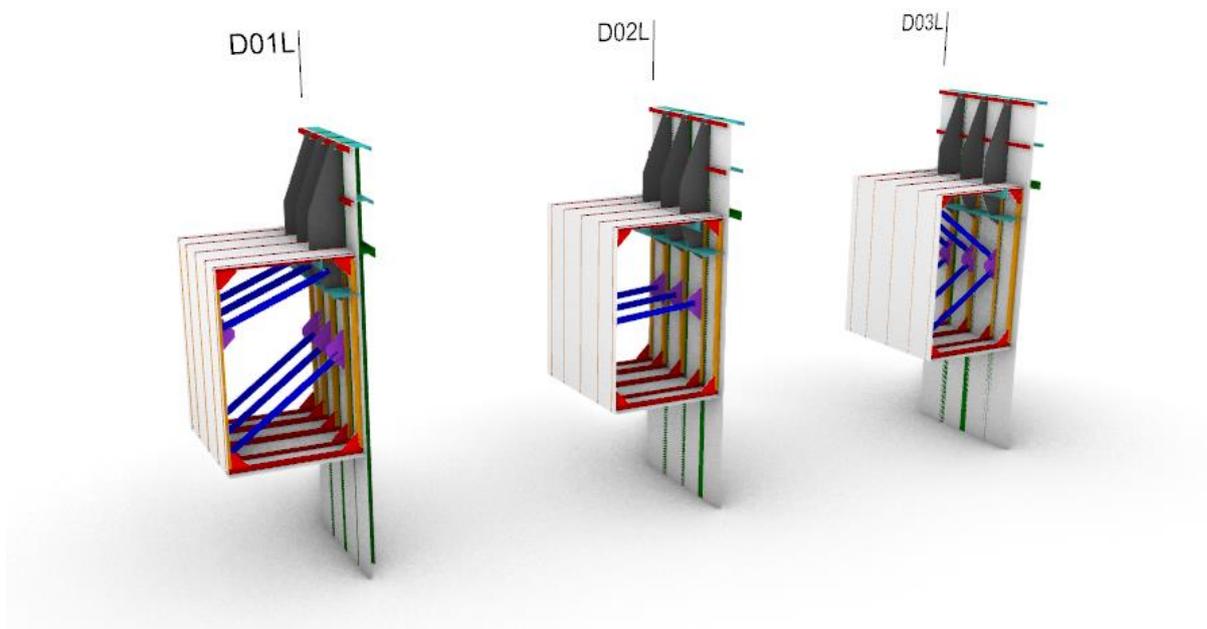
Fonte: Autor.

Figura 70 – Geometria dos três módulos para simulação (região de impacto, na cor verde).



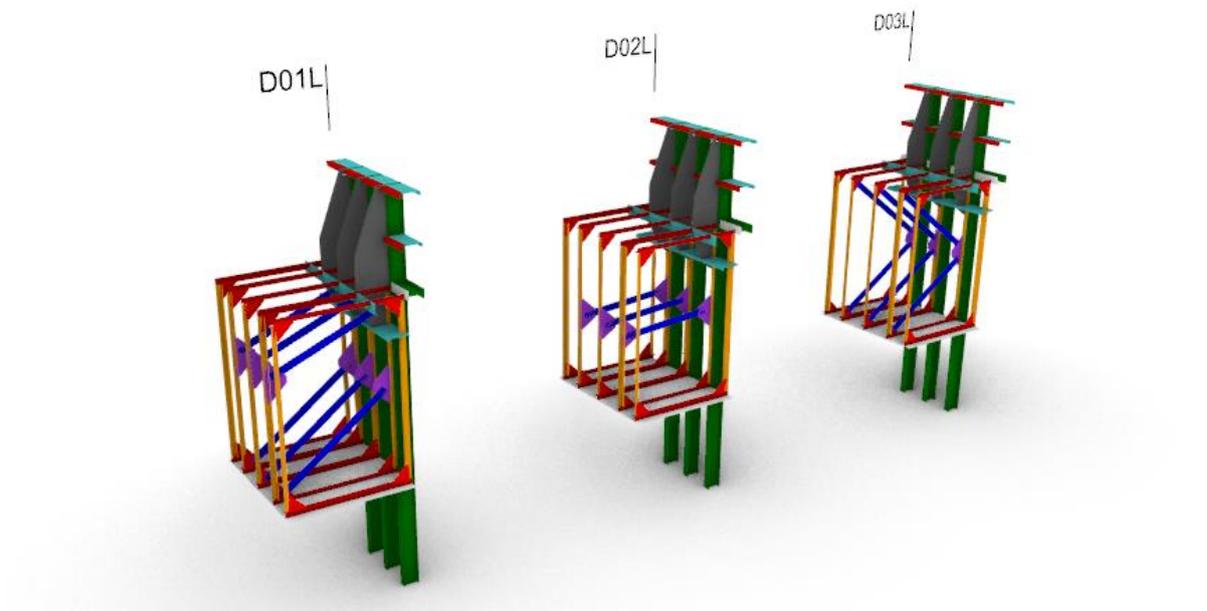
Fonte: Autor

Figura 71 – Geometria dos três módulos para simulação (vista posterior ao impacto)



Fonte: Autor

Figura 72 – Detalhe dos arranjos estruturais propostos.



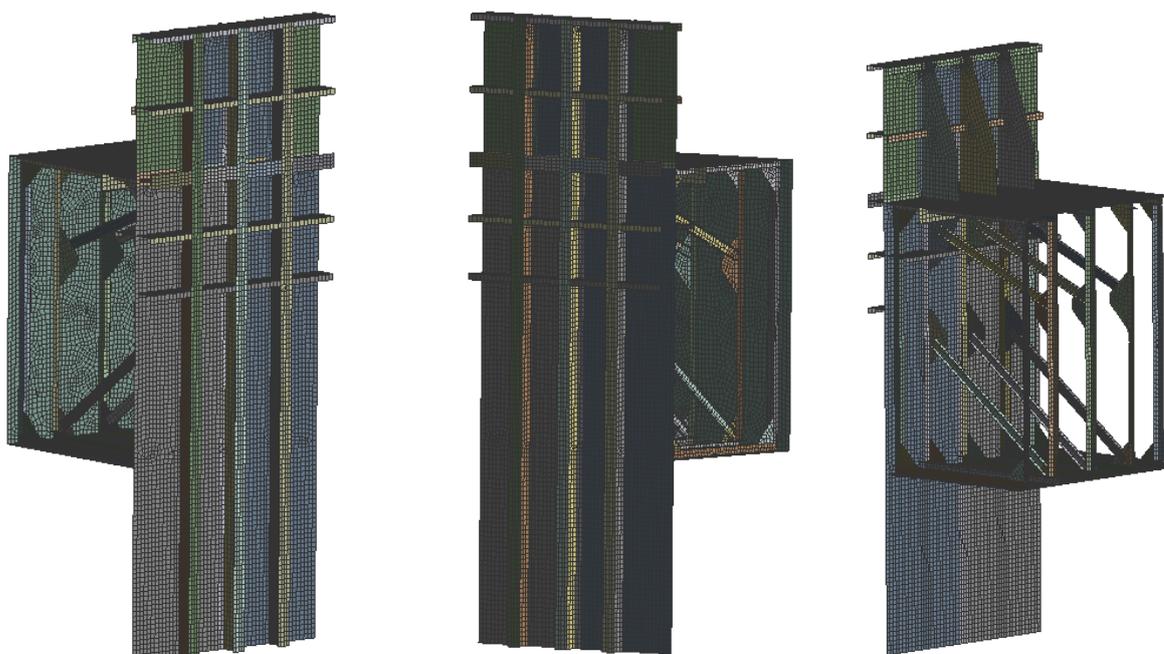
Fonte: Autor.

4.10.1. Configuração do pré-processamento

O pré-processamento é uma etapa fundamental para a resolução de um problema numérico. Ela consiste na configuração das forças aplicadas e das condições de apoio/suporte nas estruturas, uma vez que sem estas últimas configurações a estrutura não poderia ser resolvida.

Pode-se iniciar a análise a partir da configuração da malha. Conforme informado em parágrafos anteriores, a malha refinada é a grande responsável pela acuracidade dos resultados de simulações, de sorte que os elementos finitos sejam bem escolhidos, configurados, assim como as condições de contorno do problema. Devido a isso, foi realizada uma malha do modelo, conforme indica a Figura 73.

Figura 73 – Configuração da Malha de um dos módulos, com indicação dos reforços internos.

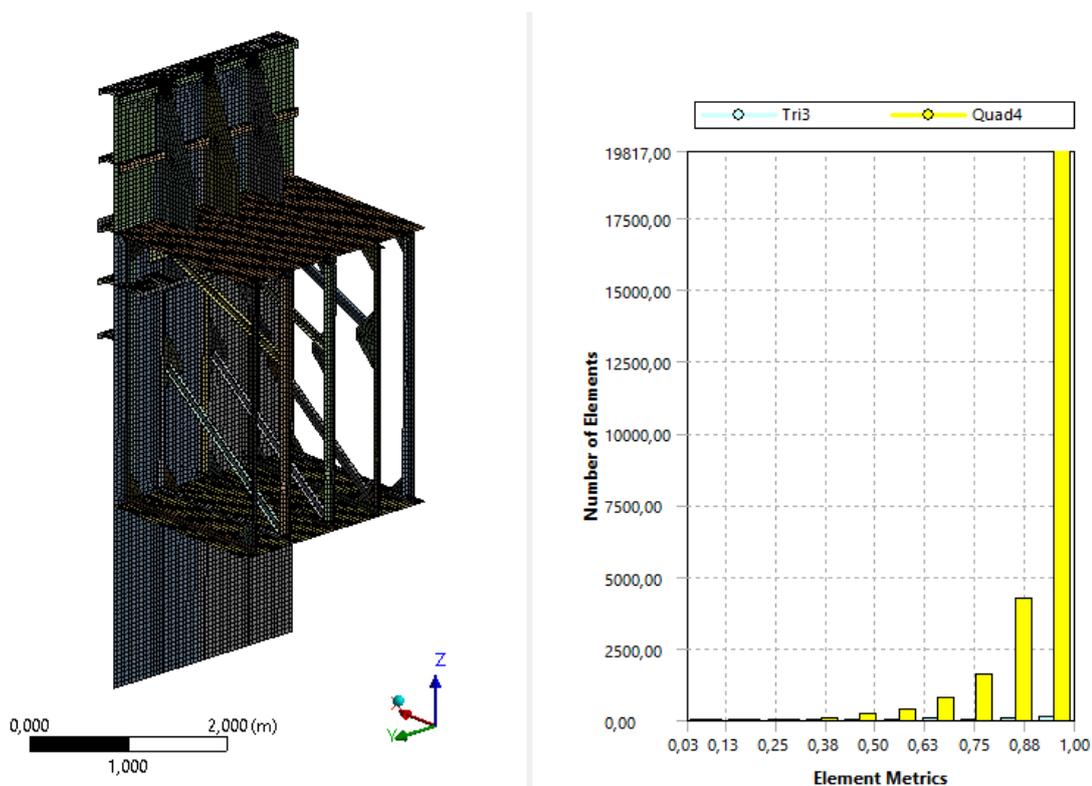


Os elementos finitos utilizados foram predominantemente de placa, com capacidade de computar a flexão fora do plano, uma vez que, a característica deformada dos elementos estruturais experimentam deslocamentos verticais e angulares em cada nó dos elementos.

Além disso as características gerais da malha são:

- Quantidade total de elementos e nós: 27.293 e 27.425 respectivamente;
- Tipo de elementos: predominantemente quadrangulares lineares;
- Tamanho: 50 mm para toda a estrutura;
- Qualidade da malha: entre 0,75 e 1,00, com média igual a 0,92071 e desvio padrão 0,10853, conforme indicado na Figura 74.

Figura 74 – Quantificação da qualidade da malha do modelo.

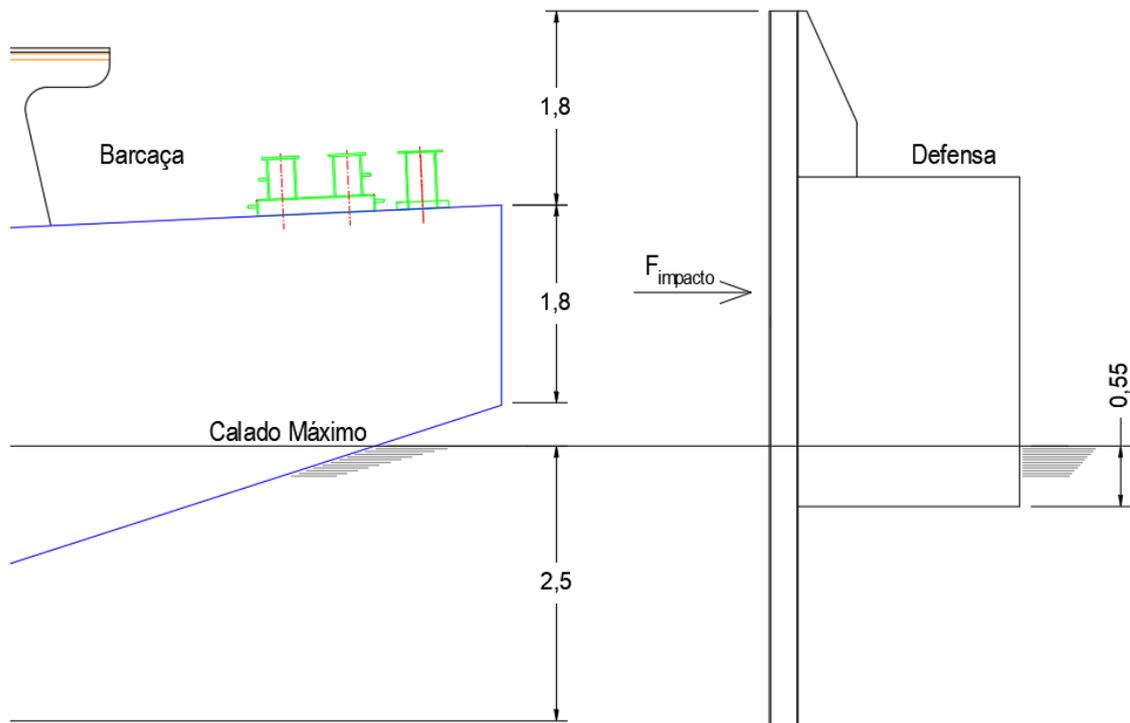


Fonte: Autor.

Uma etapa posterior à análise da malha, com base no calado de um módulo, determinado a partir do estudo de pesos, foi possível definir a posição de impacto de um comboio do tipo rake (com proa inclinada), conforme indica a Figura 75.

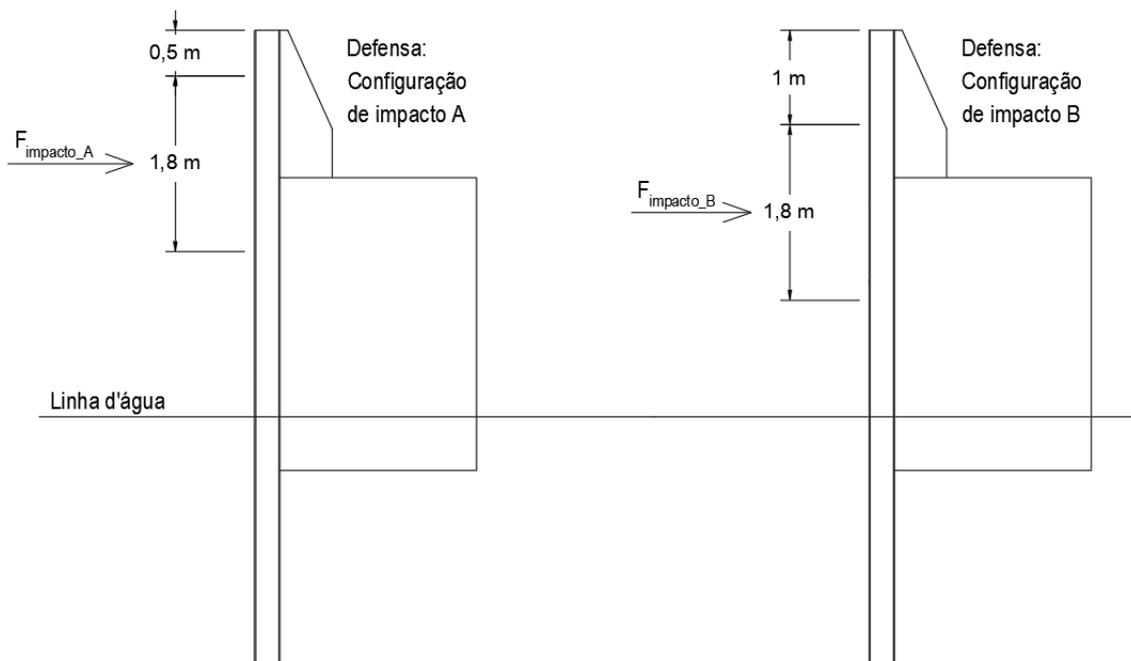
A partir da figura, percebe-se que a defesa possui uma região de impacto que é mais bem suportada pela estrutura interna. No entanto, em análises prévias desta pesquisa, percebeu-se que o impacto nessa região não necessariamente representa as condições mais críticas. Exatamente por isso, definiu-se que as posições de impacto fossem mais acima, conforme ilustrado pela Figura 76 e Figura 76.

Figura 75 – Configuração de impacto com barcaça e defesa no calado máximo, para balsa do tipo rake.



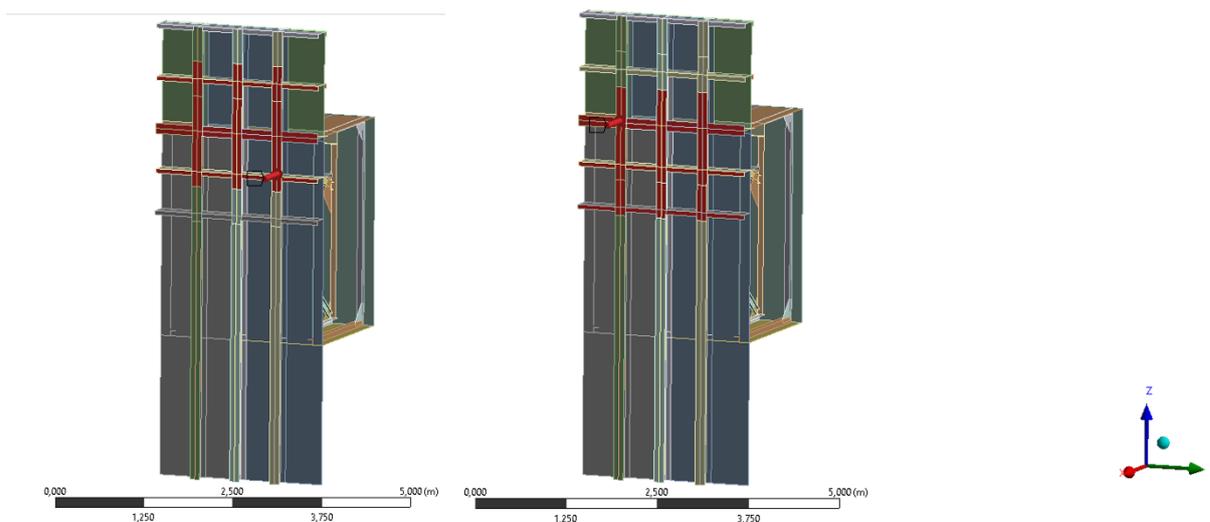
Fonte: Autor.

Figura 76 – Posições de impacto definidas para esta pesquisa.



Fonte: Autor.

Figura 77 – Aplicação superficial das forças de impacto sobre a estrutura.



Fonte: Autor.

Estas forças de impacto foram ajustadas proporcionalmente à largura da defesa, da seguinte maneira:

$$F_{aplicada} = F_{impacto} \cdot \left(\frac{\text{Área do módulo impactado}}{\text{Área da proa da barcaça do tipo Rake}} \right) \quad (4.47)$$

A Figura 47 indicou diversas configurações de impactos que foram analisadas pelas fórmulas analíticas de estimativa de força de impacto. Com isso, as forças aplicadas na simulação estrutural também levarão em consideração estes ângulos de impacto, fazendo com que seja possível determinar componentes frontais e laterais de impacto.

Devido a isso, as forças aplicadas terão as seguintes características:

Tabela 14 – Caracterização básica das forças de impacto.

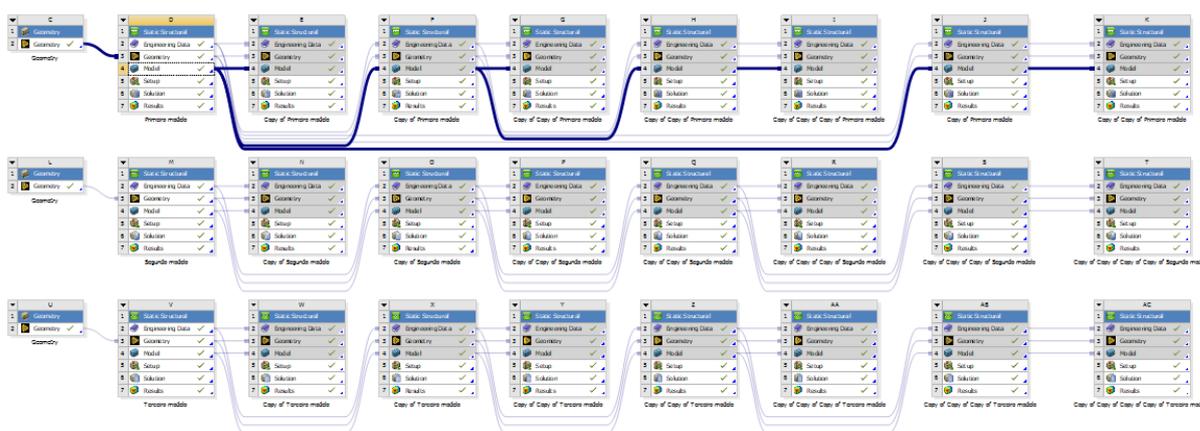
Força	Fórmula	Ângulos
$F_{aplicada}$	$F_{h1} = F_{impacto} \cdot \cos \theta$	$\theta = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ \text{ e } 90^\circ$
	$F_{f1} = F_{impacto} \cdot \sen \theta$	
	$F_k = \sqrt{F_{h1}^2 + F_{f1}^2}$	

Considerando que haverá 3 defensas, a quantidade total de cargas aplicadas será:

3 defensas x 4 ângulos para força de impacto x 2 posições de impacto = 24 casos simulados

A Figura 78 ilustra os casos simulados no software Ansys:

Figura 78 – Todos os casos simulados nos três módulos.



Fonte: Autor.

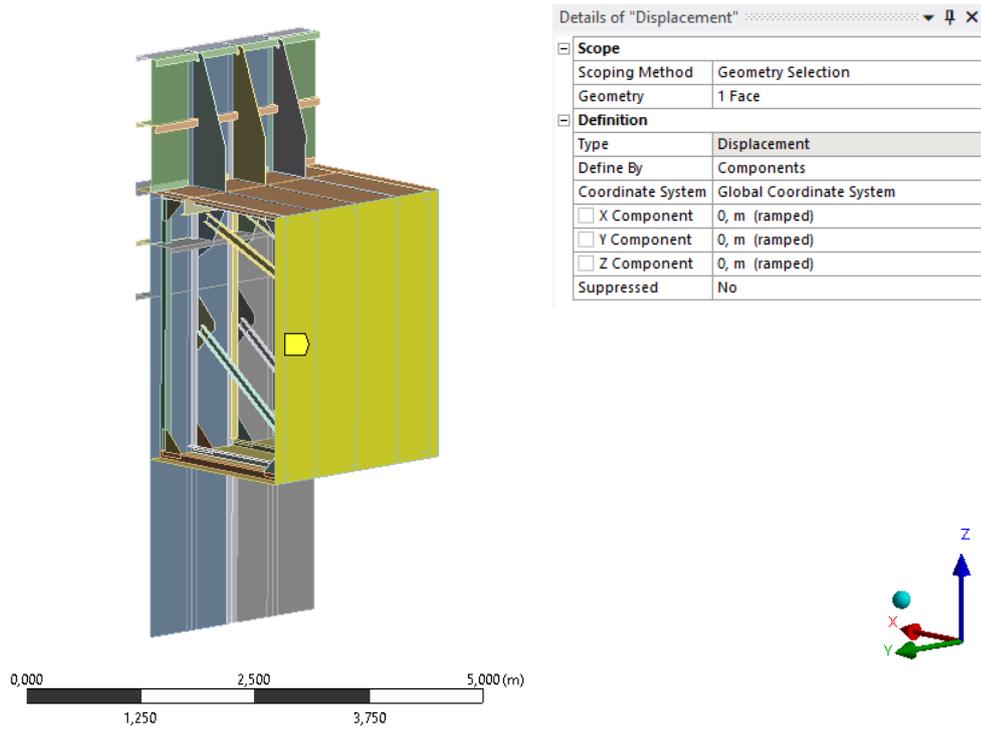
Além das referidas posições de impacto, também será necessário configurar os apoios/suportes. Na realidade, o modelo, quando impactado, deveria movimentar-se, e a bolina que se prolonga para o fundo da defesa seria um dos meios de “freio” da defesa (freio hidrodinâmico) até a sua posição estática, pós-impacto.

Esta pesquisa não pretende entrar no mérito da avaliação das forças viscosas aplicadas sobre a estrutura durante o deslocamento, tornando este tópico uma sugestão para trabalhos futuros.

Para a configuração do modelo deste módulo, considerou-se a situação em que a defesa já estivesse “parada” após o impacto, manifestada em um deslocamento nulo das chapas posteriores ao impacto, conforme indica a Figura 79.

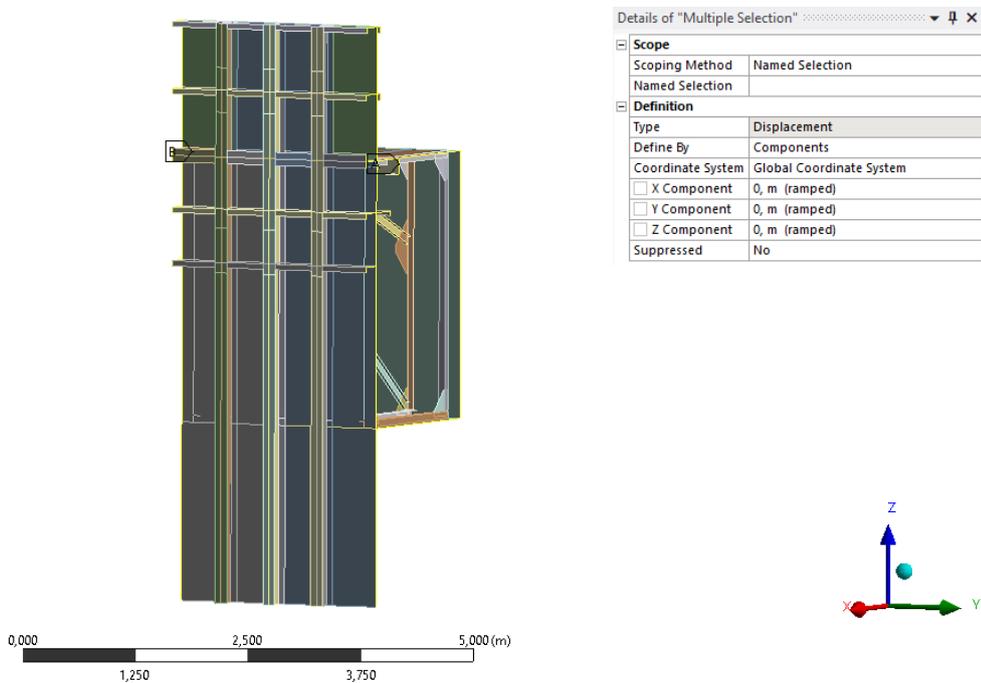
Além disso, é necessário configurar uma condição de engaste nas extremidades do módulo, uma vez que, na prática, a estrutura de um outro módulo estará ligada à outra adjacente, e após o deslocamento da estrutura, as arestas também irão cessar o deslocamento. Isso implica que a condição de contorno das arestas serão conforme a Figura 80.

Figura 79 – Configuração dos deslocamentos da defesa.



Fonte: Autor

Figura 80 – Condição de contorno das arestas do modelo.

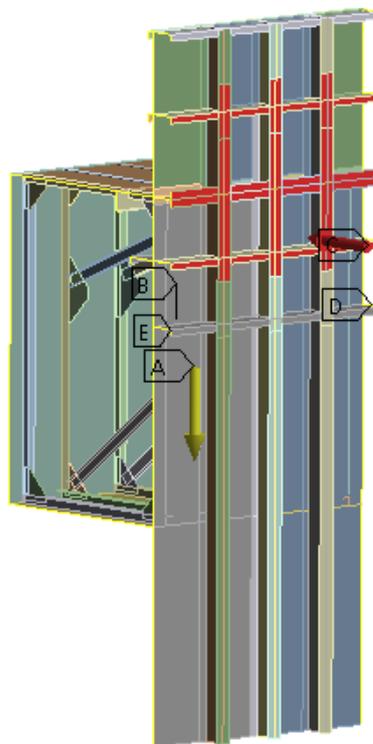


Fonte: Autor.

Por fim, é necessário levar em consideração os efeitos da aceleração da gravidade sobre a estrutura, de modo que o modelo completo pode ser ilustrado pela Figura 81.

Figura 81 – Configuração do modelo, indicando apenas a primeira aplicação de força.

- D: Primeiro modelo**
Static Structural 90° Cima
Time: 1, s
19/09/2023 22:01
- A** Standard Earth Gravity: 9,8066 m/s²
 - B** Displacement
 - C** Force: 3,181e+006 N
 - D** Displacement 2
 - E** Displacement 3



Fonte: Autor

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A proteção de pontes contra colisões de embarcações em pilares garante a segurança da navegação e das pessoas que seriam impactadas por um possível revés. Diante disso, a primeira parte dos resultados busca comparar as diferentes estimativas de forças e energias de impacto resultantes de uma possível colisão de um comboio-tipo na ponte sobre o rio Guamá, a qual possui uma importância extrema para a economia do Pará, a fim de entregar ideias sobre a magnitude de forças de impacto para futuros projetos de defensas flutuantes no Brasil e no mundo. Além disso, esta primeira etapa inclui o estudo das frequências anuais de colapso da ponte, feitos com base em uma análise probabilística do impacto sobre a ponte. A segunda parte dos resultados refere-se às simulações estruturais da defesa, analisando as tensões de Von-Mises e, principalmente, verificando o comportamento da dissipação de energia de impacto através da deflexão da estrutura e da folga de resistência para impacto do comboio-tipo.

5.1. Cálculo da frequência anual de colapso (AF)

O desenvolvimento necessário para o cálculo da frequência anual de colapso foi desenvolvido na seção 4.8. A partir dos valores obtidos, podemos calcular e discorrer sobre a frequência anual de colapso a partir da seguinte fórmula:

$$AF = N \cdot PA \cdot PG \cdot PC \cdot PF \quad (5.1)$$

A Tabela 15 indica os resultados para a faixa de velocidades estudadas, primeiramente considerando que o número de comboios que passam por ano sob a ponte é igual a 1 (N=1):

Tabela 15 – Resultados para Frequência anual de colapso, quando N = 1 comboio.

Velocidade	V (nós)	AF (H/P=0,1)	AF (H/P=0,5)	AF (H/P=0,99)
1,00 m/s	1,944 nós	1,95E-05	1,08E-05	2,16E-07
1,50 m/s	2,916 nós	2,28E-05	1,27E-05	2,53E-07
2,00 m/s	3,888 nós	2,63E-05	1,46E-05	2,93E-07
2,50 m/s	4,860 nós	3,01E-05	1,67E-05	3,35E-07
3,00 m/s	5,832 nós	3,42E-05	1,90E-05	3,80E-07
3,52 m/s	6,842 nós	3,87E-05	2,15E-05	4,30E-07
4,00 m/s	7,775 nós	4,31E-05	2,40E-05	4,79E-07
4,20 m/s	8,164 nós	4,50E-05	2,50E-05	5,01E-07
5,00 m/s	9,719 nós	5,31E-05	2,95E-05	5,90E-07
5,50 m/s	10,691 nós	5,85E-05	3,25E-05	6,50E-07
6,00 m/s	11,663 nós	6,41E-05	3,56E-05	7,12E-07

Fonte: Autor.

A partir destes resultados, podemos extrapolar para a quantidade de comboios que passam sob a ponte por ano, de $N = 1$ até $N = 2000$ comboios, para $H/P = 0,1$; $H/P = 0,5$ e $H/P = 0,99$:

Tabela 16 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando $H/P = 0,1$.

AF ($H/P=0,1$)					
N = 1*	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,000019	0,000195	0,001948	0,009739	0,019478	0,038957
0,000023	0,000228	0,002278	0,011389	0,022777	0,045555
0,000026	0,000263	0,002633	0,013167	0,026334	0,052669
0,000030	0,000301	0,003015	0,015075	0,030149	0,060299
0,000034	0,000342	0,003422	0,017111	0,034222	0,068445
0,000039	0,000387	0,003873	0,019366	0,038732	0,077464
0,000043	0,000431	0,004314	0,021571	0,043142	0,086284
0,000045	0,000450	0,004505	0,022525	0,045050	0,090100
0,000053	0,000531	0,005309	0,026547	0,053094	0,106187
0,000058	0,000585	0,005846	0,029228	0,058456	0,116913
0,000064	0,000641	0,006408	0,032039	0,064077	0,128154

*Observe que os resultados para $N = 1$ também estão na Tabela 16.

Fonte: Autor

Tabela 17 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando $H/P = 0,5$.

AF ($H/P=0,5$)					
N = 1	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,000011	0,000108	0,001082	0,005411	0,010821	0,021643
0,000013	0,000127	0,001265	0,006327	0,012654	0,025308
0,000015	0,000146	0,001463	0,007315	0,014630	0,029260
0,000017	0,000167	0,001675	0,008375	0,016750	0,033499
0,000019	0,000190	0,001901	0,009506	0,019012	0,038025
0,000022	0,000215	0,002152	0,010759	0,021518	0,043035
0,000024	0,000240	0,002397	0,011984	0,023968	0,047936
0,000025	0,000250	0,002503	0,012514	0,025028	0,050055
0,000029	0,000295	0,002950	0,014748	0,029496	0,058993
0,000032	0,000325	0,003248	0,016238	0,032476	0,064951
0,000036	0,000356	0,003560	0,017799	0,035598	0,071197

Fonte: Autor.

Tabela 18 – Extrapolação da Frequência Anual de Colapso quando H/P = 0,99.

AF (H/P=0,99)					
N = 1	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,000000	0,000002	0,000022	0,000108	0,000216	0,000433
0,000000	0,000003	0,000025	0,000127	0,000253	0,000506
0,000000	0,000003	0,000029	0,000146	0,000293	0,000585
0,000000	0,000003	0,000033	0,000167	0,000335	0,000670
0,000000	0,000004	0,000038	0,000190	0,000380	0,000760
0,000000	0,000004	0,000043	0,000215	0,000430	0,000861
0,000000	0,000005	0,000048	0,000240	0,000479	0,000959
0,000001	0,000005	0,000050	0,000250	0,000501	0,001001
0,000001	0,000006	0,000059	0,000295	0,000590	0,001180
0,000001	0,000006	0,000065	0,000325	0,000650	0,001299
0,000001	0,000007	0,000071	0,000356	0,000712	0,001424

Fonte: Autor.

A norma da AASHTO afirma que para pontes críticas, a frequência anual de colapso aceitável deve ser de até 0,0001. Acima disso, a ponte necessita ter a sua resistência ajustada, ou implementar um sistema de segurança contra colisões (defensas).

Com isso, a adoção de uma defesa flutuante para uma ponte, projetada de forma que uma colisão não cause nenhum tipo de influência na ponte, reduz todas as frequências anuais de colapso para 0.

Além disso, é interessante avaliar quantas vezes essas frequências anuais de colapso são maiores que a frequência anual de referência (0,0001). As tabelas seguintes mostram essas magnitudes.

Tabela 19 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando H/P = 0,10.

AF (H/P=0,1)					
N = 1	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,2	1,9	19,5	97,4	194,8	389,6
0,2	2,3	22,8	113,9	227,8	455,5
0,3	2,6	26,3	131,7	263,3	526,7
0,3	3,0	30,1	150,7	301,5	603,0
0,3	3,4	34,2	171,1	342,2	684,4
0,4	3,9	38,7	193,7	387,3	774,6
0,4	4,3	43,1	215,7	431,4	862,8
0,5	4,5	45,0	225,2	450,5	901,0
0,5	5,3	53,1	265,5	530,9	1061,9
0,6	5,8	58,5	292,3	584,6	1169,1
0,6	6,4	64,1	320,4	640,8	1281,5

Fonte: Autor.

Tabela 20 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando H/P = 0,50.

AF (H/P=0,5)					
N = 1	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,1	1,1	10,8	54,1	108,2	216,4
0,1	1,3	12,7	63,3	126,5	253,1
0,1	1,5	14,6	73,2	146,3	292,6
0,2	1,7	16,7	83,7	167,5	335,0
0,2	1,9	19,0	95,1	190,1	380,2
0,2	2,2	21,5	107,6	215,2	430,4
0,2	2,4	24,0	119,8	239,7	479,4
0,3	2,5	25,0	125,1	250,3	500,6
0,3	2,9	29,5	147,5	295,0	589,9
0,3	3,2	32,5	162,4	324,8	649,5
0,4	3,6	35,6	178,0	356,0	712,0

Fonte: Autor.

Tabela 21 – Avaliação de quantas vezes o AF calculado é maior que a referência da norma (0,0001), quando $H/P = 0,99$.

AF (H/P=0,99)					
N = 1	N = 10	N = 100	N = 500	N = 1000	N = 2000
0,0	0,0	0,2	1,1	2,2	4,3
0,0	0,0	0,3	1,3	2,5	5,1
0,0	0,0	0,3	1,5	2,9	5,9
0,0	0,0	0,3	1,7	3,3	6,7
0,0	0,0	0,4	1,9	3,8	7,6
0,0	0,0	0,4	2,2	4,3	8,6
0,0	0,0	0,5	2,4	4,8	9,6
0,0	0,1	0,5	2,5	5,0	10,0
0,0	0,1	0,6	2,9	5,9	11,8
0,0	0,1	0,6	3,2	6,5	13,0
0,0	0,1	0,7	3,6	7,1	14,2

Fonte: Autor.

Pode-se analisar as tabelas anteriores da seguinte maneira: se apenas uma (01) embarcação pudesse vir a colidir com a ponte, no caso em que a resistência da ponte é 50% da força de impacto ($H/P = 0,5$), a frequência anual de impacto calculada seria menor que a referência da norma ($AF = 0,0001$).

No entanto, para esta categoria de comboio, se pelo menos 100 comboios passem sob a ponte a frequência anual já sobe para algo entre 10,8 a 35,6 vezes a frequência anual segura. Se 500 comboios passam sob a ponte, AF será entre 54,1 e 178 vezes a probabilidade segura. E assim por diante.

É claro que este valor depende do correto conhecimento da resistência do pilar da ponte, em comparação com a força de impacto de comboio. Mas estas estimativas indicam que, se a força de impacto ser aproximadamente igual à resistência real da ponte (caso em que $H/P = 0,99$), então a frequência anual de colapso já abaixa significativamente e, se a resistência da ponte for maior que a força de impacto (caso em que $H/P > 1$), então, teoricamente, a ponte não sofrerá colapso, e a adoção de um sistema de proteção de impacto seria uma redundância (para esta categoria de comboio-tipo do rio Guamá).

5.2. Energia e Força de impacto segundo Eurocode 1991-1-7 (2006)

É válido lembrar que a norma Européia não disponibiliza uma distribuição triangular de velocidade, apenas indicando que a velocidade de impacto será 3,0 m/s, somado à velocidade da correnteza. Exatamente por isso, os resultados da energia de impacto para a velocidade $V_{impacto} = 4,2 \text{ m/s}$, e ângulos de incidência de força de 30°, 45°, 60° e 90° são resumidos na Tabela 22:

Tabela 22 – Resumo de resultados para energia de deformação conforme Eurocode 1991-1-7 (2006)

Ângulo de impacto α	Energia de deformação E_{def}
Lateral – 30°	6,14 MN.m
Lateral – 45°	13,43 MN.m
Lateral – 60°	22,93 MN.m
Frontal – 90°	36,03 MN.m

Fonte: Autor.

Pelo fato destas energias representarem os casos de deformação plástica da estrutura ($E_{def} > 0,21 \text{ MN.m}$) do comboio, então as forças de impacto dinâmicas a serem consideradas são dadas pela equação (4.4) para os diferentes ângulos de impacto. Nestes casos, as massas adicionais a serem consideradas para os impactos laterais serão:

- 10% do deslocamento do comboio para impacto frontal: 371,39 toneladas;
- 40% do deslocamento do comboio para impacto lateral: 1485,55 toneladas.

Em vista disso, considerando a equação (4.4) e as equações (4.5) a (4.9), resume-se os resultados para impacto frontal e laterais na Tabela 23 a seguir:

Tabela 23 – Resumo dos resultados para impactos frontal e laterais para $V_{impacto} = 4,2 \text{ m/s}$.

	Impacto Lateral $\alpha = 30^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 45^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 60^\circ$	Impacto Frontal $\alpha = 90^\circ$
F_{dyn} [MN]	6,68	8,25	9,92	11,84
F_D [MN]	5,84	6,62	7,46	8,42
t_r [s]	0,048	0,034	0,027	0,024
t_p [s]	1,869	2,332	2,535	2,037
t_e [s]	14,623	14,623	14,623	12,961
t_s [s]	16,539	16,988	17,185	15,022

Fonte: Autor.

Os tempos t_r , t_p , t_e e t_s foram calculados com base na distribuição trapezoidal de força, conforme indicado pela norma Eurocode. Os tempos totais de impacto t_s são razoáveis, uma vez que o impacto de um corpo com elevada massa sobre uma defesa flutuante é caracterizado por um estado acoplado, onde o próprio comboio desloca a defesa flutuante, antes estática, por um tempo elevado, neste caso, até 17 segundos. Além disso, ressalta-se que as forças consideradas para tomada de decisões em engenharia são as forças médias F_D indicadas pela linha de cor verde.

5.3. Energia e força de impacto segundo AASHTO (2009)

A priori, é de suma importância deixar claro que os resultados encontrados para Eurocode 1991-1-7 anteriormente citados, consideraram uma velocidade de impacto de $4,2 \text{ m/s}$. As forças e energias de impactos determinadas a partir da AASHTO, são calculadas primeiramente através da metodologia indicada pela norma, ou seja, $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$, e também para a velocidade de $4,2 \text{ m/s}$, semelhante à Eurocode, para fins comparativos.

Nesse sentido, a velocidade de impacto poderá ser calculada a partir da Equação (4.20), cuja função caracteriza o gráfico da Figura 53. Ou seja, $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$, será tal que as energias de impacto para impacto frontal com $C_H = 1,05$ (Equação (4.13)) e impacto oblíquo (Equação (4.14)), para comboio carregado, $W = \Delta_{\text{carregado}} = 3713,9 \text{ t}$ são resumidas conforme a Tabela 24:

Tabela 24 – Resumo dos resultados para energia de impacto frontal e oblíquos para $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009).

Ângulo de impacto α	Energia de impacto KE	
Lateral - 30°	5.314,90 kJ	5,31 MJ
Lateral - 45°	12.079,32 kJ	12,08 MJ
Lateral - 60°	21.259,61 kJ	21,26 MJ
Frontal - 90°	24.158,65 kJ	24,16 MJ

Fonte: Autor

Conforme no início deste subtópico, em comparação com a velocidade considerada na Eurocode 1991-1-7 (2006), ou seja, $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$, os resultados para energia de impacto são apresentados na Tabela 25 abaixo para a referida velocidade:

Tabela 25 – Resumo dos resultados para energia de impacto frontal e oblíquos para $V_{impacto} = 4,2 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009)

Ângulo de impacto α	Energia de impacto KE	
Lateral - 30°	7.566,74 kJ	7,57 MJ
Lateral - 45°	17.197,13 kJ	17,20 MJ
Lateral - 60°	30.266,94 kJ	30,27 MJ
Frontal - 90°	34.394,25 kJ	34,39 MJ

Fonte: Autor

Os ângulos para impactos oblíquos, assim como na Eurocode 1991-1-7 (2006), são formados entre a linha de centro do comboio e a linha de centro da superestrutura da ponte, conforme a Figura 47, indicada anteriormente.

As deformações na proa da barcaça, indicada pela equação (4.17) são resumidas nas Tabela 26 e Tabela 27 para diferentes direções de incidência da força e para as velocidades $V_{impacto} = 3,51 \text{ m/s}$ e $V_{impacto} = 4,2 \text{ m/s}$:

Tabela 26 – Resumo dos resultados para deformação na proa do comboio para $V_{impacto} = 3,52 \text{ m/s}$.

Ângulo de impacto α	Deformação na proa a_B
Lateral - 30°	0,62 m
Lateral - 45°	1,25 m
Lateral - 60°	1,95 m
Frontal - 90°	2,15 m

Fonte: Autor.

Tabela 27 – Resumo dos resultados para deformação na proa do comboio para $V_{impacto} = 4,2 \text{ m/s}$.

Ângulo de impacto α	Deformação na proa a_B
Lateral - 30°	0,85 m
Lateral - 45°	1,66 m
Lateral - 60°	2,53 m
Frontal - 90°	2,78 m

Fonte: Autor

Nesse sentido as forças de impacto para as velocidades $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$ e $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$ são, conforme a Tabela 28 e Tabela 29:

Tabela 28 – Resumo dos resultados para força de impacto do comboio, para $V_{\text{impacto}} = 3,52 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009).

-	Impacto Lateral $\alpha = 30^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 45^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 60^\circ$	Impacto Frontal $\alpha = 90^\circ$
F_{impacto} [MN]	7,00	8,00	9,12	9,43

Fonte: Autor

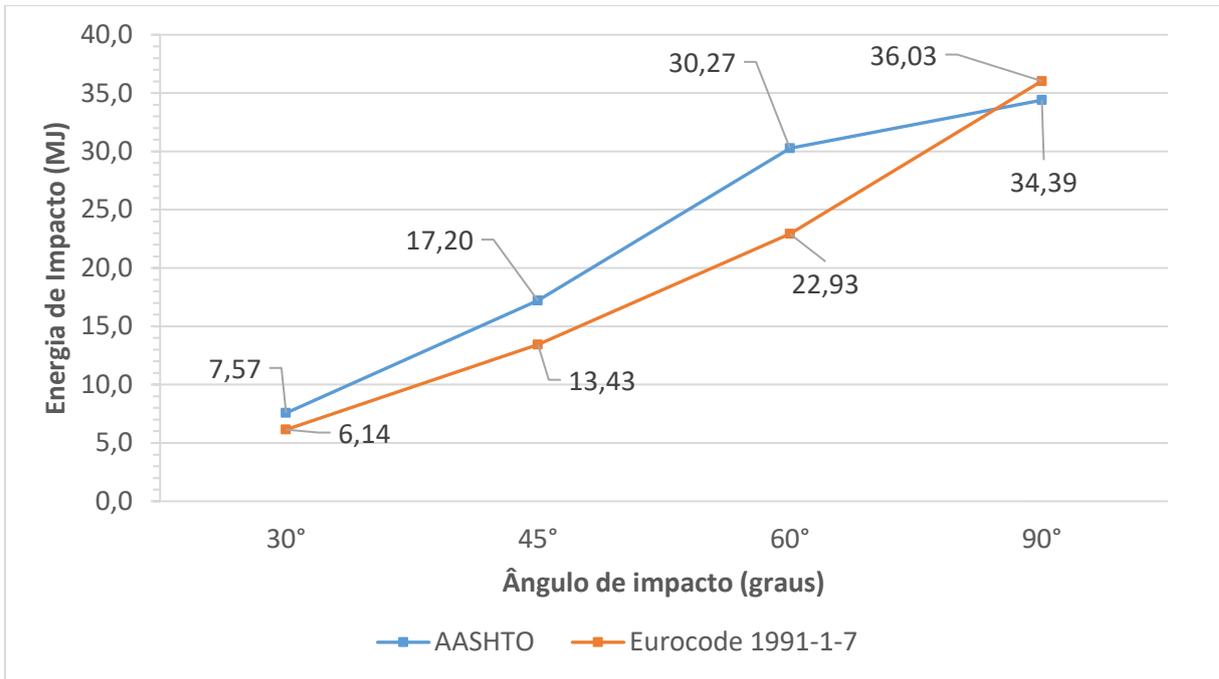
Tabela 29 – Resumo dos resultados para força de impacto do comboio, para $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$ através da AASHTO (2009).

-	Impacto Lateral $\alpha = 30^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 45^\circ$	Impacto Lateral $\alpha = 60^\circ$	Impacto Frontal $\alpha = 90^\circ$
F_{impacto} [MN]	7,35	8,65	10,05	10,44

A comparação gráfica entre os valores de energia e força de impacto entre as duas normas desta pesquisa, é melhor feita se considerar a mesma velocidade de impacto.

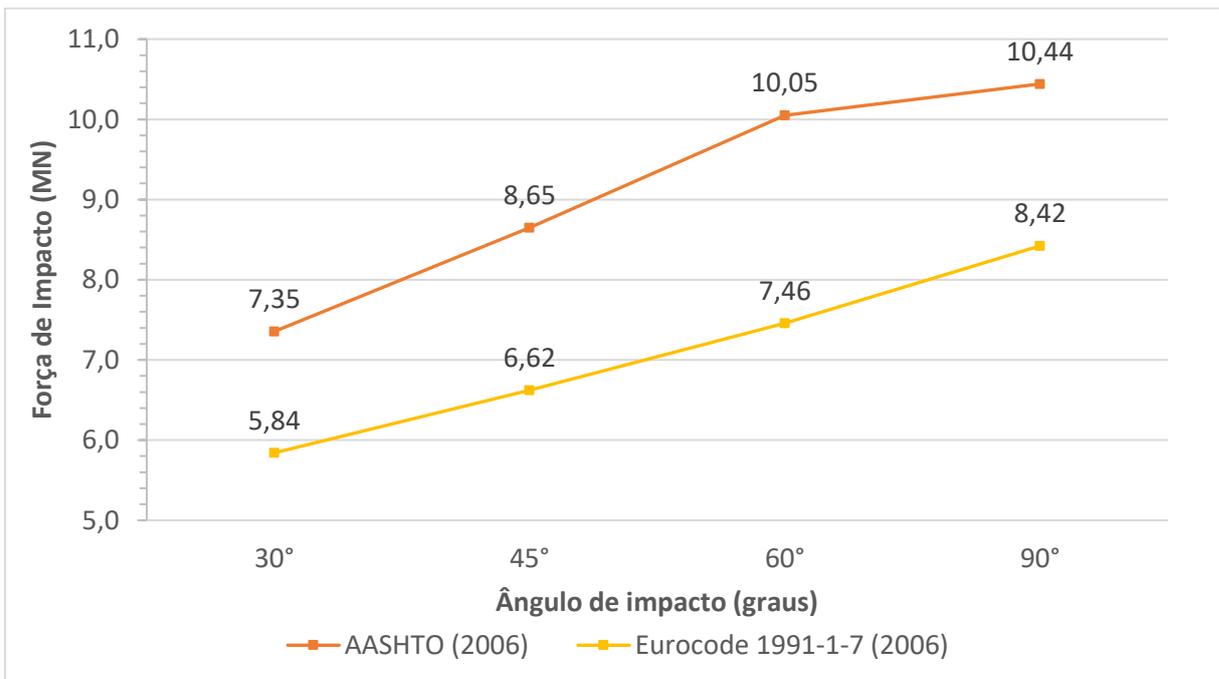
Nesse sentido, apesar da existência de uma metodologia normativa para determinação de velocidade de impacto a partir da AASHTO (a distribuição triangular de velocidade), optou-se por utilizar a máxima velocidade de impacto, $V_{\text{impacto}} = 4,2 \text{ m/s}$, de forma a unificar os resultados gerados a partir da AASHTO e a partir da Eurocode. Sendo assim, os resultados são mostrados no Gráfico 5 e Gráfico 6:

Gráfico 5 – Comparativo entre energias de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009).



Fonte: Autor.

Gráfico 6 – Comparativo entre forças de impacto devido Eurocode 1991-1-7 (2006) e AASHTO (2009).



Fonte: Autor.

Verifica-se, no Gráfico 5, que o padrão AASHTO (2009) é mais conservador que o padrão europeu em colisões oblíquas, provavelmente devido ao fato destas energias serem uma porcentagem da energia do impacto frontal, conforme Equação (4.1). Ou seja, para os impactos de 30°, 45° e 60° considerando o padrão americano, as energias foram 7,57 MJ; 17,20 MJ e 30,27 MJ, enquanto as energias estimadas pelo padrão europeu para os mesmos ângulos de incidência são 6,14 MJ; 13,43 MJ e 22,93 MJ.

Devido ao fato do comboio-tipo do rio Guamá ter configuração 2x2 e, conseqüentemente, ser altamente robusto, as energias contidas nos impactos frontais, através de padrões americanos e europeus, possuem valores elevados, sendo 34,39 MJ para AASHTO e 36,03 MJ para o Eurocode 1991-1-7, diferindo em 1,64 MJ; a diferença percentual é de 4,76% em relação ao americano.

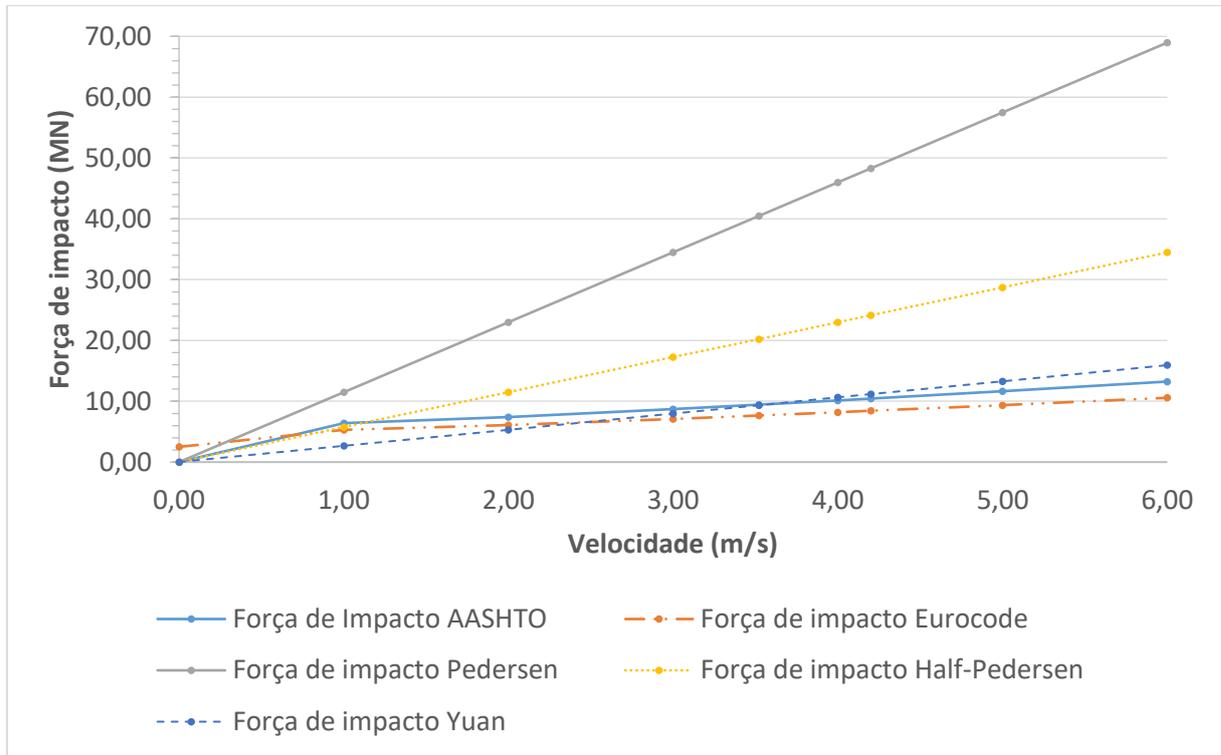
5.4. Força de impacto a partir dos diferentes estudos

Em relação à força de impacto, para diferentes estudos, a Figura 82 (à direita) apresenta tais magnitudes para uma velocidade de 4,2 m/s, a partir das Equações (2.4), (4.16), (2.6) e força média entre 5 MN e (4.4) se $F_{dyn} > 5 \text{ MN}$ (ou 5 MN e (4.3), se $F_{dyn} \leq 5 \text{ MN}$).

Os resultados de Pedersen *et al.* (1993) apresentam valores conservadores, assim como os valores de Half-Pedersen, que também são conservadores para o tipo comboio do rio Guamá. Os resultados de Yuan (2008) possuem uma boa correlação com a AASHTO. Ainda assim, os resultados de AASHTO (2009) são superiores aos indicados pelo Eurocode 1.

A diferença média entre as magnitudes indicadas por essas duas normas é de 3,54 MN e, para impactos frontais, as magnitudes encontradas foram de 10,44 MN e 8,42 MN para as normas americana e europeia, respectivamente. A diferença percentual é de 19,34% em relação ao padrão americano. As forças de impacto frontal para velocidades de 1 a 6 m/s são indicadas na Figura 82, embora esta última velocidade dificilmente seria alcançada na prática, próximo à ponte.

Figura 82 – Forças de impacto para o Rio Guamá em diferentes velocidades, aproximações e padrões.



Fonte: Autor.

5.5. Pós processamento da Análise estrutural

Nesta segunda etapa dos resultados da pesquisa o objetivo será analisar o comportamento estrutural sob impacto. A configuração do modelo estrutural, ou seja, da malha, das condições de contorno e das cargas aplicadas, gerou um ambiente permissível para a resolução do problema numérico pelo software. Os valores de tensões pós-impacto bem como o campo destas tensões ao longo da estrutura chama-se pós-processamento.

O capítulo 4.10.1 mostrou que foram simulados 24 casos de forças aplicadas. Tais forças foram as mesmas indicadas na Tabela 29. Sendo assim aplicando as forças da referida tabela, utilizando a equação (4.47), para cada ângulo de impacto, teremos as seguintes forças aplicadas para as simulações:

Tabela 30 – Forças aplicadas como entrada nas simulações numéricas (em N).

Ângulos	30°	45°	60°	90°
Componente lateral	1,941E+06	1,863E+06	1,531E+06	0,000
Componente frontal	1,120E+06	1,863E+06	2,652E+06	3,181E+06

Fonte: Autor

As figuras que seguem ilustram os resultados de tensões de von-mises para cada uma das forças aplicadas, sendo as fotos da esquerda representando o impacto acima, e as da direita, representando o impacto mais abaixo.

5.5.1. Defesa D01L

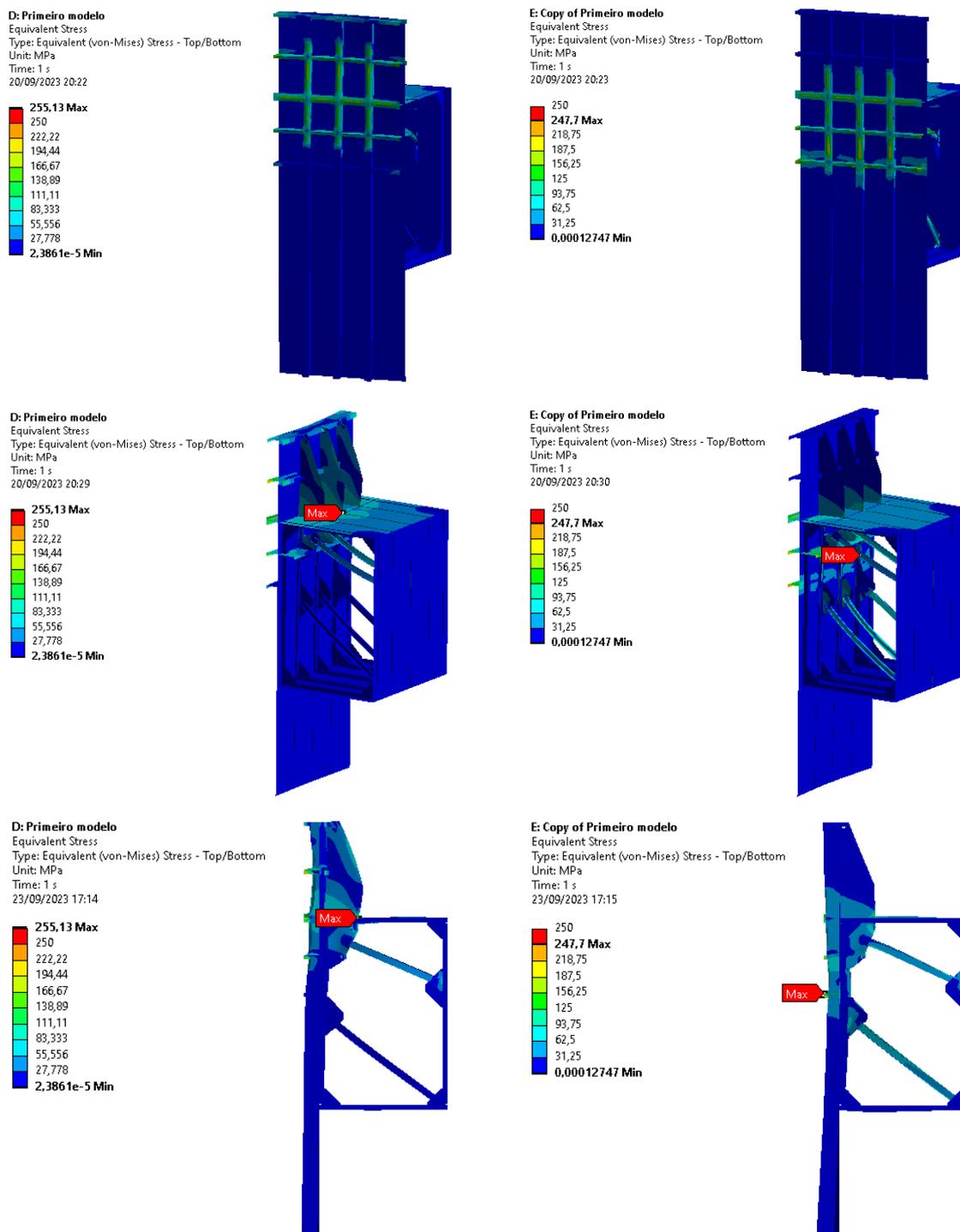
O impacto frontal, daqui em diante, é caracterizado pela força frontal aplicada proporcionalmente à largura do módulo simulado. Estas e todas as outras forças aplicadas em todos os ângulos diferentes foram simuladas em duas posições denominadas de “acima” e “abaixo”.

O primeiro caso (impacto frontal posição “acima”) resultou em tensões máximas de 255,13 MPa no convés do módulo, uma vez que, quando mais acima for as cargas aplicadas, maior será a rotação, em relação à chapa do convés, da região de impacto, pressionando o convés para baixo.

No segundo caso (impacto frontal posição “abaixo”), resultou em uma tensão máxima de 247,7 MPa, no interior da estrutura, sendo os contraventamentos internos contribuindo bastante para a dissipação da energia de impacto. Verifica-se tais resultados nas figuras a seguir:

Figura 83 – Resultados D01L – Impacto Frontal 90°.

Impacto frontal (90°)

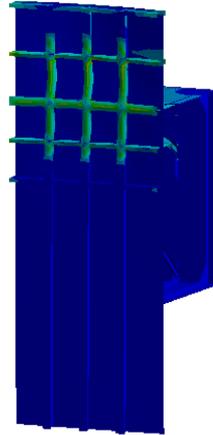
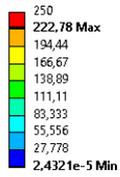


Os impactos laterais de 60°, 45° e 30° já não provocaram tantos esforços do convés, mas sim forçaram um pouco mais os contraventamentos internos e, principalmente a alma dos perfis W verticais. Foi necessário acrescentar perfis horizontais para reduzir estas exigências. Os resultados são encontrados da Figura 84 à Figura 86.

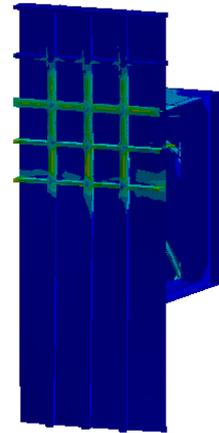
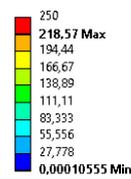
Figura 84 – Resultados D01L – Impacto Lateral 60°.

Impacto lateral (60°)

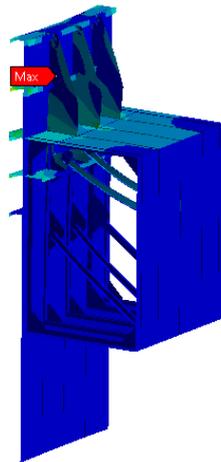
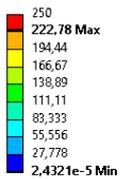
J: Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:24



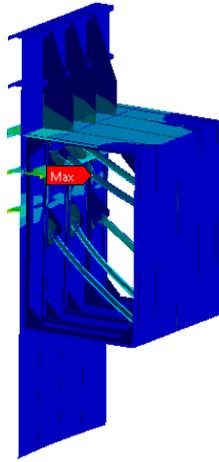
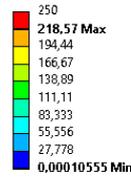
K: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:25



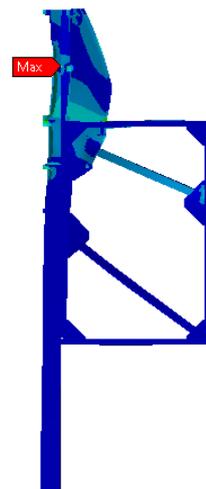
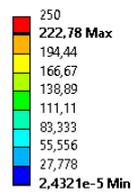
J: Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:31



K: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:32



J: Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:18



K: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:18

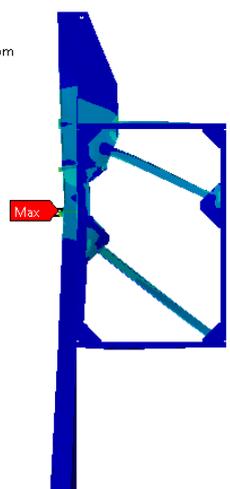
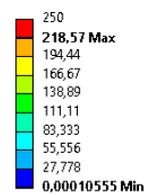


Figura 85 – Resultados D01L – Impacto Lateral 45°.

Impacto lateral (45°)

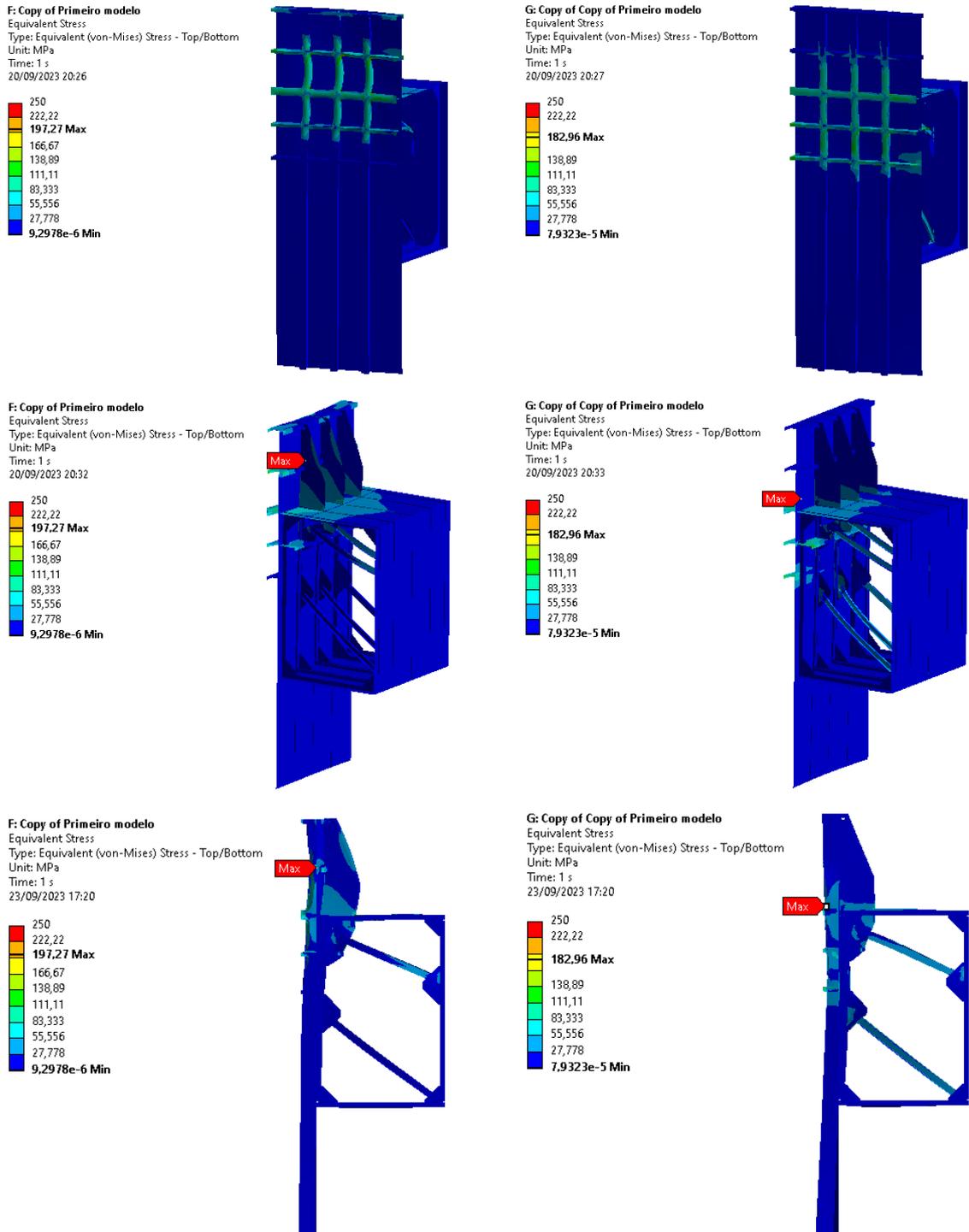
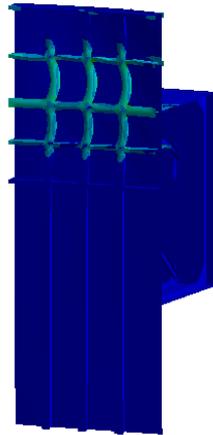


Figura 86 – Resultados D01L – Impacto Lateral 30°.

Impacto lateral (30°)

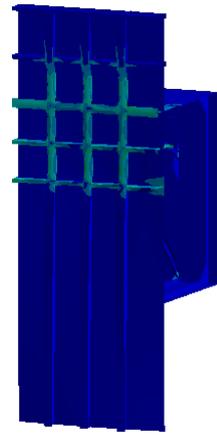
H: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:27

250
222,22
171,68 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
8,6522e-6 Min



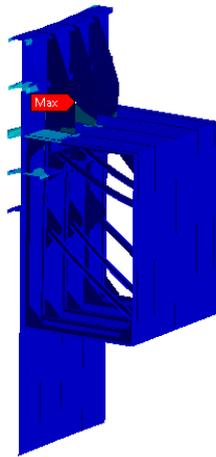
I: Copy of Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:28

250
222,22
194,44
163,17 Max
111,11
83,333
55,556
27,778
4,9241e-5 Min



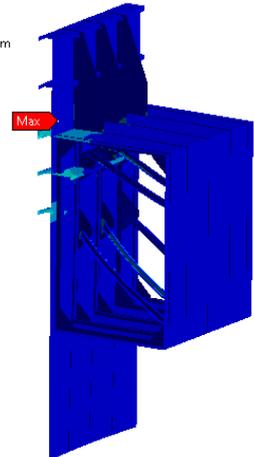
H: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:34

250
222,22
171,68 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
8,6522e-6 Min



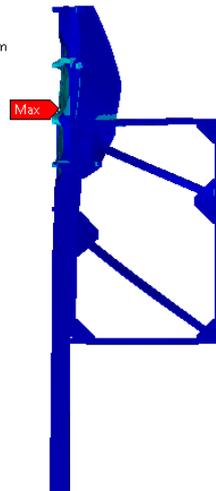
I: Copy of Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 20:34

250
222,22
194,44
163,17 Max
111,11
83,333
55,556
27,778
4,9241e-5 Min



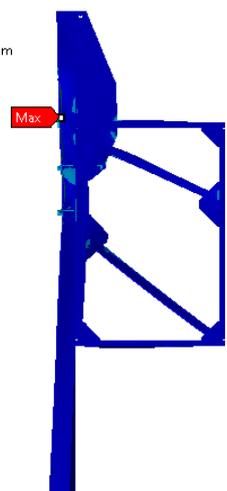
H: Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:22

250
222,22
171,68 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
8,6522e-6 Min



I: Copy of Copy of Copy of Primeiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:23

250
222,22
194,44
163,17 Max
111,11
83,333
55,556
27,778
4,9241e-5 Min



De um modo geral, os resultados para tensões no módulo D01L são:

Tabela 31 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D01L

Aplicação da Força	30°	45°	60°	90°
Cima	171,68 MPa	197,27 MPa	222,78 MPa	255,13 MPa
Baixo	163,17 MPa	182,96 MPa	218,57 MPa	247,7 MPa

Fonte: Autor

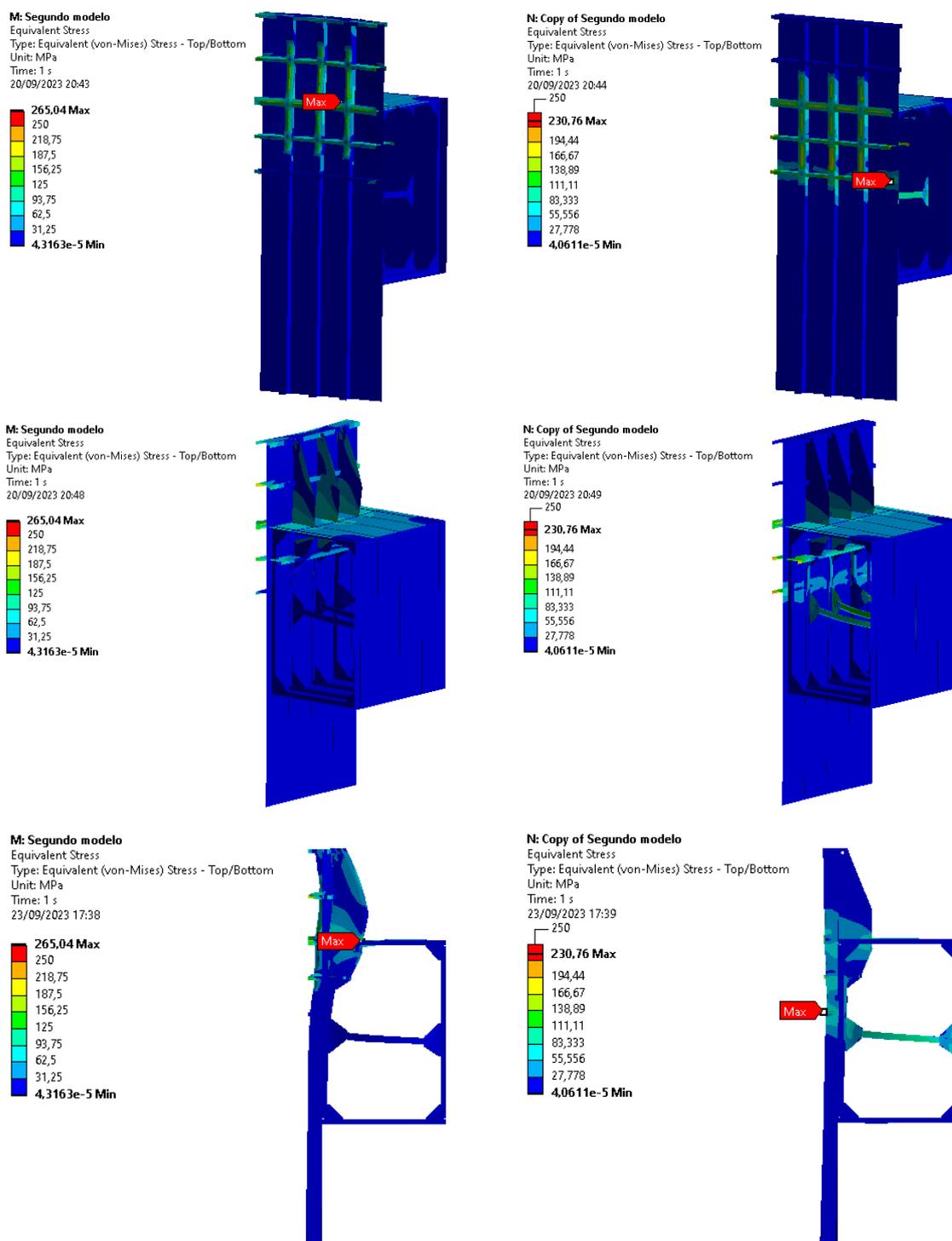
5.5.2. Defesa D02L

O módulo D02L é caracterizado por possuir contraventamentos praticamente horizontais, de sorte que eles ajudem a suportar os impactos frontais com maior eficiência. Os resultados para impacto “acima” demonstraram, mais uma vez, a tendência a pressionar o convés, causando tensões máximas de 265,04 MPa naquela região.

O impacto “abaixo” se comportou melhor, com tensões máximas de 230 MPa, e os contraventamentos realmente ajudando a suportar os impactos frontais, conforme ilustra a Figura 87.

Figura 87 – Resultados D02L – Impacto Frontal 90°.

Impacto frontal (90°)



De forma semelhante ao módulo D01L, os impactos nas direções de 60°, 45° e 30° no módulo D02L também experimentaram tendência à rotação da alma dos perfis W, sendo, por isso, adicionados cantoneiras dobradas para reduzir esta tendência, fato que tornou as tensões máximas abaixo de 250 MPa.

Figura 88 – Resultados D02L – Impacto Lateral 60°.

Impacto lateral (60°)

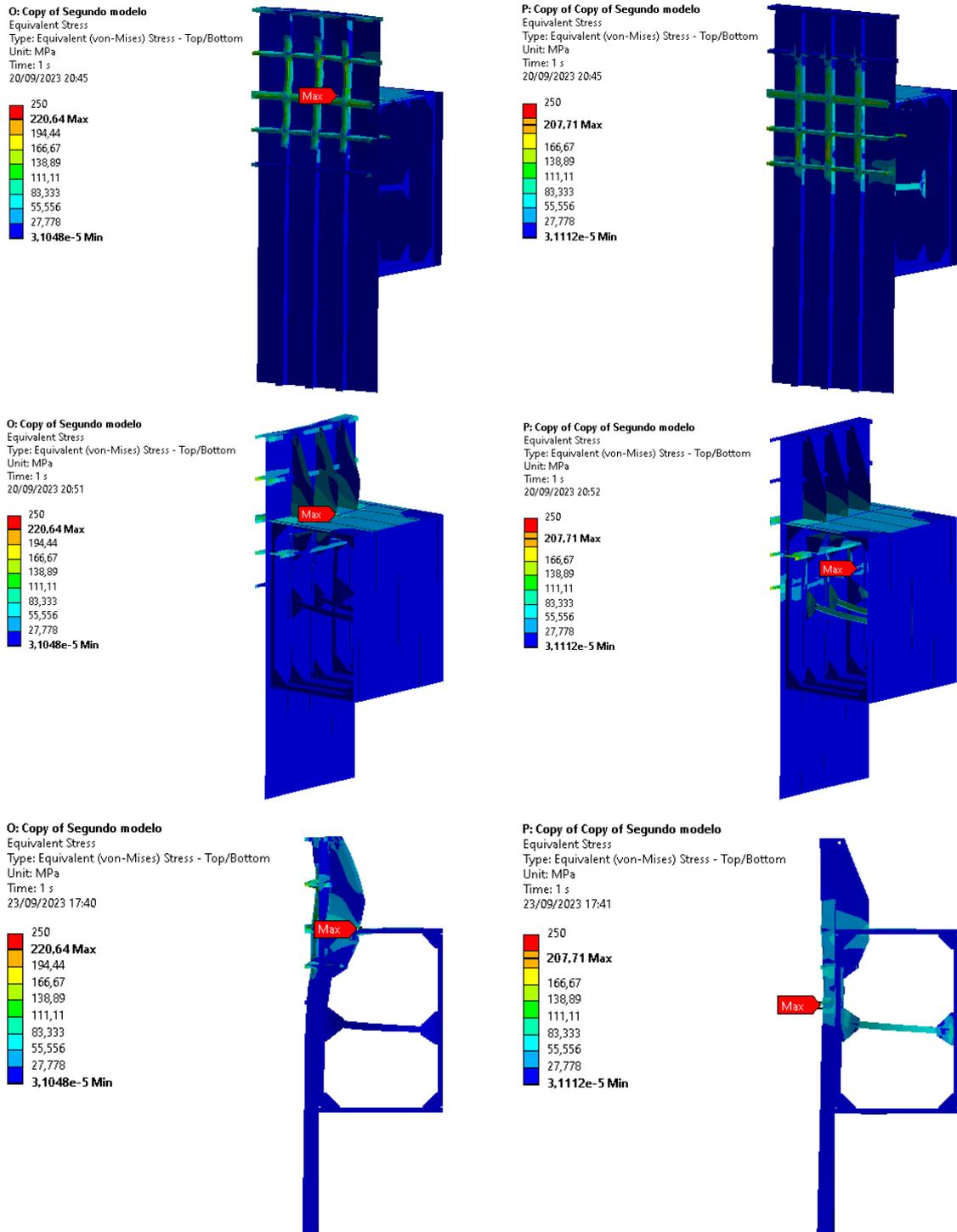


Figura 89 – Resultados D02L – Impacto Lateral 45°.

Impacto lateral (45°)

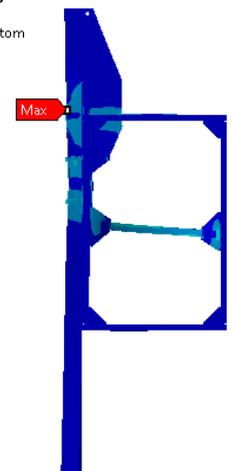
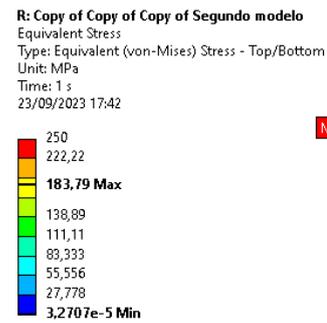
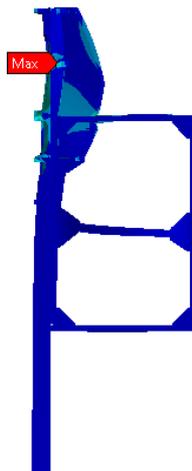
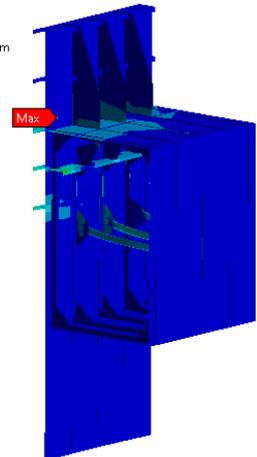
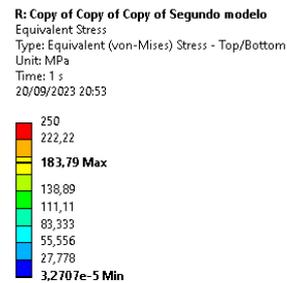
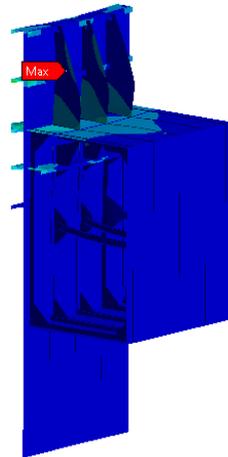
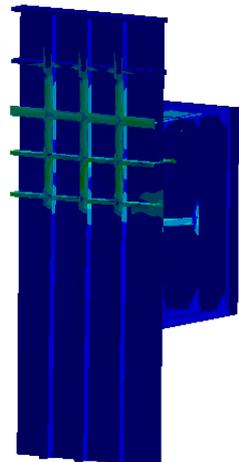
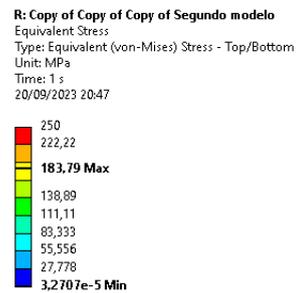
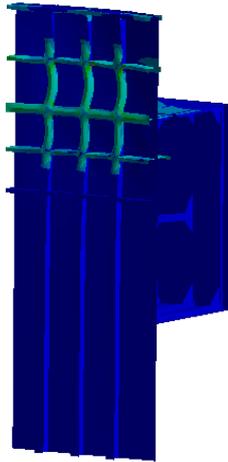
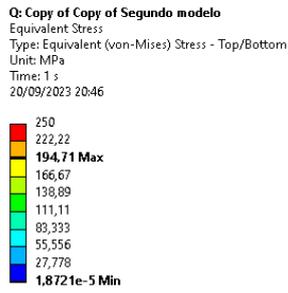
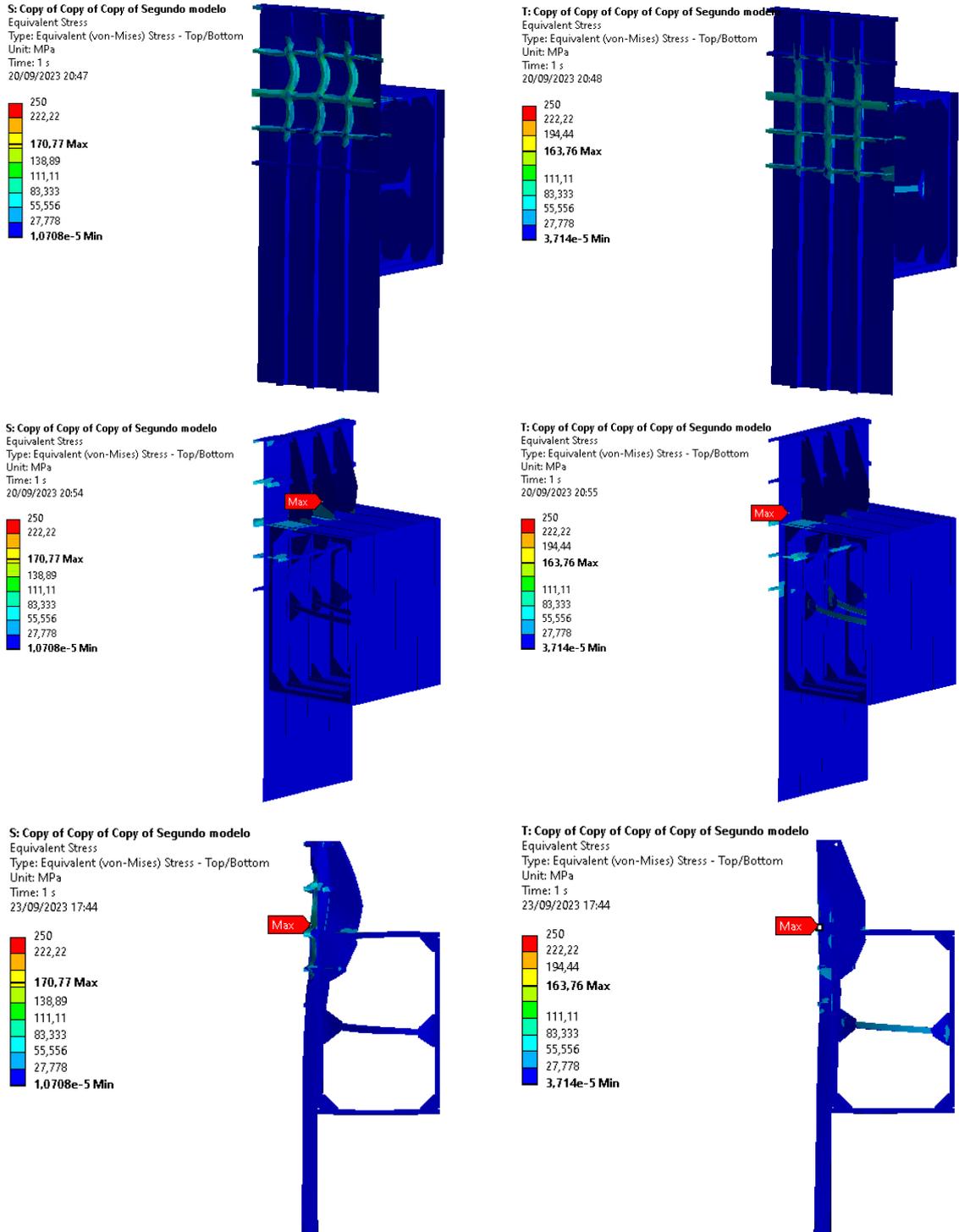


Figura 90 – Resultados D02L – Impacto Lateral 30°.

Impacto lateral (30°)



Um resumo dos resultados para o módulo D02L será:

Tabela 32 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D02L

Aplicação da Força	30°	45°	60°	90°
Cima	170,77 MPa	194,71 MPa	220,64 MPa	265,04 MPa
Baixo	163,76 MPa	183,79 MPa	207,71 MPa	230,76 MPa

Fonte: Autor

5.5.3. Defesa D03L

Finalmente, verifica-se o módulo D03L, caracterizado por ter contraventamentos internos cujas linhas de ação se encontram em um ponto em comum. Supõe-se, pelo autor desta pesquisa, que este arranjo facilita a construção, pois reduz o trabalho de solda em poucos espaços.

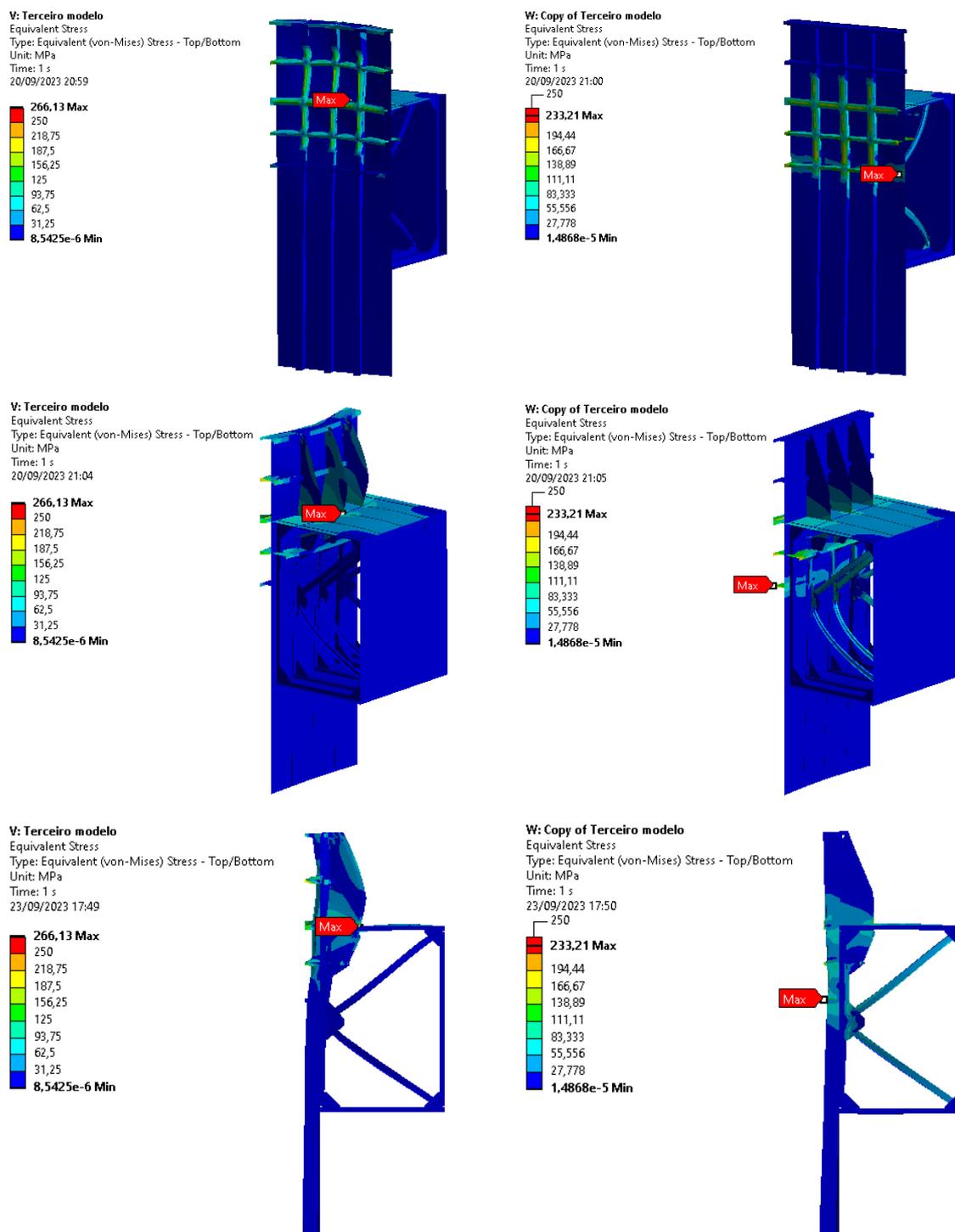
De um modo geral, as tensões se comportam de uma maneira semelhante às análises anteriores. No entanto, dando ênfase aos contraventamentos internos, estes parecem ter melhor distribuído a dissipação de energia de impacto sobre a estrutura e, ao mesmo tempo, receberam maior quantidade de carga, assim como o módulo D02L (por esta configuração ter os contraventamentos praticamente perpendicular a carga aplicada).

As tensões máximas para o impacto “acima” foram de 266,13 MPa, e 233,21 MPa para o impacto “abaixo”.

Vale ressaltar que em todas as figuras, foram aplicadas escalas de visualização para facilitar o entendimento do comportamento da estrutura impactada.

Figura 91 – Resultados D03L – Impacto Frontal 90°.

Impacto frontal (90°)



Os impactos nas direções de 60°, 45° e 30° no módulo D03L também possuem uma análise semelhante à tendência de rotação da alma do perfil W em relação aos módulos anteriores. As ações de reduzir esta rotação inserindo cantoneiras horizontais reduziram as tensões para abaixo de 250 MPa.

Figura 92 – Resultados D03L – Impacto Lateral 60°.

Impacto lateral (60°)

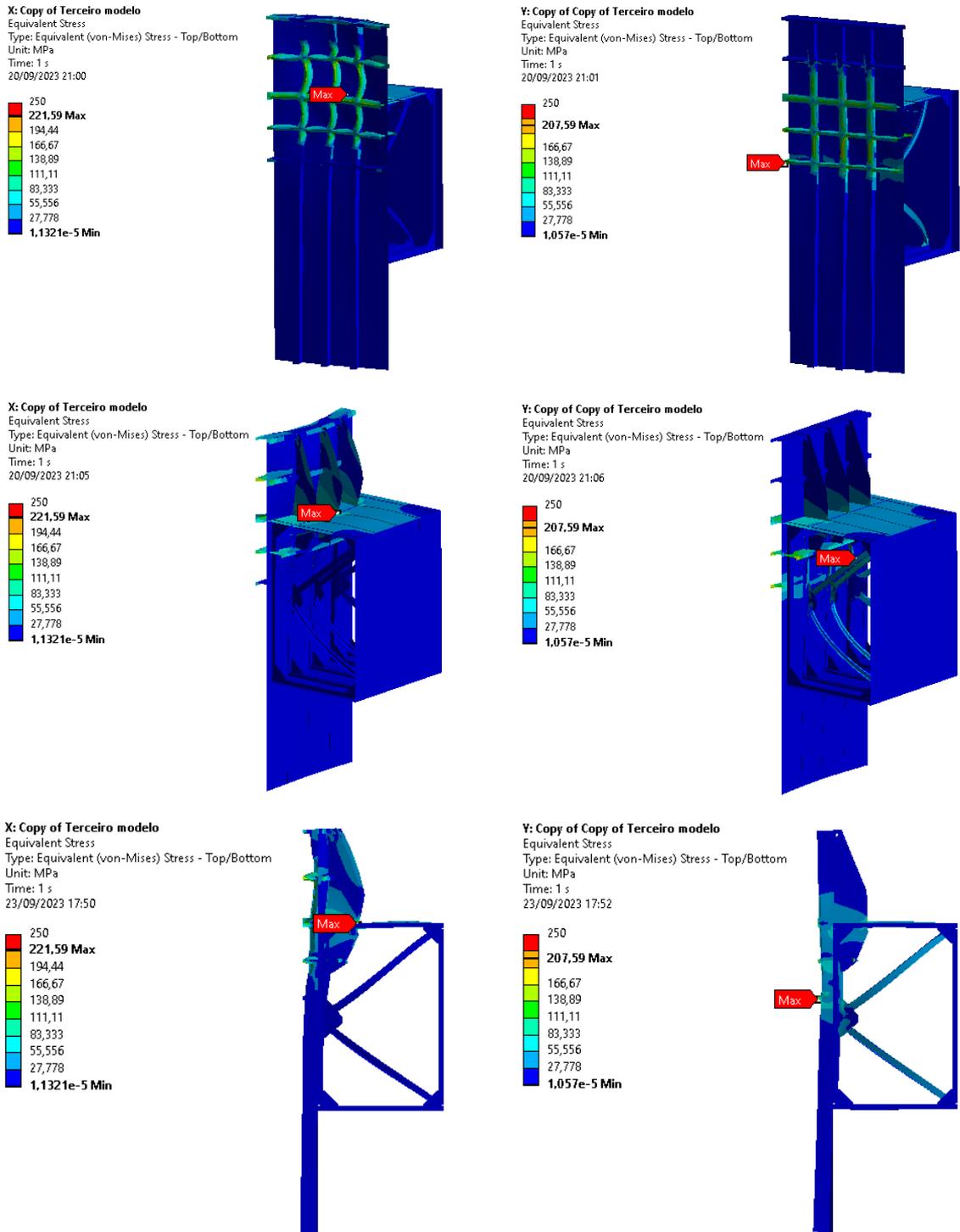
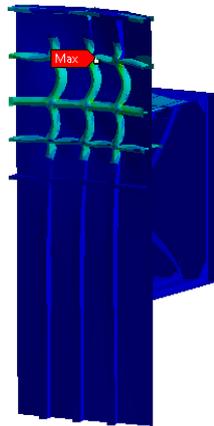


Figura 93 – Resultados D03L – Impacto Lateral 45°.

Impacto lateral (45°)

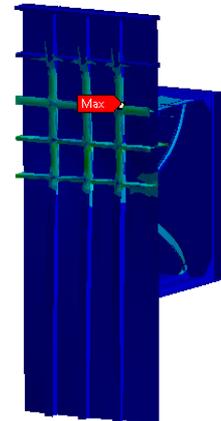
Z: Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 21:01

250
222,22
193,48 Max
166,67
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
2,8293e-6 Min



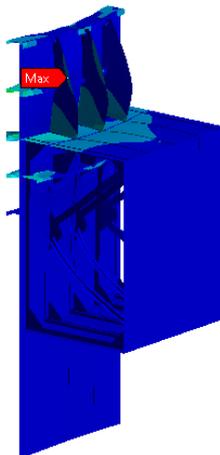
AA: Copy of Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 21:02

250
222,22
185,72 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
6,5327e-6 Min



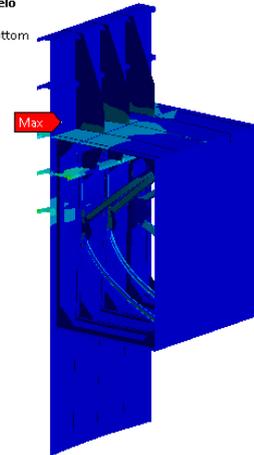
Z: Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 21:06

250
222,22
193,48 Max
166,67
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
2,8293e-6 Min



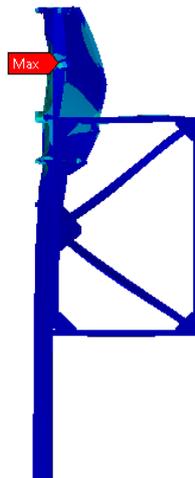
AA: Copy of Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 20/09/2023 21:07

250
222,22
185,72 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
6,5327e-6 Min



Z: Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:53

250
222,22
193,48 Max
166,67
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
2,8293e-6 Min



AA: Copy of Copy of Copy of Terceiro modelo
 Equivalent Stress
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom
 Unit: MPa
 Time: 1 s
 23/09/2023 17:53

250
222,22
185,72 Max
138,89
111,11
83,333
55,556
27,778
6,5327e-6 Min

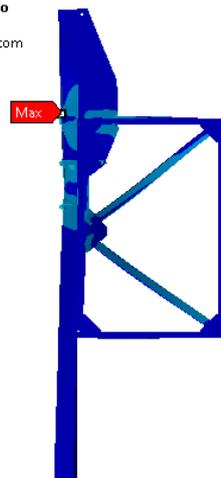
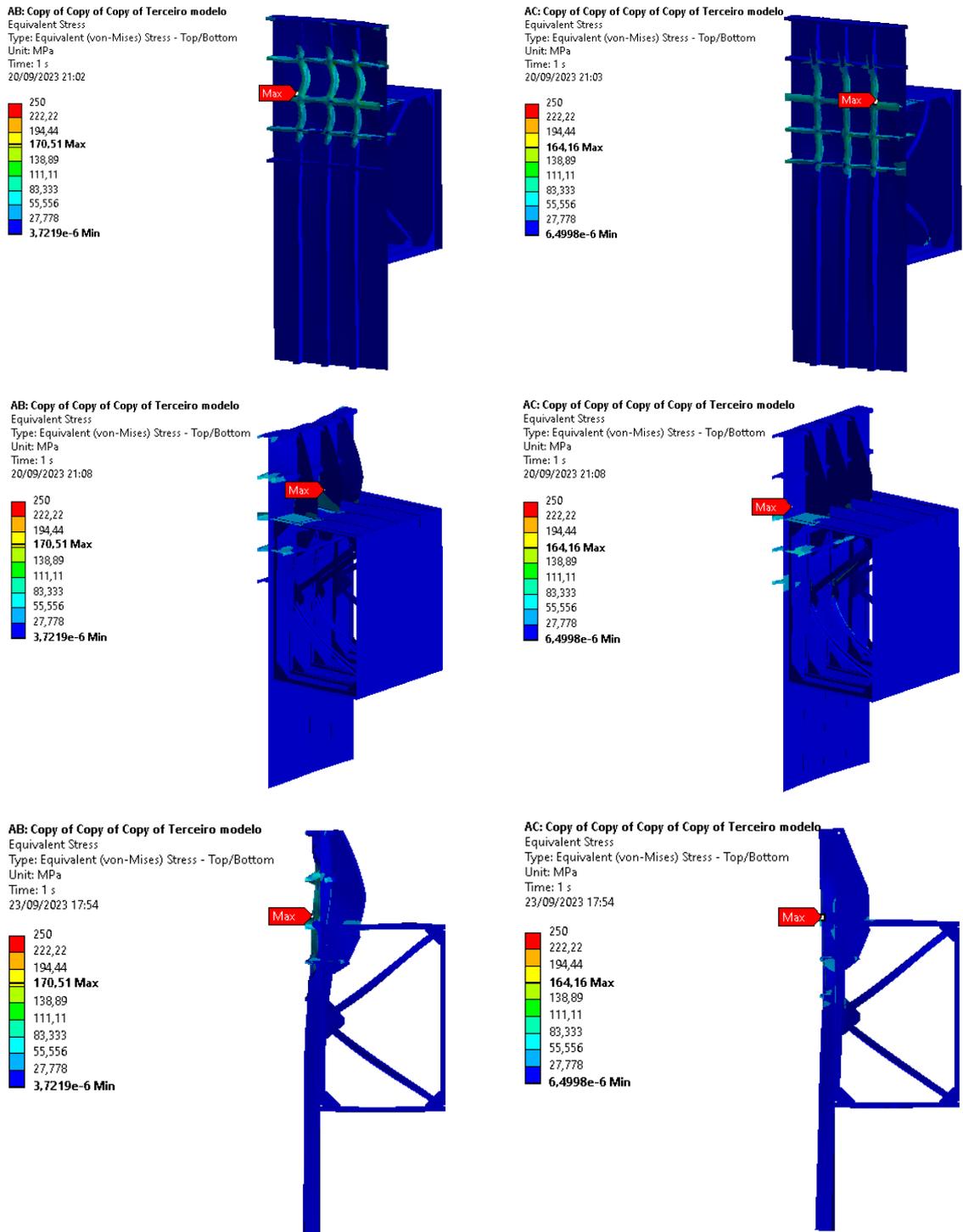


Figura 94 – Resultados D03L – Impacto Lateral 30°.

Impacto lateral (30°)



Um resumo dos resultados para o módulo D03L será:

Tabela 33 – Resumo dos resultados de tensões para o módulo D03L

Aplicação da Força	30°	45°	60°	90°
Cima	170,51 MPa	193,48 MPa	221,59 MPa	266,13 MPa
Baixo	164,16 MPa	185,72 MPa	207,59 MPa	233,21 MPa

Fonte: Autor

Dentre todos os resultados, podemos avaliar qual defesa melhor se comportou para cada impacto, manifestada nas tensões máximas obtidas:

- Impacto 30°: D01L – 163,17 MPa
- Impacto 45°: D01L – 182,96 MPa
- Impacto 60°: D03L – 207,59 MPa
- Impacto 90°: D02L – 230,76 MPa (impacto frontal)

Todos os resultados acima, de melhor desempenho, foram para impacto “abaixo”. Isso significa que quanto mais acima é o impacto, para comboio com deslocamentos elevados, a defesa tende a sofrer maiores tensões.

Vale também listar por piores resultados que, como citado acima, são todos para impacto “acima”:

- Impacto 30°: D01L – 171,68 MPa
- Impacto 45°: D01L – 197,27 MPa
- Impacto 60°: D01L – 222,78 MPa
- Impacto 90°: D03L – 266,13 MPa (impacto frontal)

6. CONCLUSÕES

É de suma importância o estudo dos principais parâmetros vinculados ao impacto de embarcações sobre obras de arte, principalmente quando se pretende propor soluções para a proteção destas obras, manifestadas, por exemplo, nas defensas flutuantes, projetos estes de competência da engenharia naval.

Nesse sentido, baseado na revisão bibliográfica de normas que amparam o dimensionamento de forças e energias de impacto, verificou-se que a norma americana é melhor elaborada e abrange considerações mais amplas a respeito de colisões, em relação à norma europeia. Além disso, em contraste com a Eurocode 1991-1-7, são descritos exemplos completos de determinação de forças e energias de impacto, proporcionando segurança ao projetista naval, no sentido de disponibilizar uma noção a respeito da magnitude do impacto de embarcações.

Em se tratando das fórmulas, a Eurocode 1991-1-7 possui boa metodologia para determinação de energia e força de impacto entre colisões provenientes de embarcações de navegação interior e embarcações de águas desabrigadas, assim como a norma da AASHTO. No entanto, algumas considerações utilizadas para efetuar os cálculos são baseadas em porcentagens. Por exemplo, para a massa adicional e força de impacto F_{dy} , não há metodologias que considerem a variação parâmetros hidrológicos e hidrográficos (sinuosidade, nível d'água, velocidade de correnteza, etc.) específicos para cada local de estudo. Em contrapartida, a norma da AASHTO disponibiliza coeficientes para o cálculo de energia e força de impacto que melhor refletem os referidos parâmetros, proporcionando ao projetista, uma noção mais realística das estimativas.

Os resultados numéricos desta pesquisa foram construídos baseado num comboio-tipo para o rio Guamá com as características principais das balsas informadas na Tabela 2 e, do empurrador, na Tabela 5, considerando uma velocidade de correnteza apresentado por Gregório e Mendes (2009) de 1,2 m/s e uma velocidade de navegação do comboio de 3 m/s. A fim de considerar o caso mais crítico, foram estimados resultados para energia e força de impacto para a velocidades relativas aditivas da embarcação e da correnteza, resultando em 4,2 m/s.

As energias de impacto para diferentes ângulos de incidência apresentaram uma diferença média de 11,96 MJ e, através do Gráfico 5 é possível verificar que a norma da AASHTO é mais conservadora que a norma europeia. A consequência deste fato é que a Eurocode oferece uma “folga” para que o projetista utilize coeficientes de segurança de sua

escolha, porém tendo como base análises dinâmicas obtidas por simulações próprias, tornando a avaliação sensível da resistência da estruturas uma responsabilidade do projetista. Para o impacto frontal, as energias de impacto provenientes da AASHTO e da Eurocode possuem valores próximos, ou seja, 34,39 MJ para a norma americana e 32,76 MJ para a norma europeia, uma diferença percentual de 4,74% em relação à americana.

Para as forças de impacto em diferentes ângulos de incidência, o Gráfico 6 mostra que norma americana também é mais conservadora que a norma europeia. A diferença média entre as forças de impacto é de 4,50 MN, proporcionando algum grau de superdimensionamento de estruturas de proteção de pontes, incluindo defensas flutuantes, ao passo que a norma europeia possui uma margem de segurança pouco conservadora, deixando, também, a responsabilidade ao projetista de definir os coeficientes de segurança para os sistemas de proteção contra colisões de comboios fluviais. Os impactos frontais resultaram em magnitudes de forças iguais a 12,64 MN para a AASHTO e 8,42 MN para a Eurocode, representando uma diferença percentual de 33,39% em relação à norma americana.

Uma outra grande etapa desta pesquisa é avaliação da frequência anual de copapso sobre a ponte do rio Guamá. Devido às dificuldades em se obter a quantidade de comboios que, na realidade, navegam no rio Guamá, foi definida uma quantidade simplificada de comboios, conforme indica a Tabela 9. Isso permitiu definir as probabilidades de aberrância, probabilidade geométrica e de colapso, inclusive para várias velocidades de impacto.

Quanto maior a frequência de embarcações que navegam sob a ponte, e quanto maior a velocidade sob a mesma, maior será a frequência anual de colapso. Inclusive, tais análises também foram testadas para diferentes resistências da ponte sob impacto, embora estas análises de resistência da ponte fujam do intuito desta pesquisa, uma vez que, valores realísticos de resistência de ponta só possíveis a partir de testes de impacto em laboratório, e inúmeras outras ferramentas metodológicas. Restou, pois, entregar as frequências anuais de colapso para as resistências de ponte indicadas pela Tabela 16 a Tabela 18.

A regra americana afirma que pontes essenciais devem ter frequências anuais de colapso abaixo de 0,0001. Os resultados das tabelas citadas acima, com números na cor vermelha, indicam aquelas frequências anuais de colapso que estão acima do mínimo exigido.

Isso justificaria a necessidade de implementar um sistema de proteção de ponte flutuante para a ponte. Vale deixar claro que estas metodologias de avaliação de risco são aplicáveis para qualquer hidrovia do Brasil e do mundo.

A partir destes conhecimentos, foi proposta uma defesa flutuante para proteção de pontes que, conforme indica a equação (4.30) tornaria a frequência anual de colapso igual a zero. Esta defesa foi dimensionada com base em regras de Sociedades Classificadoras para projetos de navegação interior. Isso permitiu definir os enrijecedores necessários para a simulação estrutural estática.

Tais simulações, feitas com base em Elementos Finitos, permitem uma avaliação do comportamento da defesa sob diferentes condições de impacto, bem como a identificação de pontos críticos na estrutura, que são bem determinados através de refino local da malha.

Os resultados para um módulo da defesa se demonstraram satisfatórios, principalmente considerando que outros projetos semelhantes já existem, e já foram validados na prática. A grande diferença é que, na defesa proposta por esta pesquisa, não foram incluídos a interação do fluido com a estrutura, causado pela água circundante à defesa, nem a interação dos blocos de concreto, os quais são, também, grandes responsáveis pela dissipação de energia de impacto.

Devido a isso, as simulações estruturais, de caráter conservador, verificaram pontos de concentração de tensões próximos do limite de elasticidade do aço. Portanto, supõe-se que o comportamento da defesa seria melhor ainda, se considerado todos os efeitos hidrodinâmicos e não-lineares nas simulações (tais temáticas, inclusive, são excelentes temáticas para trabalhos posteriores). Acontece que, tais estruturas podem ter algum grau de deformação plástica, porém, não devem sofrer avarias, pois assim prejudicaria a flutuação da defesa.

É válido destacar, também, a necessidade de implementar vistorias de integridade estrutural periódicas, a fim de tomar decisões a respeito da necessidade de reparos, assim como o cuidado com a gerência dos metais de sacrifício da estrutura, para que o efeito da corrosão da estrutura não reduza a sua vida útil.

Em relação ao aspecto normativo, pode-se dizer que, para propostas de sistemas de proteção de pontes contra colisões de comboios de navegação interior, a regra da Sociedade Classificadora American Bureau of Shipping pode ser uma boa escolha, visto que garante margens de segurança conservadoras, fato que proporciona confiança em projetos sistemas de proteção de pilares de pontes, tais como defensas flutuantes.

Finalmente, as probabilidades de impacto obtidas demonstram a necessidade de implementar um sistema de defesa flutuante contra impacto de embarcações, e que as geometria propostas atendem às finalidades desejadas, isto é, dissipação de energia de impacto.

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Muitos temas podem ser aproveitados com base nesta pesquisa. Principalmente temas relacionados à análise estrutural. Este ramo da engenharia possui infinitas aplicabilidades. Devido a isso, o autor sugere algumas abordagens que podem ser desenvolvidas:

- Análise dos parâmetros construtivos de sistemas flutuantes não usuais;
- Elaboração de planos de manutenção para estruturas sujeitas a deformações plásticas devido impacto de outras embarcações;
- Proposta de métodos de proteção do aço contra corrosão;
- Análise de fadiga estrutural devido às ondas locais;
- Análise estrutural dinâmica e explícita do impacto entre estruturas metálicas flutuantes;

REFERÊNCIAS

AASHTO. **Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges. Volume 1. Final Report.** Washington, DC: AASHTO, 1991.

AASHTO. **Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 2nd Edition, with 2010 Interim Revisions.** [s.l.] Aashto, 2009.

ARASAKI, E.; ALFREDINI, P. **Engenharia Portuária.** 2. ed. São Paulo: Blucher, 2018.

BAE, D.-M. et al. Study on collision between two ships using selected parameters in collision simulation. **Journal of Marine Science and Application**, v. 15, n. 1, p. 63–72, 1 mar. 2016.

BATHE, K.-J. **Finite Element Procedures.** 2. ed. New Jersey: Prentice Hall, 1996.

BRITO, M.; SOBRINHO, B.; MANSUR, F. Critérios de Definição e Dimensionamento de Proteção de Pilares em Pontes. **VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, v. 1, p. 1–10, 2014.

CALLISTER, W. D. **Ciência e engenharia de materiais : uma introdução.** 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.

COM. **Aliança apresenta primeiras barcas oceânicas de transporte de contêineres feitas no Brasil.** **Choice Logistics**, 2022. Disponível em: <<https://choicelogistics.com.br/alianca-apresenta-primeiras-barcas-oceanicas-de-transporte-de-containers-feitas-no-brasil/>>. Acesso em: 13 dez. 2022

CONSOLAZIO, G. R. et al. **Development of improved bridge design provisions for barge impact loading.** [s.l.: s.n.].

CONSOLAZIO, G. R. et al. Development of finite element models for studying multi-barge flotilla impacts. **Structures Research Rep**, n. 2012/87754, 2012.

CONSOLAZIO, G. R. et al. **Validation and implementation of bridge design specifications for barge impact loading.** [s.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/27716>>. Acesso em: 10 dez. 2022.

CONSOLAZIO, G. R.; COOK, R. A.; MCVAY, M. C. **Barge impact testing of the St. George Island Causeway Bridge. Phase III: Physical testing and data interpretation.** Gainesville, Florida: Department of Civil and Coastal Engineering. University of Florida., 2006.

CONSOLAZIO, G. R.; COWAN, D. R. Nonlinear analysis of barge crush behavior and its relationship to impact resistant bridge design. **Computers & Structures**, K.J Bathe 60th Anniversary Issue. v. 81, n. 8, p. 547–557, 2003.

CONSOLAZIO, G. R.; LEHR, G. B.; COOK, R. A. Barge Impact Testing of the St. George Island Causeway Bridge: Phase I: Feasibility Study. n. BC354 RPWO #23, 2002.

COWAN, D. R.; CONSOLAZIO, G. R.; DAVIDSON, M. T. Response-Spectrum Analysis for Barge Impacts on Bridge Structures. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 12, p. 04015017, 2015.

EVANS, J. H. BASIC DESIGN CONCEPTS. **Journal of the American Society for Naval Engineers**, v. 71, n. 4, p. 671–678, 1959.

FAN, W.; YUAN, W.; CHEN, B. Steel Fender Limitations and Improvements for Bridge Protection in Ship Collisions. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 12, p. 06015004, 2015.

FERREIRA, A. N. **Estudo do efeito de acidentes na Hidrovia Tietê-Paraná: aspectos preventivos**. Dissertação de Mestrado—São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000.

FILHO, A. A. **Elementos finitos: A base da Tecnologia CAE**. 1. ed. São Paulo: Érica, 2012.

G1 PARÁ. **Parte de ponte da Alça Viária cai no Rio Moju, no Pará**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/pa/para/noticia/2019/04/06/ponte-do-complexo-alca-viaria-cai-novamente-sobre-o-rio-moju-no-para.ghtml>>. Acesso em: 25 nov. 2022.

G1 PARÁ. **Ponte do Outeiro é liberada para carros em Belém | Pará | G1**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/pa/para/noticia/2022/07/09/ponte-do-outeiro-e-liberada-para-carros-em-belem.ghtml>>. Acesso em: 25 nov. 2022.

GOMES, C. R. C. **Arquitetura Naval para Oficiais de Máquinas**. 3. ed. [s.l.] Sindicato Nacional dos Oficiais de Náutica e de Práticos de Portos da Marinha Mercante, 1979.

GREGÓRIO, A. M. DA S.; MENDES, A. C. Batimetria e sedimentologia da Baiá do Guajará, Belém, Estado do Pará, Brasil. **Repositório do Museu Emílio Goeldi**, 9. v. 5, n. Banco da Amazônia, p. 53–72, 2009.

GZH. **Navio bate em pilar da ponte do Guaíba, e içamentos do vão móvel são suspensos**. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/porto-alegre/noticia/2020/05/navio-bate-em-pilar-da-ponte-do-guaiba-e-icamentos-do-vaio-movel-sao-suspensos-ckasebo5b00dt015nn06bcxdf.html>>. Acesso em: 25 nov. 2022.

HARO, B. I. G. **Influência da Massa Adicional Hidrodinâmica na Análise Vibracional Global Vertical de um Navio Graneleiro**. Dissertação (Mestrado)—Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE/ Programa de Engenharia Oceânica, 2012.

HUGES, O. F.; PAIK, J. K.; BÉGHIN, D. **Ship Structural Analysis and Design**. Jersey City, N.J.: Society of Naval Architects and Marine Engineers (SNAME), 2010.

JIANG, H.; CHORZEPA, M. G. Case Study: Evaluation of a Floating Steel Fender System for Bridge Pier Protection against Vessel Collision. **Journal of Bridge Engineering**, v. 21, n. 11, p. 05016008, 2016.

JIN, W. et al. Evaluation of damage to offshore platform structures due to collision of large barge. **Engineering Structures**, v. 27, n. 9, p. 1317–1326, 2005.

KNOTT, M. A.; WINTERS, M. **Ship and barge collisions with bridges over navigable waterways**. Em: 34TH PIANC WORLD CONGRESS. Panama City: 2018. Disponível em: <https://conference-service.com/pianc-panama/documents/agenda/data/full_papers/full_paper_46.pdf>

MARINATOS, J. N.; SAMUELIDES, M. S. Towards a unified methodology for the simulation of rupture in collision and grounding of ships. **Marine Structures**, v. 42, p. 1–32, 2015.

MEIR-DÖRNBERG, K. E. Ship Collisions, Safety Zones and Loading Assumptions for Structures on Inland Waterways" (in German). **VDI-Berichte**, n. 496, 1983.

MEYER, P. L. **Probabilidade - Aplicações à Estatística**. 2. ed. [s.l.] LTC, 1987.

MINORSKY, V. U. An analysis of ship collisions with reference to protection of nuclear power plants. 1958.

PADOVEZI, C. D.; CALTABELOT, O. Sistema flutuante de proteção de pilares de pontes junto a rotas de navegação. **2º Seminário Nacional de Transporte Hidroviário Interior, SOBENA**, p. 14, 2001.

PAIK, J. K. Practical techniques for finite element modelling to simulate structural crashworthiness in ship collisions and grounding (Part II: Verification). **Ships and Offshore Structures**, v. 2, n. 1, p. 81–85, 2007.

PATEV, R. C. Development of U.S. Army Corps of Engineers Engineering Guidance for the Barge Impact Design of Navigation Structures. **Transportation Research Record**, v. 1936, n. 1, p. 94–99, 2005.

PEDERSEN, P. T. et al. Ship impacts: Bow collisions. **International Journal of Impact Engineering**, v. 13, n. 2, p. 163–187, 1993.

PIANC. **Harbour Approach Channels Design Guidelines**. Bélgica: The World association for Waterborne Transport infrastructure, 2014.

PODER360. **Navio à deriva bate na ponte Rio-Niterói e pista fica interditada**. Disponível em: <<https://www.poder360.com.br/brasil/navio-a-deriva-bate-na-ponte-rio-niteroi-e-pista-fica-interditada/>>. Acesso em: 25 nov. 2022.

SAUL, R.; SVENSSON, H. On the Theory of Ship Collision against Bridge Piers. **International Association for Bridge and Structural Engineering**, v. 6, n. P-51, p. 29–40, 1982.

SETRAN. **Setran inicia instalação dos dolphins de proteção da ponte sobre o Rio Moju**. , 2020a. Disponível em: <<https://agenciapara.com.br/noticia/17523/>>. Acesso em: 25 nov. 2022

SETRAN. **Defensas instaladas na ponte Rio Acará impedem danos após choque de balsa carregada de madeira**. , 2020b. Disponível em: <<https://www.agenciapara.com.br/noticia/21241/defensas-instaladas-na-ponte-rio-acara-impedem-danos-apos-choque-de-balsa-carregada-de-madeira>>. Acesso em: 5 set. 2023

SHA, Y. **Analysis, assessment and mitigation of barge impact load on bridge piers**. PhD Thesis—[s.l.] University of Western Australia, 2013.

SOTOLONGO, J. G.; DAVIDSON, M. T.; CONSOLAZIO, G. R. Design Loads and Pier Responses for Oblique Side Barge Impacts on Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 27, n. 6, p. 04022041, 2022.

SVENSSON, H. Protection of bridge piers against ship collision. **Steel Construction**, v. 2, n. 1, p. 21–32, 2009.

TAN, X. M.; CHENG, Q. H. Non-linear finite element analysis for the mating procedure of a large offshore structure. **Ships and Offshore Structures**, v. 1, n. 2, p. 127–134, 2006.

UFSC, U. F. DE S. C. **Probabilidade e Estatística para Engenharias utilizando o R (RStudio)**. , 2023. Disponível em: <<https://www.inf.ufsc.br/~andre.zibetti/probabilidade/index.html>>. Acesso em: 4 set. 2023

VALTONEN, V.; BOND, J.; HINDLEY, R. Improved method for non-linear FE analysis of polar class ship primary structures. **Marine Structures**, v. 74, p. 102825, 2020.

WALTERS, R. A. et al. Characterization of multi-barge flotilla impact forces on wall structures. **Marine Structures**, v. 51, p. 21–39, 2017.

WANG, J.; YAN, H.; QIAN, H. Comparisons of Ship Collision Design Formula for Bridges Based on FEM Simulations. **Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)**, v. 1, n. 1, p. 46–50, 2006.

WHITNEY, M. et al. Barge Traffic on Kentucky Rivers. **Kentucky Transportation Center Research Report**, 1994.

WHITNEY, M. W. et al. Barge collision design of highway bridges. v. 1, n. 2, p. 47–58, 1996.

WOISIN, G. Ship–Structural Investigation for the Safety of Nuclear Powered Trading Vessels. **Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft**, p. 225–263, 1971.

WOISIN, G. The Collision Tests of the GKSS. **Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft**, v. 70, p. 465–487, 1976.

WOISIN, G.; GERLACH, W. **On the Estimation of Forces Developed in Collisions Between Ships and Offshore Lighthouses**. . Em: IALA CONFERENCE. Stockholm, Sweden: 1970.

YUAN, P. **Modeling, simulation and analysis of multi-barge flotillas impacting bridge piers**. Lexington: University of Kentucky Doctoral Dissertations., 2005.

YUAN, P.; HARIK, I. E. Equivalent Barge and Flotilla Impact Forces on Bridge Piers. **Journal of Bridge Engineering**, v. 15, n. 5, p. 523–532, 2010.

ZHANG, J. et al. Analysis of bridge response to barge collision: Refined impact force models and some new insights. **Advances in Structural Engineering**, v. 19, n. 8, p. 1224–1244, 2016.

ZUBALY, R. B. **Applied naval architecture**. 2. ed. [s.l.] Cornell Maritime Pr/Tidewater Pub, 2009. v. 1

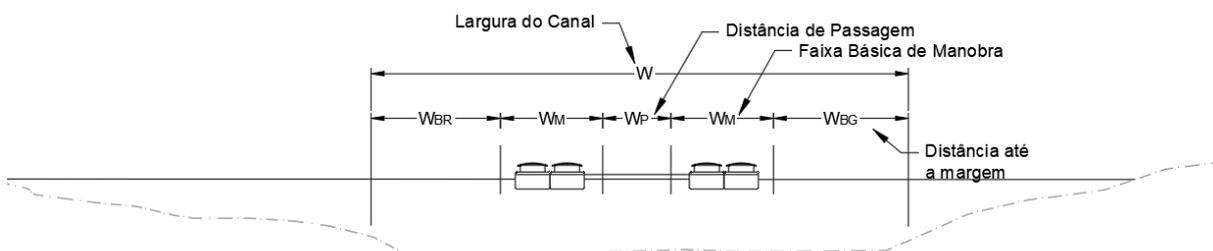
ANEXO 1 – DIMENSIONAMENTO DO CANAL DE NAVEGAÇÃO SEGUNDO A PIANC

Para o dimensionamento do canal de navegação do comboio sobre a ponte do rio Guamá, na PA-483, foi necessário utilizar a norma *Permanent International Association of Navigation Congress* – PIANC.

A norma internacional PIANC (1997) apresenta os requisitos mínimos para que a navegação possa ocorrer de forma segura, ao permitir o dimensionamento de distâncias seguras entre embarcações tipo que navegam em rotas de áreas abrigadas ou desabrigadas. Esta norma possui enorme peso para projetos de obras e canais hidroviários em todo o mundo.

As considerações para largura de canal de navegação em trechos retos com cruzamento levam em consideração as variáveis encontradas na Figura 95 abaixo:

Figura 95 – Variáveis vinculadas à largura do canal de navegação em cruzamento de embarcações.



Fonte: Adaptado de PIANC (1997).

A equação que descreve a largura do canal de navegação, segundo a PIANC (1997) é dada por:

$$W = 2W_{BM} + 2 \sum_{i=1}^n W_i + W_{Br} + W_{Bg} + \sum W_p$$

Onde:

- W_{BM} – Largura básica de manobra como múltiplo da boca B da embarcação (Tabela 34);
- $W_{Br} = W_{Bg}$ – São as distâncias das margens dos lados “encarnado” e “verde” do canal (Tabela 37);
- W_i – São larguras adicionais dos trechos retos (Tabela 35);
- $\sum W_p$ – É a distância de passagem (Tabela 36).

Nesse sentido, para o dimensionamento do canal de navegação para o comboio tipo do rio Guamá é necessário ter como base os parâmetros das tabelas Tabela 34, Tabela 35, Tabela 36 e Tabela 37 indicadas a seguir:

Tabela 34 – Faixa básica de manobra.

Manobrabilidade do navio	Boa	Moderada	Fraca
Faixa básica de manobra, W_{BM}	1,3 B	1,5 B	1,8 B

Fonte: Autor.

Tabela 35 - Larguras Adicionais para Seções Retas de Canais.

Largura W_i	Velocidade do Navio	Canal Externo exporto a mar aberto	Canal interno - águas abrigadas
a) velocidade do navio (nós)			
- Alta > 12	-	0,1 B	0,1 B
- Moderada > 8-12	-	0,0	0,0
- Baixa 5-8	-	0,0	0,0
b) Vento pelo través (nós)			
- Brando ≤ 15	toda	0,0	0,0
- Moderado > 15-33	alta	0,3 B	-
(> Beaufort 4 - Beaufort 7)	moderada	0,4 B	0,4 B
	baixa	0,5 B	0,5 B
- Forte > 33-48	alta	0,6 B	-
(> Beaufort 7 - Beaufort 9)	moderada	0,8 B	0,8 B
	baixa	1,0 B	1,0 B
c) Corrente pelo través (nós)			
- Desprezível < 0,2	Toda	0,0	0,0

- Fraca 0,2 - 0,5	Alta	0,1 B	-
	Moderada	0,2 B	0,1 B
- Moderada > 0,5 - 1,5	Baixa	0,3 B	0,2 B
	Alta	0,5 B	-
	Moderada	0,7 B	0,5 B
	Baixa	1,0 B	0,8 B
- Forte > 1,5 - 2,0	Alta	0,7 B	-
	Moderada	1,0 B	-
	Baixa	1,3 B	-
d) Corrente longitudinal (nós)			
- Fraca $\leq 1,5$	toda	0,0	0,0
- Moderada > 1,5 - 3	alta	0,0	-
	moderada	0,1 B	0,1 B
	baixa	0,2 B	0,2 B
- Forte > 3	alta	0,1 B	-
	moderada	0,2 B	0,2 B
	baixa	0,4 B	0,4 B
e) Altura significativa de onda Hs e comprimento λ (m)			
- Hs ≤ 1 e $\lambda \leq 1$	toda	0,00	0,00
	alta	$\approx 2,0$ B	-
- $3 > Hs > 1$ e $\lambda = L$	moderada	$\approx 1,0$ B	-
	baixa	$\approx 0,5$ B	-
	alta	$\approx 3,0$ B	-
- Hs > 3 e $\lambda > L$	moderada	$\approx 2,2$ B	-
	baixa	$\approx 1,5$ B	-
f) Auxílios à Navegação			
- Excelente controle de tráfego com base em terra	-	0	0
- Bom	-	0,1 B	0,1 B
- Moderado, com baixa visibilidade ocasional	-	0,2 B	0,2 B
- Moderado com baixa visibilidade frequente	-	$\geq 0,5$ B	$\geq 0,5$ B
g) Tipo de fundo			
- Se profundidade $\geq 1,5$ T	-	0,0	0,0

- Se profundidade < 1,5 T, então	-	-	-
- Liso e mole	-	0,1 B	0,1 B
- Liso ou inclinado e duro	-	0,1 B	0,1 B
- Irregular e duro	-	0,2 B	0,2 B
h) Profundidade da hidrovia			
- $\geq 1,5$ T	-	0,0	0,0
- 1,5 T - 1,25 T	-	0,1 B	0,2 B
- < 1,25 T	-	0,2 B	0,4 B
i) Nível de periculosidade da carga			
- Baixo	-	0,0	0,0
- Médio	-	~ 0,5 B	~ 0,4 B
- Alto	-	~ 1,0 B	~ 0,8 B

Fonte: PIANC (1997).

Tabela 36 - Largura Adicional para Distância de Passagem em Tráfego nos Dois Sentidos.

Largura para distância de passagem W_p	Canal externo exposto à mar aberto	Canal interno - Águas protegidas
Velocidade do navio (nós)		
- Alta > 12	2,0 B	-
- Moderada > 8 - 12	1,6 B	1,4 B
- Baixa 5 – 8	1,2 B	1,0 B
Densidade de cruzamentos		
- Baixa	0,0	0,0
- Moderada	0,2 B	0,2 B
- Alta	0,5 B	0,4 B

Fonte: PIANC (1997).

Tabela 37 - Largura Adicional para Distância de Margens.

Largura para distâncias de margens (W_{Br} ou W_{Bg})	Velocidade do navio	Canal externo exposto à mar aberto	Canal interno - águas desabrigadas
Margens de canal inclinadas e baixios	alta	0,7 B	-
	moderada	0,5 B	0,5 B
	baixa	0,3 B	0,3 B
Penhascos e barragens, estruturas	alta	1,3	-
	moderada	1,0 B	1,0 B
	baixa	0,5 B	0,5 B

Fonte: PIANC (1997).

Os resultados encontrados para a faixa básica de manobra da Tabela 34 foram:

Tabela 38 – Faixa básica de manobra.

Manobrabilidade do navio	Fraca
Faixa básica de manobra, W_{BM}	1,8 B

Fonte: Autor.

Tabela 39 – Resultados para as larguras adicionais do canal de navegação do comboio tipo.

Largura W_i	Velocidade do Navio	Canal Externo exporto à mar aberto	Canal interno - águas abrigadas
a) velocidade do navio (nós)			
- Baixa 5-8	-	0,0	0,0
b) Vento pelo través (nós)			
- Forte > 33-48	baixa	1,0 B	1,0 B
c) Corrente pelo través (nós)			
- Moderada > 0,5 - 1,5	Baixa	0,3 B	0,2 B
d) Corrente longitudinal (nós)			
- Moderada > 1,5 - 3	baixa	0,2 B	0,2 B
e) Altura significativa de onda H_s e comprimento λ (m)			
- $H_s > 3$ e $\lambda > L$	baixa	$\approx 1,5 B$	-
f) Auxílios à Navegação			
- Moderado, com baixa visibilidade ocasional	-	0,2 B	0,2 B
g) Tipo de fundo			
- Se profundidade < 1,5 T, então	-	-	-
- Liso e mole	-	0,1 B	0,1 B
h) Profundidade da hidrovia			
- < 1,25 T	-	0,2 B	0,4 B
i) Nível de periculosidade da carga			
- Alto	-	$\sim 1,0 B$	$\sim 0,8 B$

Fonte: Autor.

Além disso, os resultados para a Tabela 36 estão dispostos da seguinte maneira:

Tabela 40 – Resultados para Distância de Passagem em Tráfego nos Dois Sentidos.

Largura para distância de passagem W_P	Canal externo exposto à mar aberto	Canal interno - Águas protegidas
Velocidade do navio (nós)		
- Baixa 5 – 8	1,2 B	1,0 B
Densidade de cruzamentos		
- Moderada	0,2 B	0,2 B

Fonte: Autor.

Por fim, os resultados para a Tabela 37 são:

Tabela 41 – Resultados para Largura Adicional para Distância de Margens.

Largura para distâncias de margens (W_{Br} ou W_{Bg})	Velocidade do navio	Canal externo exposto à mar aberto	Canal interno - águas desabrigadas
Margens de canal inclinadas e baixios	Baixa	0,3 B	0,3 B

Fonte: Autor.

Considerando todos os fatores acima mencionados, a largura do canal de navegação para cruzamento duplo será, portanto:

- $2 \cdot W_{BM} = 57,6 \text{ m}$
- $2 \cdot \sum_{i=1}^9 W_i = 2 \cdot 46,4 =$
- $W_{BR} = W_{BG} = 2 \cdot 4,8 = 9,60 \text{ m}$
- $\sum W_P = 19,2 \text{ m}$

$$W = 132,8 \text{ m}$$

ANEXO 2 – ESTUDO DE PESOS E CENTROS DOS MÓDULOS EM ESTUDO

Tabela 42 – Tabela de pesos e centros para o módulo D01L

ESTUDO DE PESOS E CENTROS - D01L														
Nome	Tipo	Especificação	Qtde.	Compr/Esp (m)	Área ou Peso/m	Vol m ³	Peso esp kg/m ³	Peso kg	LCG m	TCG m	VCG m	MLCG kg.m	MTCG kg.m	MVCG kg.m
Perfis L do fundo	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	0,038	109,15	89,47	3,41
Perfis L convés	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	2,962	109,15	89,47	265,00
Perfis L vert vante	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	1,962	1,500	163,72	263,30	201,30
Perfis L vert. ré	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	0,038	1,500	163,72	5,10	201,30
Contraventam. a	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	3	1,7830	0,0011	0,0019	7800	44,59	1,220	0,995	0,771	54,40	44,39	34,38
Contraventam. b	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	3	2,1340	0,0011	0,0023	7800	53,37	1,220	0,932	2,329	65,11	49,76	124,30
Perfil L gigante longitudinal interno do convés	Perfil	L 180 x 50 x 9,5 mm	1	2,4400	0,0021	0,0051	7800	39,99	1,220	1,489	2,887	48,79	59,53	115,44
Perfil L gigante longitudinal interno inferior	Perfil	L 331 x 50 x 7,94 mm	1	2,4400	0,0030	0,0074	7800	58,01	1,220	1,793	2,400	70,77	104,01	139,22
Perfis L gigantes longitudinal externos superiores	Perfil	L 240 x 60 x 12,7 mm	4	2,4400	0,0038	0,0093	7800	290,05	1,220	2,140	3,116	353,86	620,70	903,79
Perfil L comum externo longitudinal da braçola	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	2	2,4400	0,0011	0,0028	7800	43,66	1,220	1,942	4,106	53,27	84,79	179,27
Perfil W vertical da defesa	Perfil	W 250 x 38,5	3	6,5000	38,500	-	7800	750,75	1,220	2,120	1,250	915,92	1591,59	938,44

Perfil W longitudinal da defesa	<i>Perfil</i>	W 250 x 38,5	1	2,4400	38,500	-	7800	93,94	1,220	2,120	3,000	114,61	199,15	281,82
Perfil L da antepara estanque	<i>Perfil</i>	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	0	3,0000	0,0011	0,0034	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB do contravent.	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	6	0,0079	0,1295	0,0010	7800	48,12	1,220	1,000	1,169	58,71	48,12	56,23
BB Convés ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	2,851	18,65	2,28	43,57
BB Fundo ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	0,149	18,65	2,28	2,28
BB Fundo vante	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	1,851	0,149	18,65	28,29	2,28
Borboletão interno	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	3	0,0079	0,2791	0,0022	7800	51,85	1,220	1,766	2,656	63,25	91,56	137,71
Borboletão da braçola	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	3	0,0079	0,6042	0,0048	7800	112,26	1,220	1,777	3,617	136,96	199,49	406,06
Chapa do convés	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	4,880	0,0465	7800	362,75	1,220	1,000	3,000	442,55	362,75	1088,25
Chapa do fundo	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	4,880	0,0387	7800	302,23	1,220	1,000	0,000	368,72	302,23	0,00
Chapa de vante - superior	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	3,660	0,0349	7800	272,06	1,220	2,000	3,750	331,92	544,12	1020,23
Chapa de vante - inferior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	2,000	0,500	553,08	906,68	226,67
Chapa posterior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	0,000	1,500	553,08	0,00	680,01
Chapa de antepara estanque	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	0	0,0079	6,0000	0,0476	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB das anteparas estanques	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	0	0,0064	0,0617	0,0004	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
Solda(5%)	-	-	1	-	-	-	7800	196,18	1,220	1,450	1,797	239,33	284,45	352,55
Total								4.119,68 kg				5026,00	5973,52	7403,52

Fonte: Autor.

Tabela 43 – Tabela de pesos e centros para o módulo D02L

ESTUDO DE PESOS E CENTROS - D02L														
Nome	Tipo	Especificação	Qtde.	Compr/Esp (m)	Área ou Peso/m	Vol m ³	Peso esp kg/m ³	Peso kg	LCG m	TCG m	VCG m	MLCG kg.m	MTCG kg.m	MVCG kg.m
Perfis L do fundo	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	0,038	109,15	89,47	3,41
Perfis L do convés	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	2,962	109,15	89,47	265,00
Perfis L vertical vante	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	1,962	1,500	163,72	263,30	201,30
Perfis L vertical ré	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	0,038	1,500	163,72	5,10	201,30
Contravent. a	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	3	1,7830	0,0011	0,0019	7800	44,59	1,220	0,974	1,407	54,40	43,43	62,74
Contravent. b	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	0	2,1340	0,0011	0,0023	7800	0,00	1,220			0,00	0,00	0,00
Perfil L gigante longitudinal interno do convés	Perfil	L 180 x 50 x 9,5 mm	1	2,4400	0,0021	0,0051	7800	39,99	1,220	1,489	2,887	48,79	59,53	115,44
Perfil L gigante longitudinal interno inferior	Perfil	L 331 x 50 x 7,94 mm	1	2,4400	0,0030	0,0074	7800	58,01	1,220	1,793	2,400	70,77	104,01	139,22
Perfis L gigantes longitudinal externos superiores	Perfil	L 240 x 60 x 12,7 mm	4	2,4400	0,0038	0,0093	7800	290,05	1,220	2,140	3,116	353,86	620,70	903,79
Perfil L comum externo longitudinal da braçola	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	2	2,4400	0,0011	0,0028	7800	43,66	1,220	1,942	4,106	53,27	84,79	179,27

Perfil W vertical da defesa	<i>Perfil</i>	W 250 x 38,5	3	6,5000	38,500	-	7800	750,75	1,220	2,120	1,250	915,92	1591,59	938,44
Perfil W longitudinal da defesa	<i>Perfil</i>	W 250 x 38,5	1	2,4400	38,500	-	7800	93,94	1,220	2,120	3,000	114,61	199,15	281,82
Perfil L da antepara estanque	<i>Perfil</i>	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	0	3,0000	0,0011	0,0034	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB do contravent.	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	6	0,0079	0,1295	0,0010	7800	48,12	1,220	1,000	1,411	58,71	48,12	67,90
BB Convés ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	2,851	18,65	2,28	43,57
BB Fundo ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	0,149	18,65	2,28	2,28
BB Fundo vante	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	1,851	0,149	18,65	28,29	2,28
Borboletão interno	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	3	0,0079	0,2791	0,0022	7800	51,85	1,220	1,766	2,656	63,25	91,56	137,71
Borboletão da braçola	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	3	0,0079	0,6042	0,0048	7800	112,26	1,220	1,777	3,617	136,96	199,49	406,06
Chapa do convés	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	4,880	0,0465	7800	362,75	1,220	1,000	3,000	442,55	362,75	1088,25
Chapa do fundo	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	4,880	0,0387	7800	302,23	1,220	1,000	0,000	368,72	302,23	0,00
Chapa de vante - superior	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	3,660	0,0349	7800	272,06	1,220	2,000	3,750	331,92	544,12	1020,23
Chapa de vante - inferior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	2,000	0,500	553,08	906,68	226,67
Chapa posterior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	0,000	1,500	553,08	0,00	680,01
Chapa de antepara estanque	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	0	0,0079	6,0000	0,0476	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB das anteparas estanques	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	0	0,0064	0,0617	0,0004	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
Solda(5%)	-	-	1	-	-	-	7800	193,51	1,220	1,457	1,800	236,08	281,92	348,33
Total								4.063,64 kg				4957,64	5920,27	7315,03

Fonte: Autor.

Tabela 44 – Tabela de pesos e centros para o módulo D03L

ESTUDO DE PESOS E CENTROS - D03L														
Nome	Tipo	Especificação	Qtde.	Compr/Esp (m)	Área ou Peso/m	Vol m ³	Peso esp kg/m ³	Peso kg	LCG m	TCG m	VCG m	MLCG kg.m	MTCG kg.m	MVCG kg.m
Perfis L do fundo	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	0,038	109,15	89,47	3,41
Perfis L do convés	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	2,0000	0,0011	0,0023	7800	89,47	1,220	1,000	2,962	109,15	89,47	265,00
Perfis L vertical vante	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	1,962	1,500	163,72	263,30	201,30
Perfis L vertical ré	Perfil	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	5	3,0000	0,0011	0,0034	7800	134,20	1,220	0,038	1,500	163,72	5,10	201,30
Contravent. a	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	3	1,7830	0,0011	0,0019	7800	44,59	1,220	1,007	2,212	54,40	44,90	98,64
Contravent. b	Perfil	U 101 x 41 x 6,27 mm	3	2,1340	0,0011	0,0023	7800	53,37	1,220	1,001	0,753	65,11	53,42	40,17
Perfil L gigante longitudinal interno do convés	Perfil	L 180 x 50 x 9,5 mm	1	2,4400	0,0021	0,0051	7800	39,99	1,220	1,489	2,887	48,79	59,53	115,44
Perfil L gigante longitudinal interno inferior	Perfil	L 331 x 50 x 7,94 mm	1	2,4400	0,0030	0,0074	7800	58,01	1,220	1,793	2,400	70,77	104,01	139,22

Perfis L gigantes longitudinal externos superiores	<i>Perfil</i>	L 240 x 60 x 12,7 mm	4	2,4400	0,0038	0,0093	7800	290,05	1,220	2,140	3,116	353,86	620,70	903,79
Perfil L comum externo longitudinal da braçola	<i>Perfil</i>	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	2	2,4400	0,0011	0,0028	7800	43,66	1,220	1,942	4,106	53,27	84,79	179,27
Perfil W vertical da defesa	<i>Perfil</i>	W 250 x 38,5	3	6,5000	38,500	-	7800	750,75	1,220	2,120	1,250	915,92	1591,59	938,44
Perfil W longitudinal da defesa	<i>Perfil</i>	W 250 x 38,5	1	2,4400	38,500	-	7800	93,94	1,220	2,120	3,000	114,61	199,15	281,82
Perfil L da antepara estanque	<i>Perfil</i>	L 76,2 x 76,2 x 8 mm	0	3,0000	0,0011	0,0034	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB do contravent	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	3	0,0079	0,1295	0,0010	7800	24,06	1,220	1,846	1,470	29,35	44,41	35,37
BB Convés ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	2,851	18,65	2,28	43,57
BB Fundo ré	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	0,149	0,149	18,65	2,28	2,28
BB Fundo vante	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	5	0,0064	0,0617	0,0004	7800	15,28	1,220	1,851	0,149	18,65	28,29	2,28
Borboletão interno	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	3	0,0079	0,2791	0,0022	7800	51,85	1,220	1,766	2,656	63,25	91,56	137,71

Borboletão da braçola	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	3	0,0079	0,6042	0,0048	7800	112,26	1,220	1,777	3,617	136,96	199,49	406,06
Chapa do convés	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	4,880	0,0465	7800	362,75	1,220	1,000	3,000	442,55	362,75	1088,25
Chapa do fundo	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	4,880	0,0387	7800	302,23	1,220	1,000	0,000	368,72	302,23	0,00
Chapa de vante - superior	<i>Chapa</i>	Ch 9,53 mm	1	0,0095	3,660	0,0349	7800	272,06	1,220	2,000	3,750	331,92	544,12	1020,23
Chapa de vante - inferior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	2,000	0,500	553,08	906,68	226,67
Chapa posterior	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	1	0,0079	7,320	0,0581	7800	453,34	1,220	0,000	1,500	553,08	0,00	680,01
Chapa de antepara estanque	<i>Chapa</i>	Ch 7,94 mm	0	0,0079	6,0000	0,0476	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
BB das anteparas estanques	<i>Chapa</i>	Ch 6,35 mm	0	0,0064	0,0617	0,0004	7800	0,00	1,220	1,000	1,500	0,00	0,00	0,00
Solda(5%)	-	-	1	-	-	-	7800	194,97	1,220	1,459	1,798	237,87	284,48	350,51
Total								4.094,41 kg				4995,18	5974,02	7360,74

Fonte: Autor.

