

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Bruno Eduardo Sphair

Análise de esforços em estruturas portuárias

Florianópolis

2019

Bruno Eduardo Sphair

Análise de esforços em estruturas portuárias

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil
Orientador: Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr.

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Sphair, Bruno Eduardo
Análise de esforços em estruturas portuárias / Bruno
Eduardo Sphair ; orientador, Rafael Holdorf Lopez, 2019.
98 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia portuária. 3.
Análise estrutural. 4. Modelagem estrutural. 5. Estruturas
portuárias. I. Lopez, Rafael Holdorf. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Bruno Eduardo Sphair

Análise de esforços em estruturas portuárias

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Bacharel” e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil

Florianópolis, 22 de novembro de 2019.

Profa. Luciana Rohde, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha, Dr.(a)
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Mateus Prado Lone
Avaliador(a)
Atlântico Sul Consultoria

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que de forma direta ou indireta ajudaram na elaboração desse trabalho de conclusão de curso, seja durante a graduação, ou nessa fase final de elaboração do trabalho. Inicialmente agradeço minha família, principalmente minha mãe Valdirene de Fátima Chuika e meu pai Laércio Antônio Sphair por terem me dado todo o apoio necessário durante a minha graduação, amo vocês.

Quero agradecer também todos os professores que colaboraram com minha formação acadêmica, em especial, o orientador desse trabalho Rafael Holdorf Lopez, pela paciência durante esse ano e por ter aceitado ter entrado nessa comigo; e o professor Marcos Aurélio Marques Noronha, componente da banca examinadora, pelos ensinamentos na área portuária durante a disciplina por ele ministrada, e por trazer um pouco da área portuária para a graduação.

Também tenho muito a agradecer ao membro externo componente da banca examinadora, Eng. Mateus Prado Lone, por todo o apoio e todas as dúvidas sanadas, seja em dias de semana no trabalho, ou fins de semana em casa, além da cobrança para a conclusão desse trabalho, meu muito obrigado.

Agradeço também a todo o pessoal da Atlântico Sul Consultoria, principalmente aos Engs Daniel Pereira Chagas e André Marques, por todo o conhecimento comigo compartilhado e as oportunidades dadas a mim, coisas das quais esse trabalho não seria possível sem. Ao pessoal do LabTrans por ter despertado meu interesse pelo setor portuário e por tudo o que me foi ensinado durante o período em que trabalhei lá.

Preciso agradecer também a todos que me acompanharam e foram de suma importância durante minha jornada na graduação, a meus amigos, colegas de turma, aos Rats, à Deep House e todos os demais que iluminaram minha vida desde que cheguei em Florianópolis.

“There are many hypotheses in science that are wrong.
That's perfectly alright; it's the aperture to finding out what's right.
Science is a self-correcting process”
(Carl Sagan, 1980)

RESUMO

Nosso país tem um dos maiores potenciais hidrográficos do mundo, a malha hidroviária disponível para navegação e a grande costa brasileira colocam o Brasil em uma posição privilegiada frente a outros países do globo. Esse potencial acaba sendo pouco explorado pela falta de infraestrutura que dê suporte ao modal, porém percebe-se um crescimento do setor com o surgimento de diversos Terminais de Uso Privado no país nos últimos anos. O objetivo desse trabalho é analisar os principais esforços aos quais os principais elementos de uma estrutura portuária estarão sujeitos aplicado ao caso da expansão de um terminal privado localizado na região centro-oeste do país, de modo a fornecer informações para um possível dimensionamento mais refinado da estrutura do terminal. Nessa análise são levados em consideração os fatores ambientais, como ondas, vento, maré, correntes e dados geotécnicos, e as principais ações às quais a estrutura estará submetida, como as forças devido ao tráfego de equipamentos, sobrecargas, ações de atracação e amarração, temperatura e retração do concreto. Também são definidos os critérios adotados no *software* de modelagem de elementos finitos de modo a representar o comportamento da estrutura de maneira condizente ao seu comportamento real. Para o caso aplicado e para os esforços analisados, os resultados obtidos mostraram que as ações devidas ao tráfego de equipamentos geram os esforços solicitantes mais críticos para a estrutura, enquanto que ações aplicadas no sentido horizontal, perpendiculares à estrutura, apesar de sua grande magnitude acabam tendo maior influência nos elementos localizados no eixo onde as estacas inclinadas são posicionadas.

Palavras-chave: Engenharia portuária, Análise estrutural, Modelagem estrutural, Estruturas portuárias

ABSTRACT

Our country has one of the largest hydrographic potentials in the world, the waterways available for navigation and the big Brazilian coast put Brazil in a privileged position compared to other countries of the globe. This potential ends up by being little explored due to the lack of infrastructure to supports the modal, but it is noticed a growth of the sector with the emergence of several Private Use Terminals in the country in recent years. The aim of this paper is to analyze the main efforts to which the main elements of a port structure are submitted, applied to the case of the expansion of a private terminal located in the Midwest region of the country, in order to provide information for a possible refined sizing of the port structure. This analysis considers environmental factors such as waves, wind, tide, currents and geotechnical data, and the main actions to which the structure will be subjected, such as forces due to equipment traffic, overloads, berthing and mooring, temperature and concrete shrinkage. The criteria adopted in the finite element modeling software are also defined to represent the behavior of the structure consistent with its real behavior. For the applied case and for the analyzed efforts, the results obtained showed that the actions due to the equipment traffic generate the most critical requesting efforts for the structure, while the horizontally applied actions, perpendicular to the structure, like mooring and berthing, despite their great magnitude have greater influence on the elements located on the axis where the inclined piles are positioned.

Keywords: Port Engineering, Structural analysis, Structural modeling, Port structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Esquema representativo da estrutura.....	18
Figura 2– Seção da estaca metálica	20
Figura 3 – Configuração transversal das estacas da estrutura	21
Figura 4 – Planta de locação das estacas – Eixo 31 a 37.....	22
Figura 5 – Corte transversal típico da superestrutura	23
Figura 6 – Corte longitudinal típico da superestrutura	24
Figura 7 – Defensas e cabeços de amarração implantados em um porto	25
Figura 8 – Posicionamento das defensas e cabeços na estrutura.....	26
Figura 9 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	29
Figura 10 – Valores de S_2 para t(s).....	31
Figura 11 – Principais dimensões do navio	37
Figura 12 – Reach Stacker.....	40
Figura 13 – MHC Gottwald tipo HMK 6407	41
Figura 14 – <i>Ship to Shore Crane</i> (STS).....	42
Figura 15 – Configuração do coeficiente de excentricidade	45
Figura 16 – Ponto de contato do navio a partir da proa.....	46
Figura 17 – Gráfico para cálculo da reação transmitida da defesa para a estrutura	51
Figura 18 – Esquema de amarração de um navio	55
Figura 19 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, em perspectiva	57
Figura 20 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, vista do eixo X	58
Figura 21 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, vista do eixo Y	58
Figura 22 – Propriedades da seção transversal do elemento de estaca.....	60
Figura 23 – Propriedades da seção transversal do elemento de estaca, no trecho preenchido de concreto	61
Figura 24 – Seção da estrutura considerada como viga longitudinal	62
Figura 25 – Largura de mesa colaborante	63
Figura 26 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais centrais.....	65
Figura 27 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais do lado água.....	67
Figura 28 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais do lado terra.....	68
Figura 29 – Propriedades da seção transversal das vigas transversais	70
Figura 30 – Propriedades da seção transversal dos cabeços de amarração	72

Figura 31 – Propriedades da seção transversal do pré-moldado da defesa	73
Figura 32 – Caso 1 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados	74
Figura 33 – Caso 2 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados	75
Figura 34 – Caso 3 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados	75
Figura 35 – Caso 4 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados	75
Figura 36 – Trem-tipo do Reach Stacker	76
Figura 37 – Trem-tipo do MHC patolado.....	77
Figura 38 – Trem-tipo do MHC trafegando	77
Figura 39 – Trem-tipo do STS.....	78
Figura 40 – Aplicação do caso de carga de atracação paralela do menor navio	80
Figura 41 – Aplicação do caso de carga de atracação paralela do maior navio	80
Figura 42 – Casos de aplicação da ação de amarração aplicada em cada um dos cabeços	81
Figura 43 – Esforços de compressão nas estacas do eixo C para o caso de carga do MHC patolado com sobrecarga	87
Figura 44 – Momento em Y ao longo da viga longitudinal do eixo E, gerado pelo caso de carga do STS posicionado no trecho inicial do píer com sobrecarga.....	89
Figura 45 – Momento em Y ao longo da viga longitudinal do eixo E, gerado pelo caso de carga da atracação do menor navio posicionado no trecho inicial do píer.....	89
Figura 46 – Envoltória de momentos em Y ao longo da viga longitudinal do eixo C para combinação de ELU	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	31
Tabela 2 – Características das camadas de solo da região de implantação do projeto.....	33
Tabela 3 – Valores da constante de reação horizontal.....	34
Tabela 4 – Características do maior navio-de-projeto.....	35
Tabela 5 – Características do menor navio-de-projeto.....	35
Tabela 6 – Valores característicos nominais mínimos para obras de acostagem	38
Tabela 7 – Valores mínimos para cálculo de energia de atracação	43
Tabela 8 – Valores indicados para o coeficiente de impacto anormal	49
Tabela 9 – Resumo de cálculo da energia de atracação	50
Tabela 10 – Relação entre deflexão, energia de atracação e reação de defensas do tipo Super Cone.....	51
Tabela 11 – Coeficiente de excentricidade para atracação paralela	52
Tabela 12 – Coeficiente de excentricidade para atracação paralela	53
Tabela 13 – Reação, por defesa, para atracação paralela	53
Tabela 14 – Tração mínima nos dispositivos de amarração.....	54
Tabela 15 – Materiais utilizados no modelo estrutural (Concreto)	59
Tabela 16 – Materiais utilizados no modelo estrutural (Aço)	59
Tabela 17 – Coeficiente de atrito de materiais usualmente utilizados em painéis de defesa com o aço.....	79
Tabela 18 – Grupos de carga	82
Tabela 19 – Combinações em serviço para fundação.....	84
Tabela 20 – Combinações para o Estado Limite Último (ELU)	84
Tabela 21 – Casos de carga e respectivas compressões geradas na estaca C33.....	87
Tabela 22 – Maiores esforços obtidos nas estacas da estrutura com as combinações em serviço para fundação.....	88
Tabela 23 – Casos de carga e respectivos momentos gerados na viga longitudinal do eixo E, na seção onde apresenta-se o maior momento positivo	90
Tabela 24 – Casos de carga e respectivos momentos negativos gerados na viga longitudinal do eixo C, na seção referente ao eixo transversal 45.....	91
Tabela 25 – Maiores esforços obtidos nas vigas longitudinais com as combinações de ELU.....	92

Tabela 26 – Casos de carga e respectivos momentos positivos gerados na quarta viga transversal do final da estrutura, na seção de maior momento	92
Tabela 27 – Casos de carga e respectivos momentos negativos gerados na viga transversal da estrutura, na seção de maior momento	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

α	Ângulo de atracação
Φ	Ângulo entre o vetor de velocidade e a linha entre o ponto de contato e o centro de massa do navio
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADCP	Automatic Doppler Current Profiler
B	Boca moldada
D	Calado
Cb	Coefficiente de bloco do navio
Cc	Coefficiente de configuração do berço
Ce	Coefficiente de excentricidade
Cab	Coefficiente de impacto anormal
Cm	Coefficiente de massa virtual
ν	Coefficiente de Poisson
Cs	Coefficiente de rigidez
k	Coefficiente de rigidez
LPP	Comprimento entre perpendiculares
LOA	Comprimento total
nh	Constante de reação horizontal
Di	Deflexão da defesa
ϵ	Deformação específica
ρ	Densidade da água
Lf	Dimensão longitudinal final
Li	Dimensão longitudinal inicial
R	Distância entre o ponto de contato do navio ao centro de massa medido paralelamente ao cais
Ed	Energia de atracação
Ei	Energia de atracação
ELU	Estado Limite Último
S2	Fator dependente da rugosidade do terreno, dimensões da estrutura e a altura do elemento sobre o terreno
S3	Fator estatístico
S1	Fator topográfico
M	Massa deslocada
MLLW	Média das baixa-mares inferiores

MHLW	Média das baixa-mares superiores
MLHW	Média das preamares inferiores
MHHW	Média das preamares superiores
MHC	Mobile Harbour Crane
Es	Módulo de elasticidade
KS	Módulo de reação do solo
MSL	Nível médio da maré
NBR	Norma Brasileira
q	Pressão dinâmica do vento
z	Profundidade do solo
K	Raio de giração do navio
Ri	Reação da defesa
fu	Resistência à ruptura
fy	Resistência ao escoamento
fyk	Resistência característica do aço ao escoamento
fck	Resistência característica do concreto à compressão
STS	Ship to Shore Cranes
SPT	Standart Penetration Test
TPB	Tonelagem de porte bruto
ΔT	Variação de temperatura
V0	Velocidade básica do vento
Vk	Velocidade característica do vento
V	Velocidade de aproximação do navio
PIANC	World Association for Waterborne Transport Infrastructure

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3	A ESTRUTURA.....	18
3.1	Materiais	19
3.2	Infraestrutura.....	20
3.3	Superestrutura	23
4	CRITÉRIOS DE PROJETO	26
4.1	UNIDADES	26
4.2	CONDIÇÕES LOCAIS	27
4.2.1	Maré	27
4.2.2	Correntes	28
4.2.3	Ondas	28
4.2.4	Vento	28
4.2.5	Dados geotécnicos	32
4.3	EMBARCAÇÕES DE PROJETO	34
4.4	AÇÕES	37
4.4.1	Ações permanentes	38
4.4.2	Sobrecarga vertical.....	38
4.4.3	Cargas móveis	39
4.4.3.1	<i>Reach Stacker</i>	39
4.4.3.2	<i>MHC</i>	40
4.4.3.3	<i>STS.....</i>	41
4.4.4	Atracação.....	42

4.4.4.1	<i>Velocidade de aproximação</i>	43
4.4.4.2	<i>Coeficiente de excentricidade</i>	44
4.4.4.3	<i>Coeficiente de massa virtual</i>	47
4.4.4.4	<i>Coeficiente de rigidez</i>	48
4.4.4.5	<i>Coeficiente de configuração do berço</i>	48
4.4.4.6	<i>Resultados</i>	49
4.4.4.7	<i>Atracção paralela</i>	52
4.4.5	Amarração	54
4.4.6	Temperatura e retração	55
5	MODELO ESTRUTURAL	57
5.1	CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA	58
5.1.1	Estacas	59
5.1.2	Vigas longitudinais	62
5.1.3	Vigas transversais	69
5.1.4	Lajes	70
5.1.5	Suportes	71
5.1.6	Demais elementos	71
5.2	CARGAS	73
5.2.1	Peso próprio	74
5.2.2	Sobrecarga	74
5.2.3	Pavimento	75
5.2.4	Reach Stacker	76
5.2.5	MHC	76
5.2.6	STS	78
5.2.7	Atracção	78
5.2.8	Amarração	80
5.2.9	Temperatura e retração	81

5.3	COMBINAÇÕES	82
5.3.1	Combinações em serviço para fundação	83
5.3.2	Combinações para Estado Limite Último.....	84
6	RESULTADOS	85
6.1	ESTACAS	85
6.2	VIGAS LONGITUDINAIS	88
6.3	VIGAS TRANSVERSAIS	92
7	CONCLUSÃO.....	94
	REFERÊNCIAS.....	97

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, com sua posição estratégica no globo, seus mais de 7 mil km de costa e uma malha hidroviária potencialmente utilizável que chega a 63 mil quilômetros (CNT, 2019), ainda tem um grande potencial a ser explorado na área portuária. Uma vez que os portos são o principal meio de importação e exportação de mercadorias de um país, acabam sendo um setor estratégico para investimento em um país com perspectiva de crescimento econômico.

O terminal portuário que será analisado nesse trabalho, está localizado em um canal, próximo à costa, onde ainda sofre influência das variações de maré. No presente trabalho, algumas informações não serão reveladas de forma a manter o nível de confidencialidade do projeto em questão, portanto, a empresa operadora do terminal será denominada como “Empresa A”.

O empreendimento se trata de um terminal privado que opera na região Sudeste do Brasil, onde a “Empresa A” deseja expandir as suas operações com a construção de um cais que comportará mais dois berços, nos quais a principal movimentação prevista será de celulose.

Os dois novos berços darão continuidade ao cais já operacional do terminal, onde são movimentados contêineres. O projeto da expansão deve, portanto, prever também a movimentação esporádica de cargas conteineirizadas, o que o caracteriza como um cais de múltiplo uso. A “Empresa A” necessita de alternativas para a construção dessa expansão, a qual, devido à complexidade de um projeto portuário, tem inúmeras soluções estruturais, que podem variar no posicionamento e dimensionamento de todos os elementos constituintes.

Essas alternativas devem atender aos critérios de projeto, caracterizados pelas condições ambientais do seu local de implantação e pela utilização que será dada à estrutura, abrangendo quais equipamentos que serão utilizados, os navios que serão atracados e as condições às quais a estrutura será submetida.

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho propõe-se a cumprir os seguintes objetivo geral e objetivos específicos.

1.1.1 Objetivo Geral

Identificar e quantificar os principais esforços aos quais os principais elementos de uma estrutura portuária estão sujeitos, aplicada ao caso da expansão de um terminal portuário de contêineres na região sudeste do país.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Identificar e descrever a estrutura de expansão do terminal, realizando sua modelagem estrutural no software SCIA Engineer, buscando representar seu comportamento estrutural de forma similar ao comportamento real da estrutura;
- Definir as condições locais às quais a estrutura estará submetida, implementando essas condições na modelagem da estrutura;
- Determinar como são obtidas as principais ações às quais uma estrutura portuária está sujeita, e calcular essas ações para a estrutura de expansão da “Empresa A”;
- Obter as combinações de ações que serão analisadas, de forma a obter as situações mais críticas às quais a estrutura será submetida;
- Obter os esforços solicitantes nos principais elementos da estrutura, sendo eles as estacas, vigas longitudinais e transversais, que serviriam de base para um possível dimensionamento mais refinado da estrutura;
- Identificar as combinações que ocasionam os maiores esforços solicitantes na estrutura, com suas respectivas ações, de modo a identificar de que maneira cada uma das ações atua na estrutura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No que diz respeito a ações em estruturas portuárias, um dos temas centrais desse trabalho, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou em 03/1987 a NBR 9782, a qual determina os procedimentos e valores típicos adotados para as ações aplicadas em estruturas portuárias. Entretanto, a norma em questão foi cancelada em 05/2015, sem substituição.

Portanto, não há nenhuma norma técnica brasileira vigente que norteie as ações a serem aplicadas em projetos estruturais portuários. O motivo apresentado para o cancelamento da mesma foi a não utilização da norma pelo setor (ABNT, 2015). Muitas vezes em projetos desse tipo são utilizadas normas técnicas internacionais para a determinação das ações, porém, para esses casos, é importante manter a coerência entre normas técnicas que são correlacionadas, o que muitas vezes pode implicar na utilização de todas as normas daquele determinado país para a concepção da estrutura.

Portanto, nesse trabalho optou-se por adotar alguns critérios apresentados na NBR 9782:1987, apesar de seu cancelamento, tendo em vista que não há outra norma técnica nacional que aborde o tema e levando em consideração que os demais critérios adotados nesse trabalho foram baseados em normas brasileiras.

A mesma consideração pode ser encontrada em outros trabalhos relacionados sobre o tema, como em Avaliação dos Critérios de Projeto para Estruturas de Acostagem de Navios (PODDA, 2019). Entretanto, para a determinação de esforços de grande relevância no dimensionamento da estrutura, como é caso do esforço de atracação, buscou-se utilizar-se de outros critérios, de forma a evitar a defasagem, uma vez que NBR 9782:1987 já tem 32 anos.

Portanto para o cálculo das ações provocadas pela atracação de navios utilizou-se das recomendações da PIANC et al (2002), por se tratar de uma publicação mais recente. Por não se tratar de uma normativa não há conflito com as demais normas técnicas brasileiras consideradas nesse estudo.

Os critérios de projeto, que devem ser considerados no dimensionamento da estrutura, são publicados em um documento específico para esse propósito. No caso do presente trabalho, os critérios de projeto são apresentados ao longo dos capítulos que seguem, entretanto, o documento completo não é disponibilizado, de forma a manter o teor de confidencialidade exigido para o projeto.

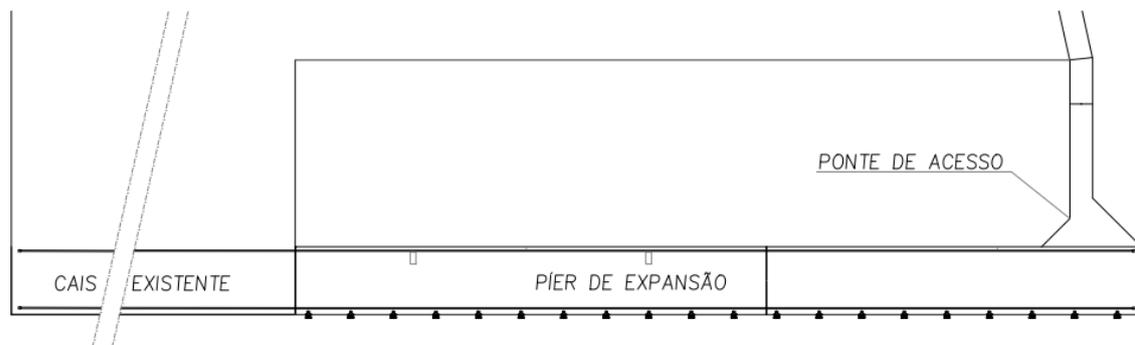
Outros trabalhos que nortearam a execução do presente trabalho foram elaborados por Santos (2015), referente à Verificação Estrutural de um Píer existente sujeito a Novos Carregamentos. Também, mais especificamente nos cálculos das ações de atracação, a dissertação elaborada por Leal (2011), que diz respeito ao Dimensionamento de Defensas Marítimas – Aplicação ao caso do terminal portuário Tecondi do porto de Santos, Brasil.

3 A ESTRUTURA

O cais de expansão da “Empresa A” terá um total de 446,75 metros de comprimento e 36 metros de largura, e dará continuidade ao cais já operacional do terminal que tem 653,25 metros, resultando assim, em um cais contínuo com um total de 1100,00 metros, que permitirá a atracação simultânea de até 4 navios.

Apesar da expansão do terminal ser denominada como “cais”, a estrutura é muito semelhante à um píer. Um esquema da estrutura é apresentado na Figura 1.

Figura 1– Esquema representativo da estrutura



Fonte: elaborado pelo próprio autor.

De acordo com a Portaria Nº 24 da Secretaria do Patrimônio da União, publicada em 20 de janeiro de 2011, um cais se trata de uma construção que se desenvolve ao longo da margem de um corpo d’água, enquanto o píer é lançado da terra sobre o corpo d’água (BRASIL, 2011). A estrutura em questão, em termos estruturais, se aproxima mais de um píer pelo fato de ser conectada à terra apenas por uma extremidade e ser cercada por água nos seus dois lados de maior extensão. Nesse trabalho a estrutura será, portanto, para todos os fins tratada como um píer.

Como a retroárea do terminal não terá um acesso direto ao píer de expansão, estando separada por uma lâmina d’água, a ligação do novo píer com a retroárea se dará por uma ponte

de acesso com comprimento aproximado de 100 metros e largura de 12 metros. Essa ponte permitirá o fluxo de caminhões e demais equipamentos entre a retroárea e a nova expansão, sem a necessidade de se trafegar no cais já construído.

Nesse trabalho optou-se por não incluir a modelagem da ponte de acesso, considerando-se que ela não exerce influência sobre a estrutura do píer. Essa consideração se torna a favor da segurança, uma vez que, apesar de serem estruturas completamente independentes, a ponte poderia auxiliar na absorção dos esforços transversais atuantes no píer, principalmente referentes à atracação e amarração de navios.

3.1 MATERIAIS

A infraestrutura do píer é constituída inteiramente de estacas tubulares, metálicas, cravadas no solo e preenchidas de concreto nos primeiros 10 metros do seu trecho superior.

Camisa metálica - ASTM A-572 Gr.50:

- Resistência ao escoamento $f_y = 345$ MPa;
- Resistência à ruptura $f_u = 450$ Mpa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa.

Concreto da infraestrutura – Classe C30/C30SA:

- Resistência característica do concreto à compressão $f_{ck} = 30$ MPa;
- Módulo de elasticidade (secante) $E_{cs} = 32$ GPa;
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$.

Aço de armadura passiva – Categoria CA-50:

- Resistência característica ao escoamento $f_{yk} = 500$ MPa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPA.

Já em relação à superestrutura, esta será constituída inteiramente de concreto armado. O aço utilizado na armadura passiva é o mesmo já especificado acima para a infraestrutura, porém a resistência do concreto é maior.

Concreto da superestrutura – Classe C40/C40SA:

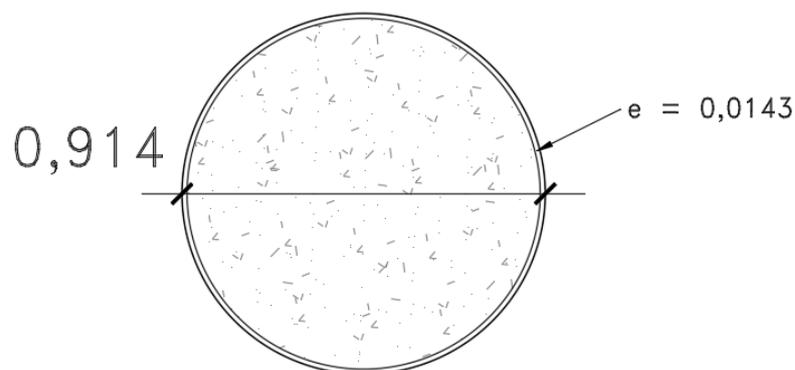
- Resistência característica do concreto à compressão $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$;
- Módulo de elasticidade (secante) $E_{cs} = 32 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$.

3.2 INFRAESTRUTURA

A infraestrutura do píer, constituída pelos elementos que dão sustentação à superestrutura, é composta por 371 estacas metálicas tubulares cravadas no solo, com diâmetro de 91,4 cm e espessura das paredes de 14,3 mm. As estacas são cravadas até que o impenetrável seja encontrado, o qual está localizado aproximadamente na cota de -53,00 metros, conforme será tratado no Capítulo 4.2.5, enquanto que as cabeças das estacas devem estar niveladas na cota +1,80 metros. Isso resulta em estacas de aproximadamente 54,80 metros de comprimento.

Como já mencionado, todas as estacas têm o trecho superior inicial de 10 metros preenchido por concreto. A Figura 2 ilustra a seção de uma estaca no trecho preenchido.

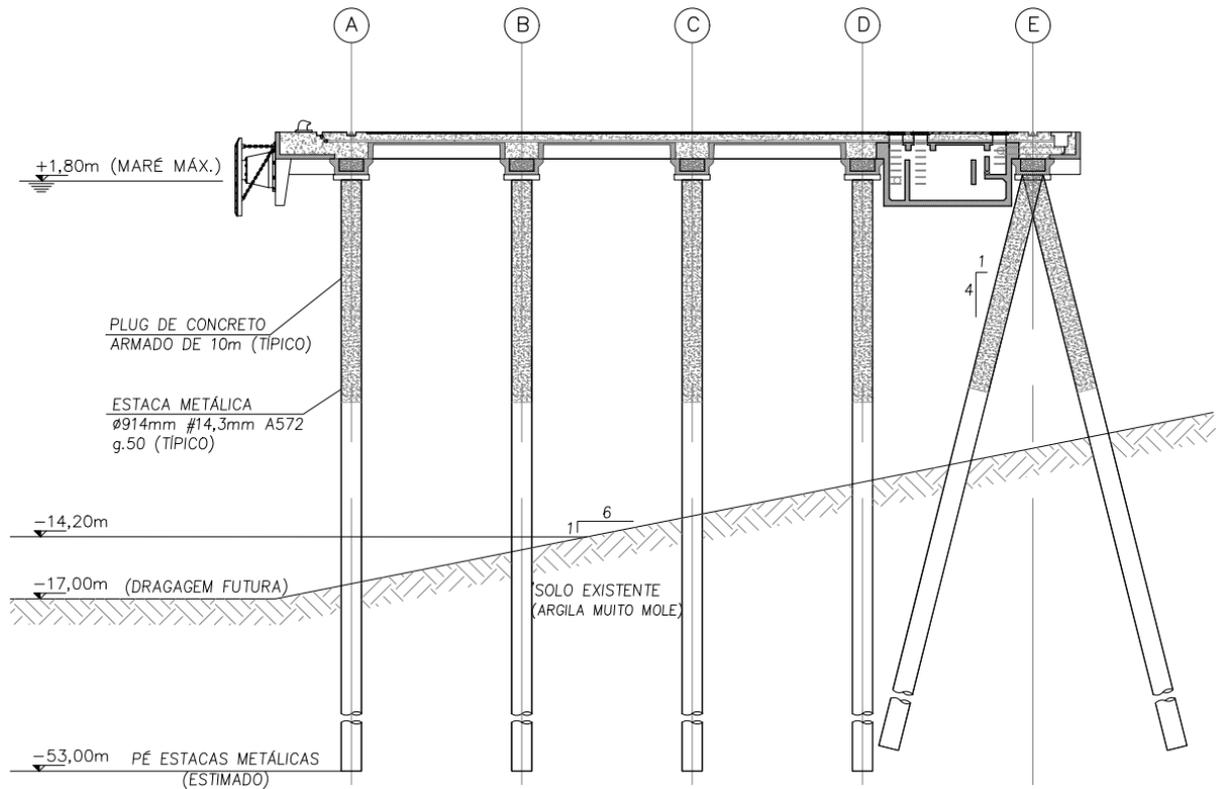
Figura 2– Seção da estaca metálica



Fonte: Elaborada pelo autor.

A região abaixo dos 10 metros iniciais, não preenchida, se desenvolve com a mesma seção transversal apresentada na Figura 3, porém, sem o preenchimento de concreto. A Figura 3 apresenta um corte transversal da estrutura, mostrando a configuração das estacas.

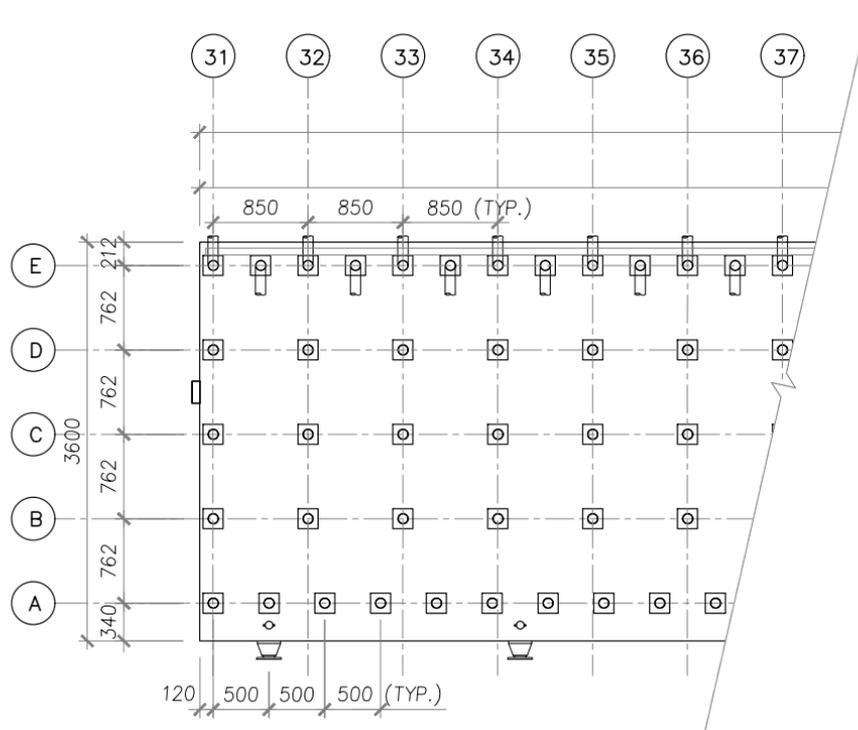
Figura 3 – Configuração transversal das estacas da estrutura



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado)

Observa-se que as estacas dos eixos A, B, C e D são verticais, enquanto as estacas do eixo E são inclinadas numa relação de 1:4, tanto na direção da linha de atracação, quanto na direção da retroárea, sendo intercaladas, uma em cada direção. A Figura 4 apresenta a planta de localização das estacas para o trecho inicial do píer de expansão.

Figura 4 – Planta de locação das estacas – Eixo 31 a 37



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado)

Observa-se que as estacas dos eixos B, C e D têm um afastamento típico de 8,50 metros, coincidindo com os eixos numerados da estrutura, diferentemente das estacas localizadas nos limites da estrutura, onde tanto do lado água quanto do lado terra, o espaçamento entre as estacas é menor. Essa diminuição se dá para permitir que ações aplicadas nessas regiões de limite sejam mais bem distribuídas, uma vez que não são circundadas por estacas.

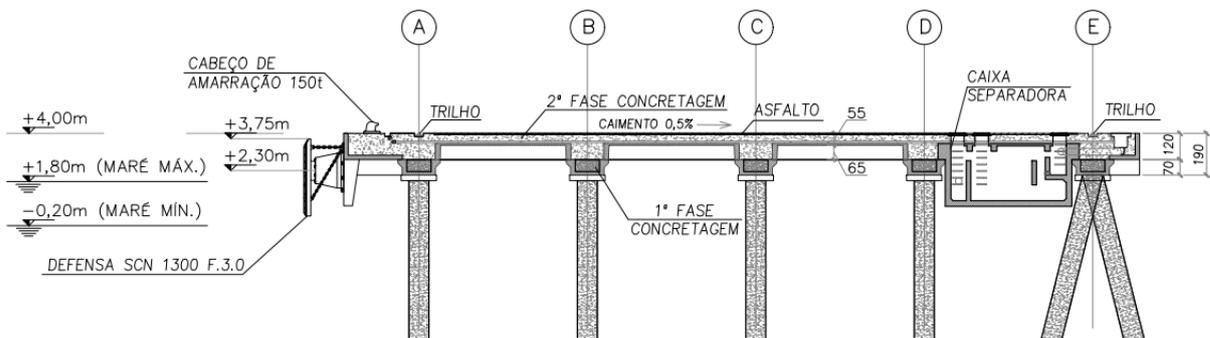
As estacas do eixo A estão afastadas em 5,00 metros, enquanto as estacas inclinadas, localizadas no eixo D, têm metade do distanciamento das estacas dos eixos centrais, sendo 4,25 metros. Essa configuração se dá por toda a extensão do píer, exceto pela extremidade final do píer (eixos 81 a 84), e na região central onde há uma junta de dilatação (eixos 57 a 60), regiões onde ocorre um aumento na concentração de estacas inclinadas.

O incremento de estacas inclinadas nessas regiões é projetado para absorver os esforços que atuam no sentido transversal da estrutura, provenientes principalmente da atracação e amarração de navios. Por estarem em regiões de extremidade, ao se espriarem, os esforços acabam tendo uma maior concentração nessas regiões.

3.3 SUPERESTRUTURA

A estrutura de concreto armado do píer de expansão é constituída basicamente por vigas longitudinais, vigas transversais e pela laje. As vigas longitudinais são coincidentes com os eixos de A à E, totalizando portanto 5 vigas espaçadas em 7,62 metros, onde, ao longo das vigas das extremidades (eixo A e E), se apoiam os trilhos para a circulação de portêineres, equipamentos destinados ao carregamento e descarregamento dos navios abordados no Capítulo 5.2.6. A Figura 6 mostra um corte transversal da superestrutura com seus principais elementos.

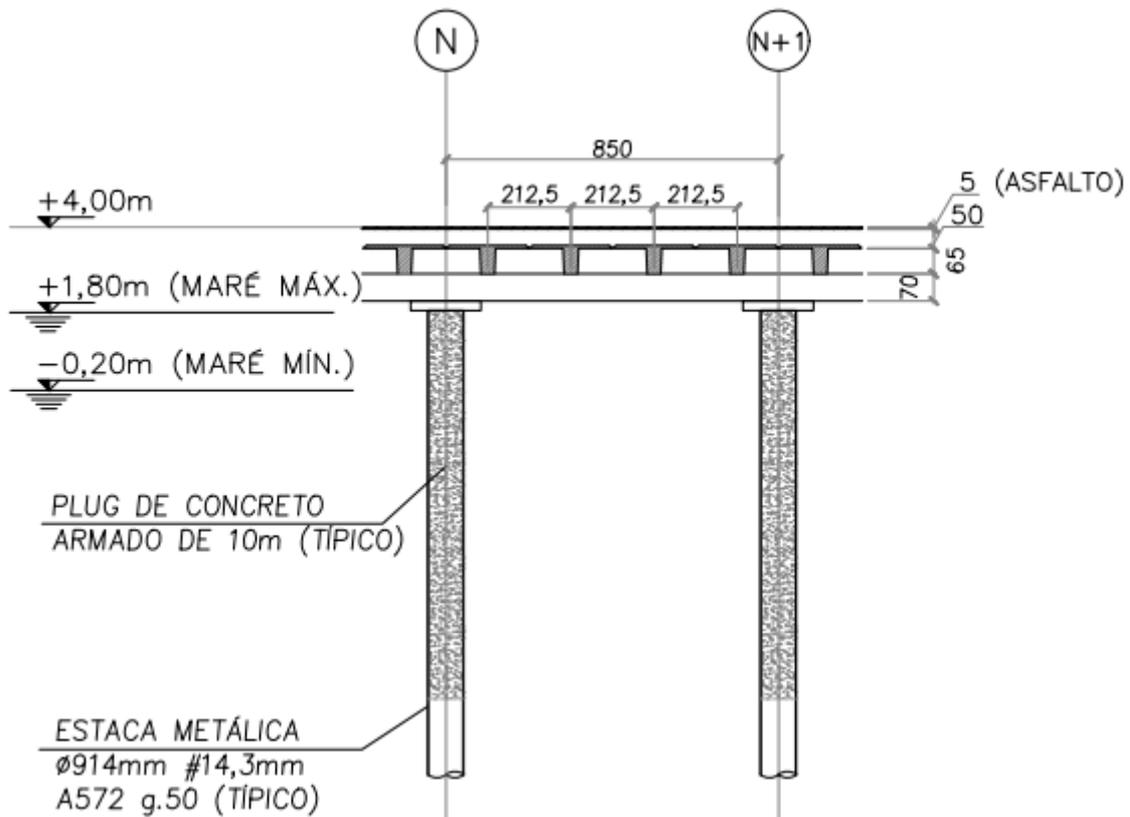
Figura 5 – Corte transversal típico da superestrutura



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado)

As vigas longitudinais são formadas por pré-moldados de concreto armado em formato de “U” com 70cm de altura, que se apoiam nas estacas, e têm seu interior concretado *in-loco* formando assim em seção, um retângulo maciço, etapa chamada de concretagem de primeira fase. A superestrutura também conta com vigas transversais a cada 2,125 metros, que após a concretagem de primeira fase irá se apoiar nas vigas longitudinais. Esses elementos podem ser mais bem observados no corte longitudinal de um trecho da estrutura, mostrado na Figura 6.

Figura 6 – Corte longitudinal típico da superestrutura



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado)

Como pode ser observado na imagem, as vigas transversais espaçadas em 2,125 metros, têm formato "T". Esses pré-moldados além de resistirem aos esforços e darem rigidez à estrutura, também servem como fôrmas, permitindo assim as concretagens *in-locu* completa das vigas longitudinais e da laje, então denominada concretagem de segunda fase.

Como todos os pré-moldados possuem armaduras que se incorporam à região concretada, considera-se que esses elementos, após a consolidação do concreto, trabalham como um elemento maciço.

Para a absorção dos esforços de atracação e amarração de navios, são instalados defensas e cabeços, respectivamente. Esses dispositivos estão dispostos alinhados ao longo de toda a linha de atracação do píer de expansão, espaçados a cada 22,50 metros, totalizando 20 defensas e 20 cabeços. A Figura 7 exemplifica a aplicação de defensas em conjunto com cabeços de amarração

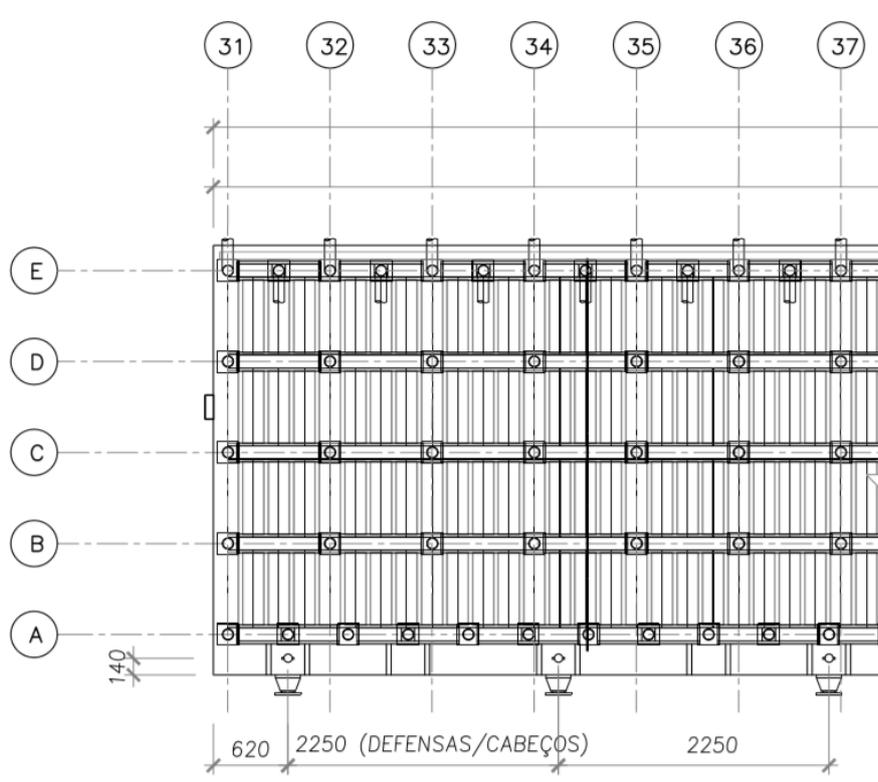
Figura 7 – Defensas e cabeços de amarração implantados em um porto



Fonte: INDUSTRY NEWS TIMES (2019)

A Figura 8 ilustra o posicionamento das defensas e cabeços ao longo da estrutura.

Figura 8 – Posicionamento das defensas e cabeços na estrutura



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado)

4 CRITÉRIOS DE PROJETO

Nesse capítulo serão abordados os critérios de projeto considerados para a verificação estrutural do pier de expansão abordado nesse trabalho.

4.1 UNIDADES

Ao longo de toda a verificação foi adotado o Sistema Internacional de Unidades (SI), sendo:

- Comprimento: metro (m);
- Força: newton (N);
- Temperatura Celsius: grau Celsius (°C);
- Área: metro quadrado (m²);
- Volume: metro cúbico (m³).

Além das unidades apresentadas acima também foram utilizadas seus múltiplos e submúltiplos com prefixos métricos (cm, kN, cm³, etc.).

4.2 CONDIÇÕES LOCAIS

Um dos fatores determinantes na escolha de determinada solução estrutural são os fatores locais, normalmente são eles que viabilizam ou inviabilizam determinada solução, tornando-a mais simples ou mais complexa. Nos capítulos a seguir são identificadas as condições locais da região de implantação do projeto de expansão do terminal da “Empresa A”.

4.2.1 Maré

As variações do nível d’água são determinantes na definição de alguns aspectos de uma estrutura de acostagem, principalmente no que se trata das cotas onde ficarão alinhados os elementos da estrutura. No caso, como o píer de expansão dará continuação à estrutura já existente do terminal, a cota da laje acabada deverá ser a mesma daquela que já está construída.

Em terminais portuários que estão próximos ao nível do mar e sobre influência do regime de marés para a determinação da variação do nível d’água considera-se apenas o efeito da maré astronômica, desconsiderando-se efeitos como a maré eólica e maré meteorológica, que são a influência do vento e da chuva nos níveis d’água, respectivamente. Isso se deve pelo fato de essas influências climáticas serem de difícil previsão e estimativa, além de, na grande maioria das vezes, terem efeitos bem menores que os causados pela maré astronômica.

As previsões dos principais níveis d’água de determinado local normalmente são fornecidos através de cartas náuticas, disponibilizadas no site da marinha. No caso da região de implantação do projeto, os principais níveis são apresentados a seguir (BRASIL, 2019):

- Média das preamares superiores (MHHW): 1,40 m
- Média das preamares inferiores (MLHW): 1,30 m
- Nível médio da maré (MSL): 0,80 m
- Média das baixa-mares superiores (MHLW): 0,30 m
- Média das baixa-mares inferiores (MLLW): 0,10 m

Em favor da segurança, como não são considerados outros efeitos além da maré astronômica, o nível d'água máximo considerado em projeto é de 1,80 m e o nível mínimo - 0,20 m.

4.2.2 Correntes

Os métodos mais precisos utilizados para medir-se a velocidade de um curso d'água são os molinetes doppler acústicos (ADCP – *Automatic Doppler Current Profiler*) e em casos mais audaciosos por satélites. O ADCP, ou Correntômetro Acústico de Efeito Doppler, se baseia pelo efeito Doppler emitindo frequências de onda sonora para obter a velocidade do fluxo em perfis verticais (DE CARVALHO, 2008).

Um equipamento como esse foi utilizado para a medição de correntes na região onde está instalado o terminal portuário da “Empresa A”, onde foram encontradas velocidades médias de escoamento máximas entre 0,81 m/s na vazante e 0,64 m/s na enchente, com direção alinhada com o eixo longitudinal do canal.

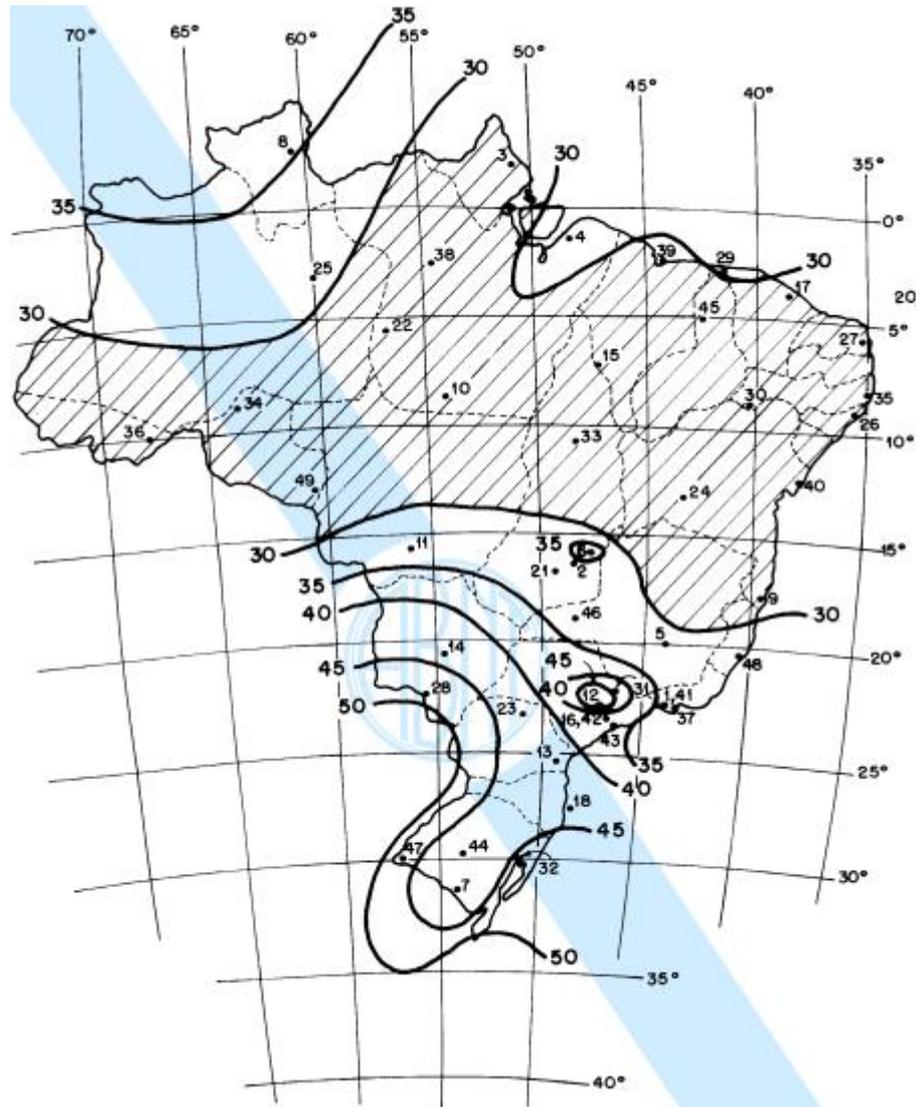
4.2.3 Ondas

O terminal em questão está localizado em um canal abrigado, portanto, não sofre influência das ondas de origem oceânica. Nas suas proximidades o mar é geralmente tranquilo ou levemente agitado. Para fins de projeto, é adotada a altura máxima de onda de 0,5 m/s.

4.2.4 Vento

A norma técnica NBR 6123 – Forças devidas ao Vento em Edificações especifica as velocidades básicas do vento de acordo com cada região do país, conforme o mapa apresentado na Figura 9.

Figura 9 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT (1988)

A região em questão está inserida na isopleta correspondente à velocidade básica de 35 m/s. De acordo com a norma, a velocidade básica é a “máxima velocidade média medida sobre 3 s, que pode ser excedida uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano” (ABNT, 1988).

Para obter-se a velocidade característica do vento, V_k deve aplicar-se a Equação (1):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

Onde,

- V_k : velocidade característica do vento;

- V_0 : velocidade básica do vento;
- S_1 : fator topográfico;
- S_2 : fator dependente da rugosidade do terreno, dimensões da estrutura e a altura do elemento sobre o terreno;
- S_3 : Fator estatístico

Conforme a norma técnica NBR 9782 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais, em estruturas portuárias, “a velocidade do vento a ser considerada é a velocidade média em 10 minutos, medida no local de implantação da estrutura portuária a uma altura de 10m” (ABNT, 1987). Para esses casos, onde o tempo sobre o qual o vento é medido deve ser diferente daquele disponibilizado no da Figura 9, a norma disponibiliza uma tabela com os valores de S_2 , de acordo com o tempo sobre o qual o vento é medido, a altura da medição e a categoria da rugosidade do terreno.

O terreno no qual o terminal está instalado se encaixa na Categoria II, que se refere a “terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações pequenas” (ABNT, 1988). A Figura 10 mostra a tabela com os valores de S_2 para terrenos com rugosidade de Categoria II, de onde é obtido o seu valor para o tempo de 10 minutos (600 s) e 10 metros de altura.

Figura 10 – Valores de S_2 para $t(s)$

Cat.	z (m)	Valores de S_2 para $t(s) =$											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
II	<5	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,80	0,77	0,75	0,70	0,65	0,62	0,58
	10	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
	15	1,04	1,02	0,99	0,97	0,94	0,91	0,88	0,86	0,81	0,76	0,73	0,69
	20	1,06	1,04	1,02	1,00	0,97	0,94	0,91	0,89	0,85	0,80	0,77	0,72
	30	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,89	0,84	0,81	0,77
	40	1,13	1,11	1,09	1,08	1,05	1,02	0,99	0,98	0,93	0,88	0,85	0,81
	50	1,15	1,13	1,12	1,10	1,07	1,05	1,02	1,00	0,96	0,91	0,88	0,84
	60	1,16	1,15	1,14	1,12	1,10	1,07	1,04	1,03	0,98	0,93	0,90	0,87
	80	1,19	1,18	1,17	1,16	1,13	1,11	1,08	1,06	1,02	0,97	0,94	0,91
	100	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,13	1,11	1,09	1,05	1,01	0,97	0,94
	120	1,24	1,23	1,22	1,21	1,18	1,16	1,13	1,12	1,08	1,03	1,00	0,97
	140	1,25	1,24	1,24	1,23	1,20	1,18	1,15	1,14	1,10	1,06	1,03	0,99
	160	1,27	1,26	1,25	1,24	1,22	1,20	1,17	1,16	1,12	1,08	1,05	1,01
	180	1,28	1,27	1,27	1,26	1,24	1,21	1,19	1,18	1,14	1,09	1,06	1,03
	200	1,29	1,28	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,19	1,15	1,11	1,08	1,05
	250	1,31	1,31	1,31	1,30	1,28	1,26	1,24	1,23	1,19	1,15	1,12	1,09
	300	1,34	1,33	1,33	1,33	1,31	1,29	1,26	1,25	1,22	1,18	1,15	1,12

Fonte: ABNT (1988)

A topografia do local é considerada plana ou fracamente acidentada, portanto, o fator S_1 adotado é de 1,0. Já o fator estatístico foi determinado de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88

Grupo	Descrição	S ₃
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT (1988)

O terminal portuário está inserido no grupo de número 3, que se refere a edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, e, portanto, o valor determinado para o fator estatístico S₃ foi de 0,95. Já tendo determinado todos os fatores necessários, é calculado a velocidade característica do vento a partir da Equação (1):

$$V_k = 35,0 \times 1,00 \times 0,69 \times 0,95$$

$$V_k = 22,9 \text{ m/s} \approx 23,0 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica do vento é determinada, em N/m² pela Equação (2):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (2)$$

Onde, substituindo V_k, temos:

$$q = 0,613 \times 23,0^2$$

$$q = 324,3 \text{ N/m}^2 \approx 0,32 \text{ kN/m}^2$$

4.2.5 Dados geotécnicos

As sondagens disponíveis na área de implantação do projeto indicam a existência de quatro camadas de solos distintos, que em seu conjunto definem uma espessura total de até 55 metros, onde se obtém o impenetrável a lavagem segundo a NBR 6484. De acordo com a norma, o impenetrável é alcançado “quando, no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 50 mm em cada período de 10 min” (ABNT, 2001).

As quatro camadas de solo identificadas são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características das camadas de solo da região de implantação do projeto

Camada	Características
1	Camada superficial, predominada por uma argila siltosa, cinza escuro, com $0/100 \leq \text{SPT} \leq 2$, frequentemente intercalada a lentes de silte argiloso ou areia argilosa, com espessura total da ordem de 20 m a 30 m
2	Camada de sedimentos constituídos por areia com nódulos argilosos e restos de conchas, ou argila siltosa, cinza com $3 \leq \text{SPT} \leq 11$, cuja profundidade da base alcança até os 30 m
3	Camadas de pequena espessura, ou mesmo lentes, de argila ou de areia, com $2 \leq \text{SPT} \leq 4$, cinza, por vezes com pedregulhos de até 1,0 cm de diâmetro, cuja profundidade de base alcança até os 31 m a 43 m; apresentando-se bastante variável em função de se tratar dos sedimentos que sobrepõem a topografia do solo de alteração de rocha
4	Solo de alteração de rocha, composto por silte arenoso ou areia siltosa, abaixo de profundidades variando de 31 m a 43 m, com $5 \leq \text{SPT} \leq 18$ nos 3,0 m superficiais e $25 \leq \text{SPT} \leq 10/03$ na espessura remanescente de 11 m a 15 m, totalizando uma espessura de até 18 m, cuja base atinge profundidades de até 54 metros, aproximadamente.

Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Em função do cenário acima descrito, considera-se que a cravação das estacas tubulares ocorrerá com grande facilidade até o topo do solo de alteração de rocha, no qual penetrará atingindo comprimentos da ordem de 45 m a 50 m.

Levando-se em consideração os dados apresentados na Tabela 2, observa-se que grande parte do trecho de cravação das estacas é dado em uma argila muito mole, com SPT variando de 0/100 a 4, sendo que a camada 2, constituída de areia com nódulos argiloso, em algumas sondagens nem chega a ocorrer.

Como grande parte das ações às quais estruturas portuárias estão sujeitas são horizontais, como esforços de atracação e amarração, um dado importante do solo a ser determinado é o coeficiente de reação horizontal. Esse coeficiente determina a reação que o solo vai transmitir à estrutura quando submetido à determinado esforço.

No modelo estrutural essa interação do solo com a estrutura é simulada através da inserção de molas ao longo da estaca no trecho que está cravada no solo. A rigidez dessa mola

foi determinada de acordo com Alonso (1989), onde é relacionado o coeficiente de reação horizontal ao tipo de solo, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Valores da constante de reação horizontal.

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de n_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: Alonso (1989).

Como já mencionado, boa parte do solo onde as estacas serão cravadas pode ser caracterizada como uma argila muito mole, portanto, para toda a camada de solo será utilizada uma constante de reação horizontal de 0,55 MN/m³. Além disso, de acordo com Alonso (1989), em solos de comportamento arenoso e argilas normalmente adensadas, como é o caso das argilas moles, o módulo de reação do solo cresce de acordo com a profundidade de solo em que está sendo analisada, podendo ser escrita como:

$$K_s = n_h * z \quad (3)$$

onde, K_s é o módulo de reação do solo em Mpa, n_h é a constante de reação horizontal e z é a profundidade de solo que está sendo analisada. Demais informações acerca das molas aplicadas no modelo estão descritas na seção 5.1.5.

4.3 EMBARCAÇÕES DE PROJETO

O píer será construído para a operação de navios porta-contêineres da classe *New-Panamax* com até 150.000 unidades de tonelagem de porte bruto (TPB) e navios de carga geral *Handymax* com até 40.000 TPB. Tonelagem de porte bruto ou TPB, se refere à soma de toda a carga que um navio pode transportar com segurança, em toneladas. A Tabela 4 e a Tabela 5 apresentam os dados do maior e do menor navio-de-projeto.

Tabela 4 – Características do maior navio-de-projeto

Navio porta-contêineres - <i>New-Panamax</i>	
Capacidade [t]	150.000
Massa deslocada (M) [t]	174.000
Comprimento total (L _{OA}) [m]	370,00
Comprimento entre perpendiculares (L _{PP}) [m]	351,00
Boca moldada (B) [m]	45,80
Calado de projeto (D) [m]	15,00
Calado máximo (D) [m]	15,00

Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Tabela 5 – Características do menor navio-de-projeto

Navio de carga geral - <i>Handymax</i>	
Capacidade [t]	40.000
Massa deslocada (M _I) [t]	54.400
Comprimento total (L _{OA}) [m]	209,00
Comprimento entre perpendiculares (L _{PP}) [m]	199,00
Boca moldada (B) [m]	30,00
Calado de projeto (D) [m]	12,50
Calado máximo (D) [m]	12,50

Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Onde,

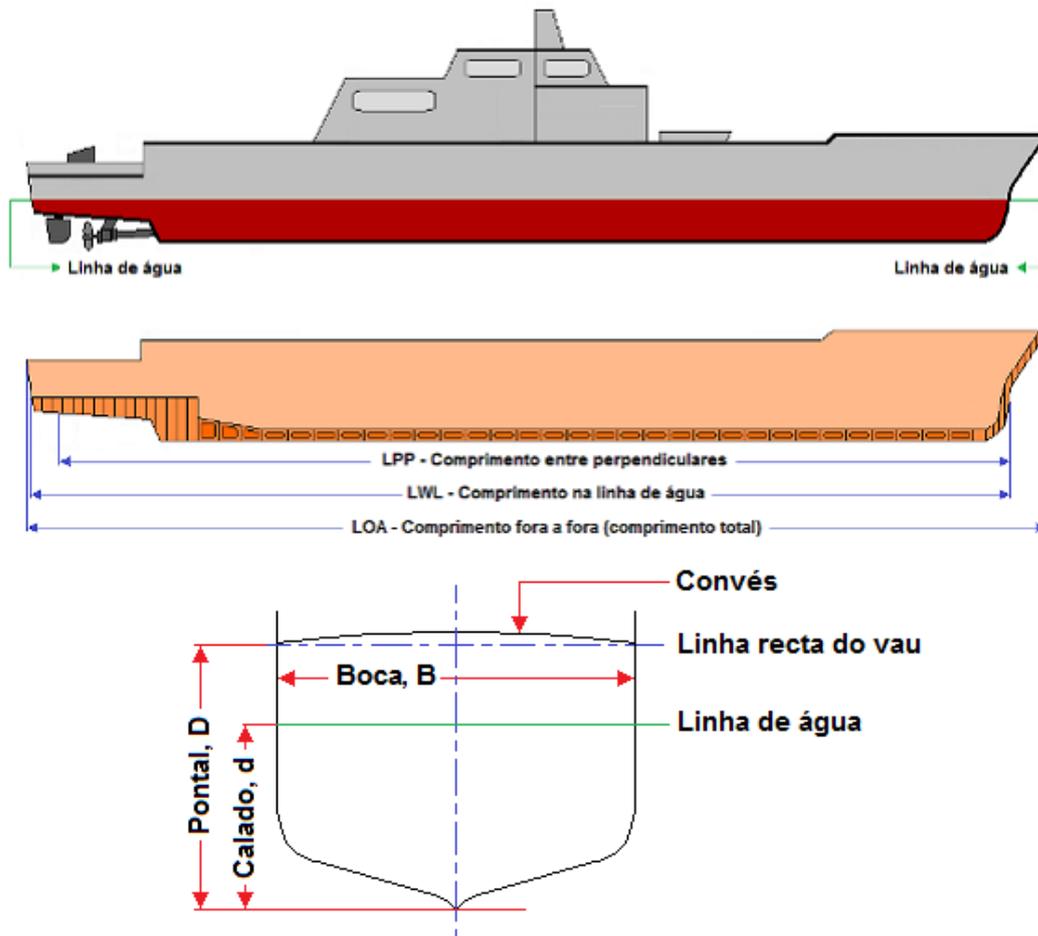
- Capacidade: equivalente ao TPB, refere-se à soma das cargas que o navio pode transportar com segurança;
- Massa deslocada: de acordo com a NBR 9782:1987, a massa deslocada do navio depende do tipo de instalação portuária. Em instalações destinadas ao descarregamento de navios a massa considerada deve ser o máximo que o navio pode deslocar, enquanto em instalações destinadas ao carregamento, o valor deve ser correspondente à situação do navio em lastro, ou parcialmente carregado (ABNT, 1987). No caso em questão, como a instalação é destinada tanto ao

carregamento quanto ao descarregamento, o valor considerado é o referente à pior situação, ou seja, o referente ao navio carregado.

- Comprimento total: também denominado *length overall* (L_{OA}), é o comprimento fora a fora do navio.
- Comprimento entre perpendiculares: é a medida de distância entre as perpendiculares de vante e de ré de um navio.
- Boca moldada: se refere à largura interna máxima do navio, ou seja, é a largura máxima total do navio descontando-se a espessura do chapeamento do casco.
- Calado de projeto: calado é o nome para o qual é denominada a distância da linha d'água até parte mais baixa da quilha do navio. Calado de projeto é o calado para o qual o navio é projetado para operar.
- Calado máximo: Nesse caso é o maior calado que o navio pode operar devido às limitações do terminal. Nesse caso considerou-se que as condições do terminal não são limitantes para o calado do navio.

A Figura 11 ilustra as principais dimensões do navio descritas acima.

Figura 11 – Principais dimensões do navio



Fonte: CTB (2019).

4.4 AÇÕES

Conforme a NBR 6118/2014, as ações podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais. As permanentes são ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura. As ações variáveis são casos de carga diversos que são aplicados sobre a estrutura. Já as ações excepcionais são casos de carregamento que não podem ser controlados por outros meios e não foram considerados nesse trabalho.

Nos capítulos a seguir são descritas as ações consideradas no modelo estrutural em questão. Na seção 5.2 é mais bem descrito como as ações foram lançadas no modelo estrutural.

4.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes constituem-se principalmente do peso próprio dos elementos estruturais, elementos fixos construtivos, além de ações permanentes indiretas como a retração do concreto. O peso próprio da estrutura foi determinado de acordo com os seguintes pesos específicos:

Concreto simples	24 kN/m ³
Concreto armado	25 kN/m ³
Aço	78,5 kN/m ³
Asfalto	24 kN/m ³

4.4.2 Sobrecarga vertical

As principais ações variáveis atuantes na estrutura são as sobrecargas verticais. De acordo com a NBR 9782:1987, “sobrecargas verticais são ações uniformemente distribuídas aplicadas às estruturas para representar as ações de natureza não definida que podem ocorrer durante a sua vida útil” (ABNT, 1987).

Ainda de acordo com a mesma publicação, não podem ser adotados valores característicos nominais mínimos menores que os apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores característicos nominais mínimos para obras de acostagem

Tipo de obra	Sobrecarga (kN/m²)
Cais ou píer para carga geral (classe especial)	50
Cais ou píer para carga geral (classe G 32)	40
Cais ou píer para carga geral (classe G12)	30
Cais ou píer para carga geral (classe G6)	20
Cais ou píer para contêiner ou Ro-Ro	40
Cais ou píer para granéis sólidos	30
Cais ou píer para granéis líquidos	20
Cais ou píer para produtos siderúrgicos	100

Tipo de obra	Sobrecarga (kN/m²)
Ponte de acesso	10
Passarela	5
Plataformas fixas ou flutuantes sem sobrecarga definida	10
Áreas de estoque de granéis de uso geral	100
Cais ou píer pesqueiro	10
Cais ou píer para passageiros	10
Cais para rebocadores	10

Fonte: ABNT (1987)

Como a Empresa “A” movimentará tanto contêineres quanto carga geral em sua estrutura, adota-se a situação mais desfavorável, que é a referente à cais ou píer para carga geral (classe especial), que tem um valor característico nominal mínimo de 50 kN/m². Ainda de acordo com a NBR 9782/1987, essa sobrecarga pode ser reduzida a 40% de seu valor na área compreendida entre o trilho externo do guindaste e o paramento do cais (ABNT, 1987).

4.4.3 Cargas móveis

São cargas acidentais referentes aos veículos e equipamentos que são previstos para transitar na estrutura do terminal. Como o píer de expansão será de múltiplo uso, é prevista a operação de diversos equipamentos, descritos nos capítulos a seguir.

4.4.3.1 Reach Stacker

Um *Reach Stacker*, ou empilhador de alcance, na tradução literal, é um equipamento destinado ao empilhamento e movimentação de contêineres em distâncias curtas. A Figura 12 mostra uma fotografia do equipamento.

Figura 12 – Reach Stacker



Fonte: INDITAL (2019)

O equipamento que deve ser previsto para operar no terminal em questão é do tipo RSD 4120-5TL SISU ou equivalente.

4.4.3.2 MHC

Destinado à transferência de cargas dos navios para o terminal e do terminal para os navios, podendo ser adaptado tanto à movimentação de contêineres quanto de carga geral, o *Mobile Harbour Crane* (MHC) opera tanto trafegando sobre rodas, quanto patolado (será percorrido sobre esses modos de operação no Capítulo 5.2.5). O modelo que deve ser previsto para operar no terminal é um Gottwald tipo HMK 6407, mostrado na Figura 13.

Figura 13 – MHC Gottwald tipo HMK 6407



Fonte: AJOT (2017)

4.4.3.3 STS

Os STSs, ou *Ship to Shore Cranes* são equipamentos que se movem sobre trilhos, atuando tanto no carregamento quanto no descarregamento de contêineres nos navios. A Figura 14 ilustra o equipamento.

Figura 14 – *Ship to Shore Crane (STS)*

Fonte: LIEBHERR (2019)

4.4.4 Atracação

Os esforços de atracação se constituem de uma das ações mais críticas atuantes em estruturas portuárias. No momento da aproximação de um navio, apesar de ele aproximar-se em velocidades baixas, acaba gerando esforços consideráveis na estrutura devido à sua grande massa. Esse esforço é absorvido inicialmente pelas defensas e então é distribuído para a estrutura do terminal.

Para o cálculo dos esforços de atracação foram utilizadas as recomendações da *World Association for Waterborne Transport Infrastructure* (PIANC et al). De acordo com o documento *Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002*, a energia de atracação pode ser calculada como:

$$E_d = 0,5 * M * v^2 * C_c * C_m * C_e * C_s, \quad (4)$$

onde,

- Ed: energia de projeto para ser absorvida pelo sistema de defensas (kNm);
- M: deslocamento do navio (em tonelagem);
- V: velocidade de aproximação do navio perpendicular ao berço (em m/s);
- Ce: coeficiente de excentricidade;
- Cm: coeficiente de massa virtual;
- Cs: coeficiente de rigidez;
- Cc: coeficiente de configuração do berço.

A energia de atracação deve ser calculada tanto para o maior navio quanto para o menor, pois nem sempre navios maiores resultam em maiores esforços de atracação. Também foram consideradas dois casos diferentes de atracação, um em ângulo, onde inicialmente é mobilizada apenas uma defesa, e outro caso para atracação paralela, onde várias defensas são mobilizadas.

O deslocamento do navio já foi fornecido na Tabela 4 e na Tabela 5, sendo equivalente à massa deslocada, ou seja, 174.000 t para o maior navio e 54.400 t para o menor. Nos próximos capítulos são apresentados os cálculos para os esforços de atracação.

4.4.4.1 Velocidade de aproximação

A velocidade de aproximação do navio perpendicular ao berço (v) pode ser determinada de acordo com uma série de fatores, por conduzir à valores mais conservadores em relação ao documento da PIANC (PIANC et al, 2002), optou-se por utilizar os valores recomendados na tabela 2 da NBR 9782:1987, reproduzida na Tabela 7 abaixo.

Tabela 7 – Valores mínimos para cálculo de energia de atracação

Condição	Aproximação	Velocidade perpendicular à linha de atracação			
		até	até	até	navios
		1.000 TPB	5.000 TPB	10.000 TPB	maiores
Ventos e ondas fortes	Difícil	0,75	0,55	0,40	0,30
Ventos e ondas fortes	Favorável	0,60	0,45	0,30	0,20
Ventos e ondas moderadas	Aceitável	0,45	0,35	0,20	0,15

Protegido	Difícil	0,25	0,20	0,15	0,10
Protegido	Favorável	0,20	0,15	0,12	0,10

Fonte: ABNT (1987).

Como já mencionado, o Terminal da Empresa “A” se encontra em uma região abrigada do mar aberto, constituindo-se, portanto, de uma condição protegida e de aproximação favorável. Os dois navios-de-projeto (tanto o maior com 150.000 TPB, quanto o menor com 40.000 TPB) se enquadram na categoria de “navios maiores” da Tabela 7, se enquadrando na velocidade mínima de 0,10 m/s. Para fins de cálculo, os valores adotados foram de 0,10 m/s para o maior navio e de 0,15 m/s para o menor.

4.4.4.2 Coeficiente de excentricidade

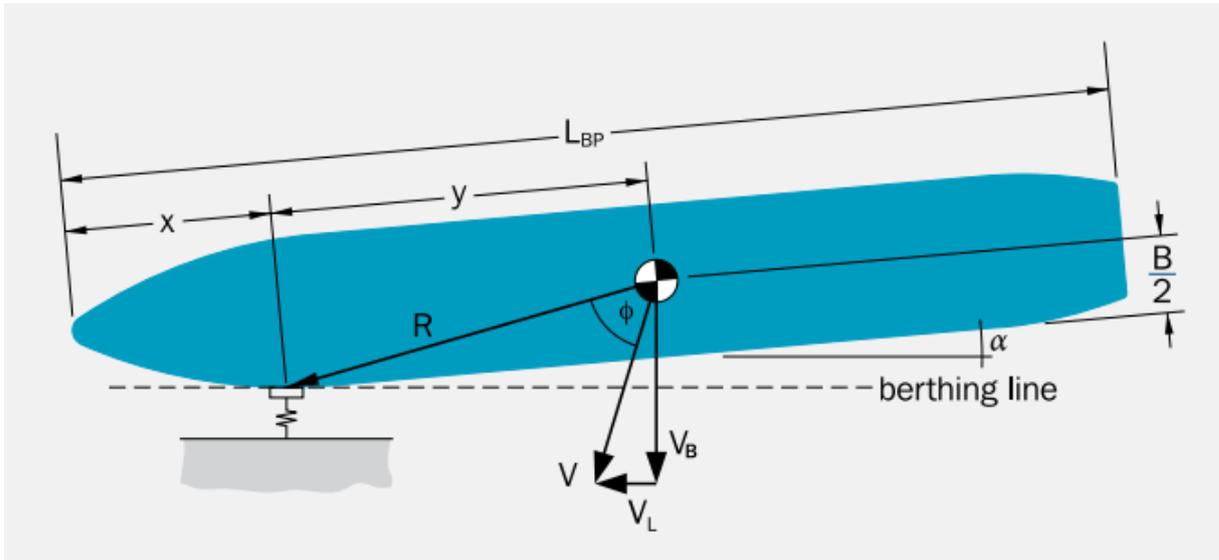
O coeficiente de excentricidade é calculado por meio da Equação (5):

$$C_e = \frac{K^2 + R^2 * \cos^2 \varphi}{K^2 + R^2} \quad (5)$$

onde, K é o raio de giração do navio (em metros), R é a distância entre o ponto de contato do navio ao centro de massa medido paralelamente ao cais (em metros), e φ é o ângulo entre o vetor de velocidade e a linha entre o ponto de contato e o centro de massa.

A Figura 15 apresenta os principais elementos na determinação do coeficiente de excentricidade.

Figura 15 – Configuração do coeficiente de excentricidade



Fonte: TRELLEBORG (2018)

Por sua vez o raio de giração é calculado através da Equação (6):

$$K = (0,19 C_b + 0,11) * L_{PP} \quad (6)$$

onde, e L_{PP} é o comprimento entre perpendiculares do navio (em metros) e C_b é o coeficiente de bloco do navio, calculado através da Equação (7).

$$C_b = \frac{M}{L_{PP} * B * D * \rho} \quad (7)$$

onde, M é o deslocamento do navio (em toneladas), L_{BP} é o comprimento entre perpendiculares do navio (em metros), B é a boca do navio (em metros), D é o calado do navio (em metros), e ρ é a densidade da água (cerca de $1,025 \text{ t/m}^3$ para água salina).

Para os cálculos não ficarem repetitivos, será apresentado somente o desenvolvimento do cálculo para pior situação de atracação em ângulo, que foi a do maior navio, enquanto para o menor navio serão apresentados somente os resultados.

Substituindo os valores conhecidos do maior navio na Equação (7), temos:

$$C_b = \frac{174000}{351 * 45,8 * 15 * 1,025} = 0,70$$

Substituindo na Equação (6):

$$K = (0,19 * 0,70 + 0,11) * 351 = 85,56$$

Para o valor da distância x , mostrada na Figura 16, de acordo com o documento da PIANC, para berços contínuos esse ponto pode ser estimado como localizado a 1/4 do comprimento entre perpendiculares do navio, a partir da proa. Como o comprimento entre perpendiculares do maior navio é de 351 metros, temos que a distância do ponto de contato do navio a partir da proa é de 87,75 m. A Figura 16 ilustra a localização desse ponto no navio.

Figura 16 – Ponto de contato do navio a partir da proa



Fonte: TRELLEBORG (2019)

Assim, o valor de R pode ser estimado através da Equação (8):

$$R = \sqrt{\left(\frac{L_{PP}}{4}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} \quad (8)$$

Assim, substituindo com os valores já obtidos:

$$R = \sqrt{87,75^2 + \left(\frac{45,80}{2}\right)^2} = 90,69$$

O ângulo φ , na situação de atracação onde a velocidade do navio é aproximadamente perpendicular à linha de atracação, pode ser estimada através da Equação (9).

$$\varphi = 90^\circ - \alpha - \arcsen\left(\frac{B}{2R}\right) \quad (9)$$

Onde α é o ângulo de atracação, mostrado na Figura 15, que se refere ao ângulo que a embarcação faz com o píer no momento do impacto com a defesa. Para a situação de atracação em ângulo, o valor de α considerado foi de 10° . Assim, substituindo os valores na Equação (9).

$$\varphi = 90^\circ - 10^\circ - \arcsen\left(\frac{45,8}{2 * 90,69}\right) = 65,37^\circ$$

Com todos os valores calculados, o valor do coeficiente de excentricidade já pode ser obtido, substituindo os valores na Equação (5) obtemos:

$$Ce = \frac{85,56^2 + 90,69^2 * \cos^2 65,37^\circ}{85,56^2 + 90,69^2} = 0,563$$

4.4.4.3 Coeficiente de massa virtual

Existem diversas formulações para a determinação do coeficiente de massa virtual, dentre elas destacam-se as desenvolvidas por Shigeru Ueda e Vasco Costa. Nesse trabalho utilizou-se da equação desenvolvida por Ueda, reproduzida na Equação (10).

$$C_M = 1 + \frac{2 * D}{B} \quad (10)$$

Substituindo os valores de acordo com o maior navio de projeto, temos:

$$C_M = 1 + \frac{2 * 15}{351} = 1,655$$

4.4.4.4 Coeficiente de rigidez

O coeficiente de rigidez é determinado pela relação entre a elasticidade do sistema de defensas e a do casco do navio, pois parte da energia de atracação pode ser absorvida pela deformação do casco. O valor de C_s representa a parte da energia absorvida pelo sistema de defensas.

Os valores comumente utilizados, de acordo com a PIANC, são:

- Para defensas macias e para navios menores, o valor de C_s é geralmente adotado como 1,0;
- Para defensas duras e navios maiores, o valor de C_s fica entre 0,9 e 1,0.

A favor da segurança, adotou-se um coeficiente de rigidez de 1,0, ou seja, considerou-se que toda a energia de atracação é absorvida pelo sistema de defensas.

4.4.4.5 Coeficiente de configuração do berço

Dependendo da configuração do berço, a água que fica entre a linha de atracação e o casco do navio tem dificuldade para ser expulsa dessa região e acaba absorvendo parte da energia de atracação. De acordo com a PIANC, esse coeficiente depende de diversos fatores, como:

- estrutura do cais;
- folga abaixo da quilha;
- velocidade e ângulo de atracação;
- dimensão das defensas;
- formato do casco do navio.

Os valores indicados no documento da PIANC (2002), são:

- Para berços abertos e cantos de cais com paredes sólidas, o valor de C_C adotado é usualmente igual a 1,0;
- Para cais com paredes sólidas paralelas à linha de atracação, C_C é geralmente adotado com o valor de 0,9.

A estrutura em questão, da “Empresa A”, é composta por estacas, não tendo uma parede sólida abaixo d’água. Portanto, o coeficiente de configuração do berço adotado foi igual a 1,0.

4.4.4.6 Resultados

Com todas as variáveis já definidas, a energia de atracação já pode ser calculada. Substituindo na Equação (4).

$$E_d = 0,5 * 174000 * 0,1^2 * 1,0 * 1,655 * 0,563 * 1,0 = 810,335 \text{ kNm}$$

Além disso, devido às incertezas do cálculo, é indicada a aplicação de um fator de segurança, chamado de coeficiente de impacto anormal (C_{ab}). Esse valor é adotado dependendo do tipo de navio e suas dimensões, conforme a Tabela 8.

Tabela 8 – Valores indicados para o coeficiente de impacto anormal

Tipo de navio	Navio de projeto	Fator de impacto anormal (C_{ab})
Tanque e graneleiro	Maior	1,25
	Menor	1,75
Porta-contêineres	Maior	1,50
	Menor	2,00
Carga-geral		1,75
Ro-ro e balsas		2,0 ou maior
Rebocadores, embarcações de apoio, etc.		2,00

Fonte: PIANC (2002)

Como o cálculo está sendo feito para o maior navio de projeto, e se trata de um porta-contêineres, o valor do fator de impacto anormal adotado foi de 1,50. Aplicando o coeficiente temos:

$$810,335 * 1,50 = 1215,5 \text{ kNm}$$

Na tabela abaixo é apresentado o resumo dos resultados obtidos para a energia de atracação em ângulo para o maior e menor navio.

Tabela 9 – Resumo de cálculo da energia de atracação

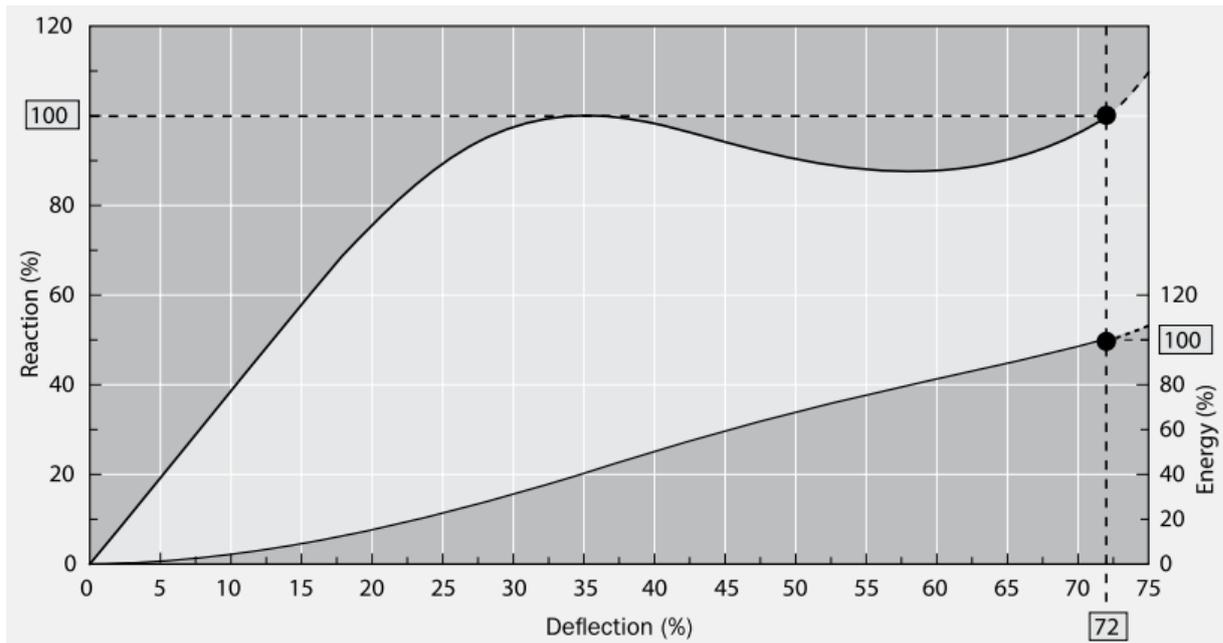
	Maior navio	Menor Navio
Tipo	Porta-contêineres	Carga geral
Classe	<i>New-Panamax</i>	<i>Handymax</i>
M (t)	174.000	54.400
v (m/s)	0,1	0,15
Cc	1,0	1,0
Cm	1,655	1,833
Ce	0,563	0,576
Cs	1	1
Ed (kNm)	810,335	646,662
Cab	1,5	1,75
Ed majorado (kNm)	1215,5	1131,7

Fonte: elaborado pelo próprio autor

A atracação em ângulo considera a ativação inicial de apenas uma defesa, a qual absorve toda a energia de atracação, portanto, o dimensionamento da mesma deve ser feito de modo a absorver esses impactos. A defesa escolhida para o píer de expansão da “Empresa A” foi uma Trelleborg Super Cone 1300 F3.1. De acordo com a fabricante ela é capaz de absorver esforços de até 1463,0 kNm, estando acima do maior valor calculado para a energia de atracação. O fabricante indica que a performance das defensas está sujeita a variações de uma ordem de 10%, portanto é necessária uma folga para garantir o correto funcionamento

O valor da reação que a defesa irá transferir para a estrutura é obtida através de gráficos disponibilizados pela fabricante. Para a defesa escolhida, o gráfico é apresentado na Figura 17.

Figura 17 – Gráfico para cálculo da reação transmitida da defesa para a estrutura



Fonte: TRELLEBORG (2018).

No gráfico, tendo em mãos a porcentagem de energia aplicada na defesa em relação à sua capacidade máxima, podem ser obtidas informações sobre a sua deflexão e a reação que ela irá transferir para a estrutura. A Tabela 10 abaixo fornece valores mais detalhados acerca dessas informações.

Tabela 10 – Relação entre deflexão, energia de atracação e reação de defensas do tipo Super Cone

D_i(%)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75
E_i(%)	0	1	4	8	15	22	31	40	50	59	67	75	82	89	96	100	106
R_i(%)	0	20	39	58	76	90	98	100	98	94	90	88	88	90	96	100	110

Fonte: TRELLEBORG (2018).

Para a defesa escolhida a relação entre a energia máxima que pode ser absorvida pela defesa e as energias de atracação calculadas são de aproximadamente 83% e 77%, para o maior e menor navio de projeto, respectivamente. Com esses valores, interpolando os dados apresentados na Tabela 10, obtemos reações da ordem de 88,3% e 88,0% da reação máxima da defesa, para o maior e menor navio, respectivamente. Como a reação máxima da defesa escolhida é de 2107,0 kN, a reação máxima obtida é de 1860,5 kN.

4.4.4.7 Atracação paralela

Apesar de a atracação em ângulo ser a pior situação para a defesa, onde apenas uma absorve toda a energia da atracação, a atracação paralela pode ser a pior situação para a estrutura. Nela é considerado que o navio atraca paralelamente ao cais, ativando várias defensas ao mesmo tempo, e assim distribuindo o esforço ao longo de um certo comprimento da estrutura, que depende do comprimento do navio.

Para o cálculo da energia de atracação paralela, o único parâmetro que é alterado em relação ao cálculo de atracação em ângulo é o coeficiente de excentricidade. A Tabela 11 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados e resultados obtidos para o cálculo do coeficiente de excentricidade de atracação paralela.

Tabela 11 – Coeficiente de excentricidade para atracação paralela

	Maior navio	Menor navio
α (°)	0	0
R (m)	90,69	51,96
γ (°)	75,37	73,22
Cb	0,70	0,71
K	85,56	48,78
Ce	0,505	0,513

Fonte: elaborado pelo próprio autor

Assim, os resultados obtidos para a energia de atracação paralela são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficiente de excentricidade para atracação paralela

	Maior navio	Menor Navio
Tipo	Porta-contêineres	Carga geral
Classe	<i>New-Panamax</i>	<i>Handymax</i>
M (t)	174.000	54.400
v (m/s)	0,1	0,15
Cc	1,0	1,0
Cm	1,655	1,833
Ce	0,505	0,513
Cs	1	1
Ed (kN)	726,63	575,30
Cab	1,5	1,75
Ed majorado (kN)	1089,95	1006,77

Fonte: elaborado pelo próprio autor

Como já mencionado, ao contrário da atracação em ângulo, na atracação paralela várias defensas são ativadas ao mesmo tempo, e o número de defensas ativadas depende do comprimento do navio e da distância entre defensas. Como a distância entre defensas é de 22,5 m, no caso do maior navio, que tem L_{BP} de 351 m, 15 defensas são ativadas. Para o menor navio de projeto, que tem 199 m de L_{BP} , são ativadas 8 defensas.

O valor da energia de atracação obtido, deve, portanto, ser dividido pelo número de defensas ativadas para cada um dos casos, os resultados são apresentados na Tabela 13. Além disso, são apresentados os valores obtidos por meio da Figura 17 e da Tabela 10, referentes à reação transferida para a estrutura em cada um dos casos.

Tabela 13 – Reação, por defesa, para atracação paralela

	Maior navio	Menor Navio
Ed majorado (kN)	1089,95	1006,77
Número de defensas ativadas	15	8
Ed por defesa (kN)	72,66	125,85
Relação entre Ed e capacidade da defesa	5,0%	8,6%
Porcentagem da reação máxima a defesa transferida para a estrutura (Tabela 10)	43,75%	59,54%
Reação máxima da defesa (kN)	2107,0	2107,0
Reação transferida para a estrutura, por defesa (kN)	921,81	1254,51

Fonte: elaborado pelo próprio autor

Diferentemente do caso da atracação em ângulo, em que sabemos que a maior reação será a mais crítica para a verificação da estrutura, nesse caso não temos como saber qual será a situação mais crítica, se a atracação paralela do maior navio, onde há uma reação menor em um número maior de defensas, ou a do menor navio, com uma reação maior, mas em um número menor de defensas. Portanto, os dois casos foram considerados na verificação.

4.4.5 Amarração

Os esforços de amarração dependem de diversos fatores, como o tamanho e formato do navio, a condição de carregamento e fatores locais como ondas e velocidade e ângulo de inclinação da incidência do vento e corrente no navio. Na estrutura de um cais, os elementos que recebem os esforços de amarração são os cabeços, onde são amarrados os cabos lançados do navio, denominados espias.

Como método de simplificação a NBR 9782:1987 apresenta os valores de tração mínima a ser considerado nos cabeços de acordo com o deslocamento do navio, apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Tração mínima nos dispositivos de amarração

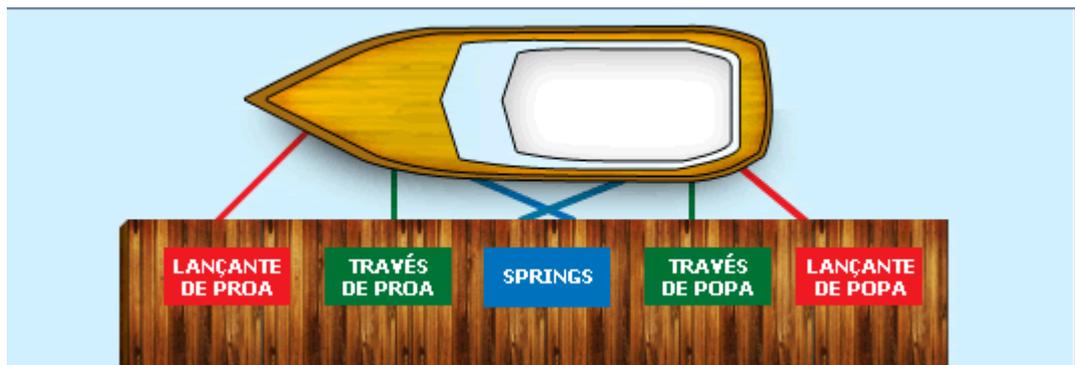
Deslocamento (t)	Tração nos cabeços (kN)
até 2.000	100
até 10.000	300
até 20.000	600
até 50.000	800
até 100.000	1.000
até 200.000	1.500
> 200.000	2.000

Fonte: ABNT (1987)

Como consta na Tabela 4, o deslocamento, ou massa deslocada do maior navio de projeto é de 174.000 t, portanto, conforme a tabela acima, a tração mínima a ser aplicada nos cabeços é de 1500 kN, e essa será a capacidade mínima dos cabeços que serão projetados para o píer de expansão da “Empresa A”.

A amarração do navio tem a função de impedir a sua movimentação a partir do momento que está atracado, mantendo-o em contato com as defensas e assim permitindo as operações de embarque e desembarque de cargas. Há diversas formas de se fazer a amarração do navio, onde cada um dos cabos amarrados exerce uma função específica. A Figura 18 ilustra uma forma de amarração.

Figura 18 – Esquema de amarração de um navio



Fonte: CSL Marinharia (2019)

Os esforços de amarração não são distribuídos igualmente entre as espias, nome o qual são denominados os cabos que fazem a amarração do navio, porém, esses esforços exigem estudos mais aprofundados para serem calculados com precisão. Como método de simplificação, será considerado que os cabeços receberão um esforço igual à sua capacidade nominal, ou seja, 1500 kN. Como esse valor nunca será ultrapassado, a consideração é a favor da segurança.

4.4.6 Temperatura e retração

Para a variação uniforme da temperatura, foi adotado o valor mínimo recomendado pela NBR 6118:2014, de $\pm 10^{\circ}\text{C}$ (ABNT, 2014).

Em relação à retração do concreto armado, a NBR 6118:2014, indica que a deformação específica nesse caso pode ser adotada como -15×10^5 . A deformação específica de um material, é relação entre o quanto ele deformou e sua dimensão inicial, considerando sua deformação longitudinal, ela pode ser expressa através da Equação (11).

$$\varepsilon = \frac{Lf - Li}{Li} \quad (11)$$

Onde ε é a deformação específica do material, Lf é a dimensão longitudinal final do material e Li é a dimensão longitudinal inicial do material.

Como modo de simplificação, os esforços e deslocamentos gerados pela retração podem ser estimados através da aplicação de uma variação de temperatura. A dilatação térmica de um material é determinada pela Equação (12).

$$Lf - Li = \alpha * Li * \Delta T \quad (12)$$

Onde,

- α : coeficiente de dilatação linear ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);
- ΔT : variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$).

De acordo com a NBR 6118:2014, o coeficiente de dilatação do concreto armado pode ser estimado em $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Para calcular a temperatura a ser aplicada na estrutura para simular o efeito da retração, devemos encontrar a variação de temperatura necessária para gerar uma deformação específica igual à indicada para a retração. Assim manipulando a Equação (11) e Equação (12).

$$\frac{Lf - Li}{Li} = \alpha * \Delta T \rightarrow \varepsilon = \alpha * \Delta T \rightarrow \Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha}$$

Substituindo os valores já expostos, temos:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-15 * 10^{-5}}{10^{-5}} = -15^{\circ}\text{C}$$

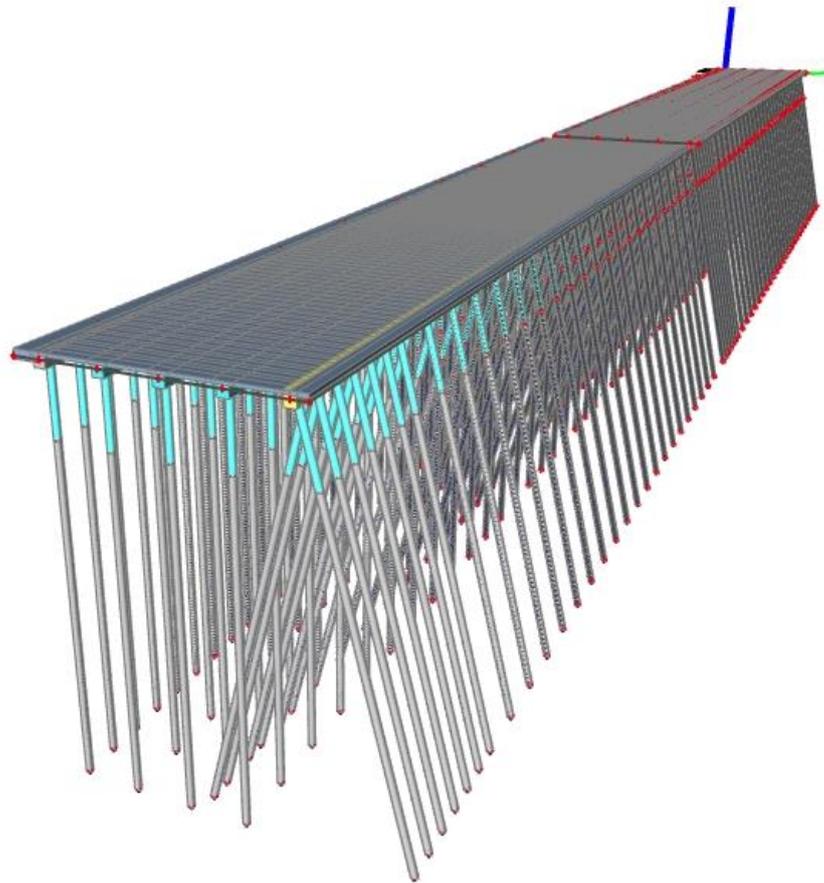
Portanto, conforme o resultado obtido acima, a variação temperatura aplicada para a representação do efeito de retração foi de -15°C .

5 MODELO ESTRUTURAL

Nesse capítulo é abordado o modelo estrutural do píer de expansão da “Empresa A” elaborado no *software* SCIA Engineer 19.1. O *software* se trata de uma ferramenta de análise e dimensionamento de estruturas, que trabalha com elementos finitos para a determinação dos esforços atuantes.

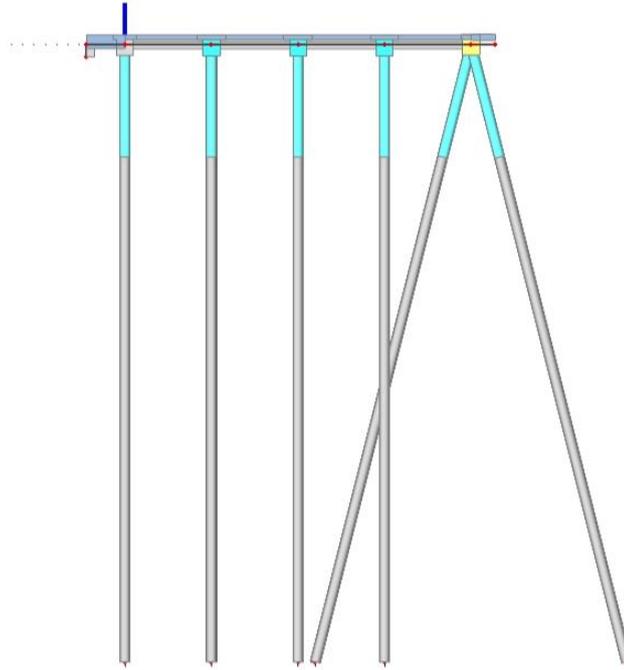
A concepção do modelo foi feita de modo a representar do modo mais fiel possível o comportamento da estrutura real, todas as premissas adotadas estão descritas ao longo desse capítulo. Para melhor visualização da estrutura os elementos foram deslocados, entretanto, o modelo é calculado com o lançamento dos elementos a partir de seus respectivos centros geométricos. A Figura 19, Figura 20 e Figura 21 mostram a estrutura lançada no software.

Figura 19 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, em perspectiva



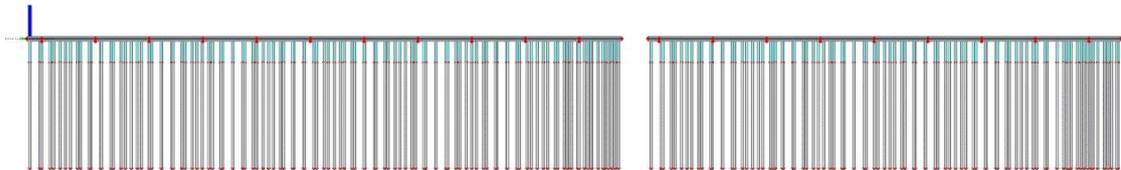
Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Figura 20 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, vista do eixo X



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

Figura 21 – Estrutura lançada no software SCIA Engineer 19.1, vista do eixo Y



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Na Figura 21, observa-se que há uma separação entre dois trechos do pír de expansão. A divisão se dá na região onde há uma junta de dilatação na estrutura, entre os eixos 60 e 61. Essa separação foi adotada de modo que os dois trechos trabalhem separadamente, sem que um auxilie na absorção de esforços do outro, trabalhando-se a favor da segurança.

5.1 CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA

O modelo estrutural é basicamente composto por elementos de pórtico (*frames*) representando as vigas e estacas, e elementos do tipo placa (*plates*) representando as lajes da

estrutura real. Além disso há outros elementos como os cabeços e defensas, que também foram representados através de elementos de pórtico.

Foram utilizados três materiais para o lançamento da estrutura, sendo eles concreto C30, concreto C40 e aço A572 grade 50. As propriedades desses materiais estão descritas na Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 15 – Materiais utilizados no modelo estrutural (Concreto)

Nome	Tipo	Expansão térmica [m/mK]	Massa unitária [kg/m ³]	Módulo Ecs [Mpa]	Poisson - nu	Módulo G [Mpa]	Resistência característica à compressão do cilindro fck(28) [Mpa]
C30	Concreto	1,00E-05	2500	2,6838E+04	0,2	1,1183E+04	30,00
C40	Concreto	1,00E-05	2500	3,1876E+04	0,2	1,3282E+04	40,00

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Tabela 16 – Materiais utilizados no modelo estrutural (Aço)

Nome	Tipo	Dilatação térmica [m/mK]	Massa unitária [kg/m ³]	Módulo E [Mpa]	Poisson - nu	Módulo G [Mpa]	Fu [Mpa]	Fy [Mpa]
A572 grade 50	Aço	1,20E-05	7850,00	2,00E+05	0,3	7,6923E+04	448,0	345,0

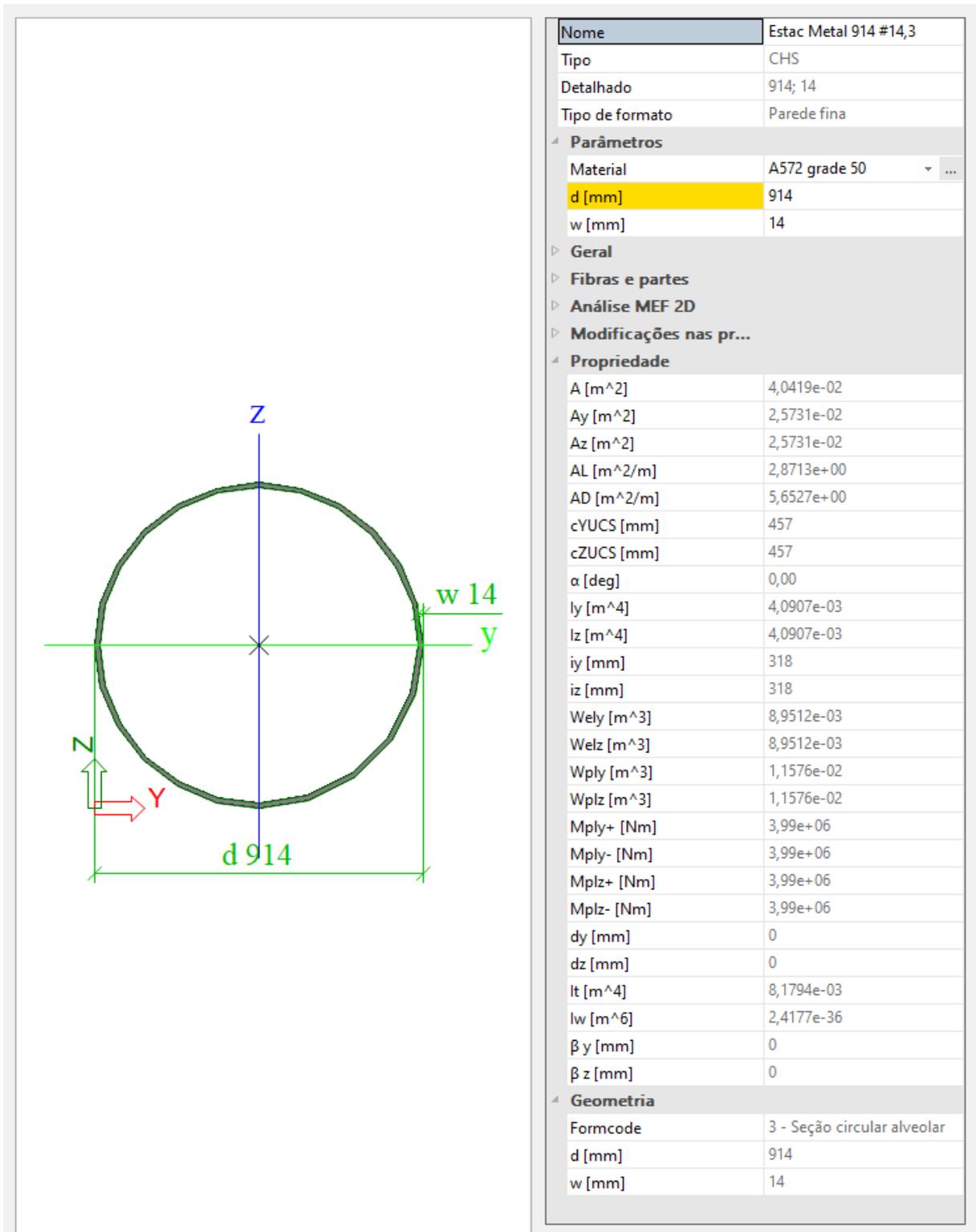
Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Destaca-se que, conforme definido na NBR 6118:2014, os elementos de viga tiveram suas resistências à torção reduzidas para 15% da rigidez elástica, considerando os efeitos da fissuração.

5.1.1 Estacas

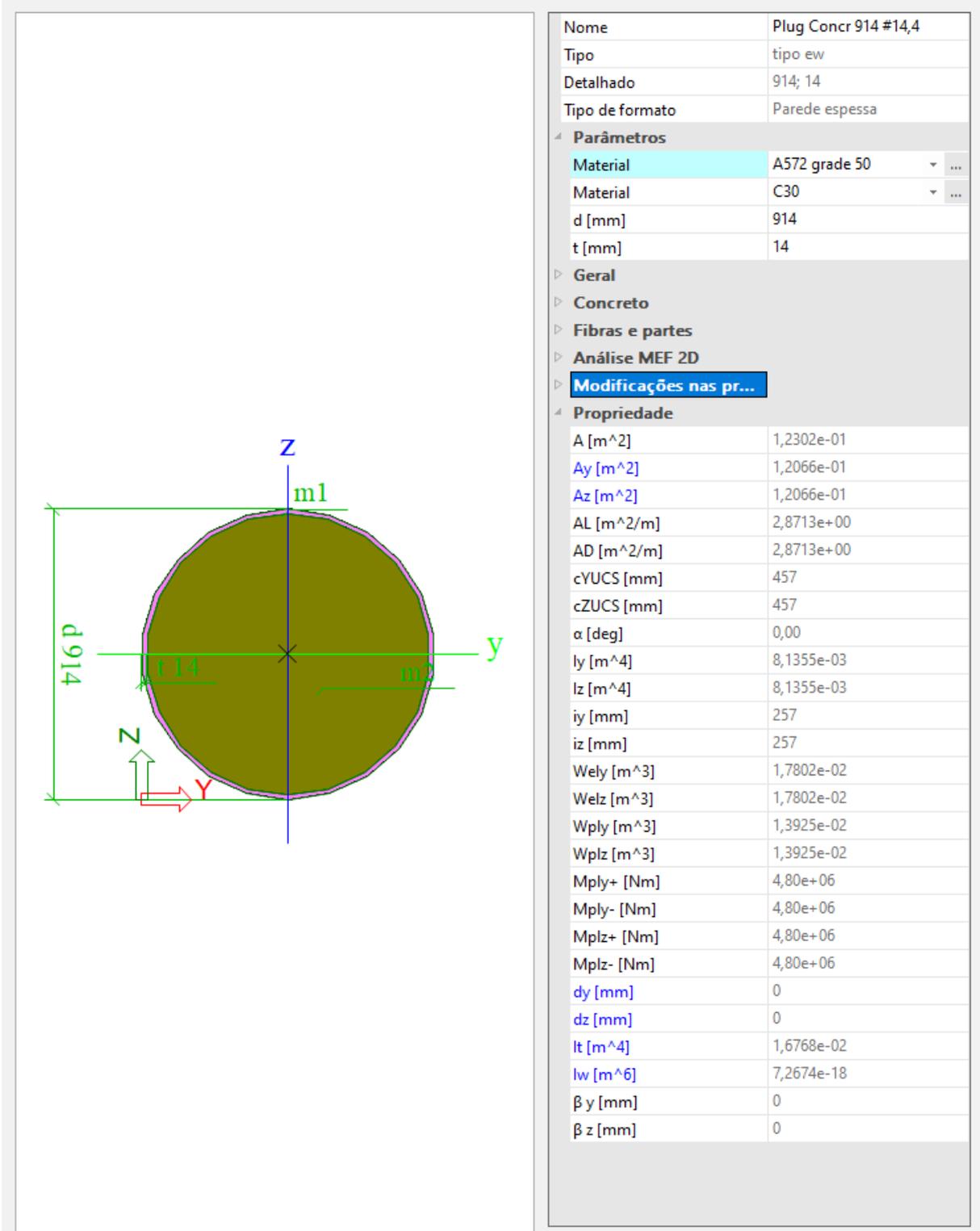
As estacas da estrutura, assim como no projeto, descrito no Capítulo 2, foram lançadas com um trecho inicial de 44,85 metros compostos por seção tubular metálica com diâmetro de 914 mm e espessura de 14,3 mm, enquanto os seus 10 metros superiores, mais próximos da superestrutura, tiveram seu interior preenchidos de concreto. A Figura 22 e Figura 23 mostram as propriedades desses elementos.

Figura 22 – Propriedades da seção transversal do elemento de estaca



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Figura 23 – Propriedades da seção transversal do elemento de estaca, no trecho preenchido de concreto



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

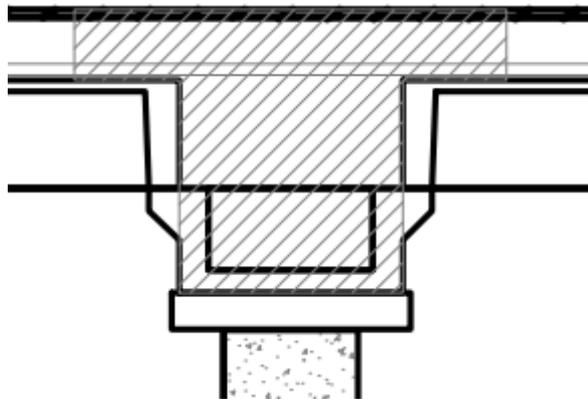
As estacas inclinadas têm as mesmas propriedades e foram lançadas com uma inclinação de 1:4.

5.1.2 Vigas longitudinais

Diferentemente da infraestrutura, onde as estacas têm uma dimensão definida, como já descrito anteriormente, a superestrutura do píer da “Empresa A” é composta por elementos pré-moldados e concretagens *in-loco*. Essa estrutura, após consolidada se constitui de um elemento maciço, não havendo mais uma separação clara entre cada um de seus elementos (vigas longitudinais, vigas transversais, etc.).

Como vigas longitudinais, considerou-se a região da estrutura que vai desde a linha inferior dos pré-moldados tipo “U”, até a laje, considerando-se a largura colaborante da laje, conforme descrito na NBR 6118:2014. Na Figura 24 a área hachurada indica a seção da estrutura considerada como viga longitudinal.

Figura 24 – Seção da estrutura considerada como viga longitudinal

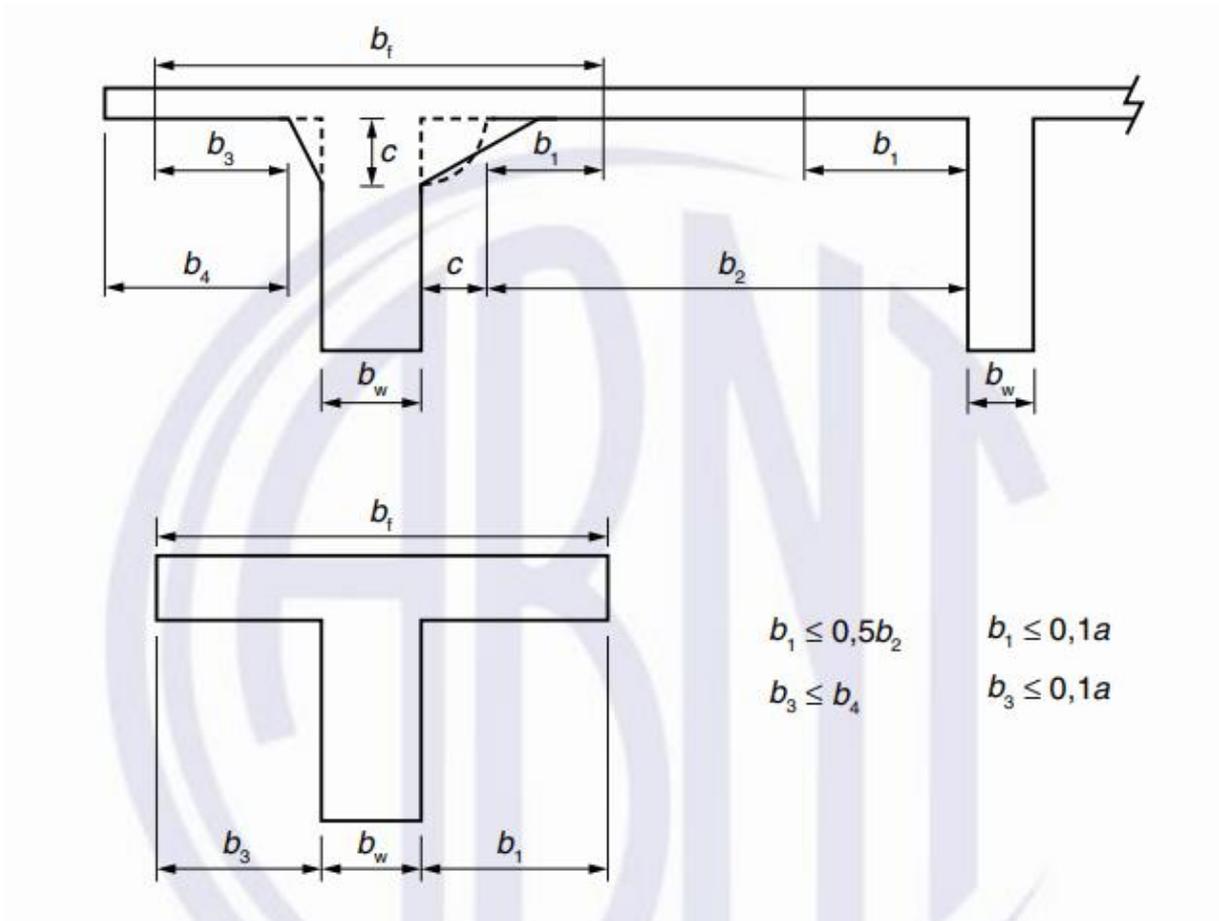


Fonte: elaborado pelo próprio autor

Devido aos parâmetros de cálculo descritos na NBR 6118:2014, as larguras colaborantes consideradas para cada uma das vigas longitudinais foi diferente, estando separados três configurações distintas, sendo elas: vigas centrais (englobando os 3 eixos centrais da estrutura), viga do lado terra e viga do lado mar.

A Figura 25 ilustra os parâmetros utilizados no cálculo da largura colaborante da laje.

Figura 25 – Largura de mesa colaborante



Fonte: ABNT (2014)

De acordo com a NBR 6118:2014, “A largura colaborante b_f deve ser dada pela largura da viga “ b_w ” acrescida de no máximo 10% da distância entre “ a ” entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante” (ABNT, 2014). O documento traz ainda valores estimados da distância “ a ” em função do vão “ l ”, sendo:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;
- tramo em balanço: $a = 2,0 l$.

Iniciando-se pelas vigas centrais, como “ l ” é o vão no sentido paralelo à viga para a qual se está calculando a largura colaborante, temos um vão típico de 850 cm. Em relação à distância “ b_2 ” entre faces das vigas, temos nessa região um vão de 762 cm, medido a partir do

eixo central das vigas, descontando-se a largura delas, de 150 cm, obtemos uma distância entre faces de 612 cm.

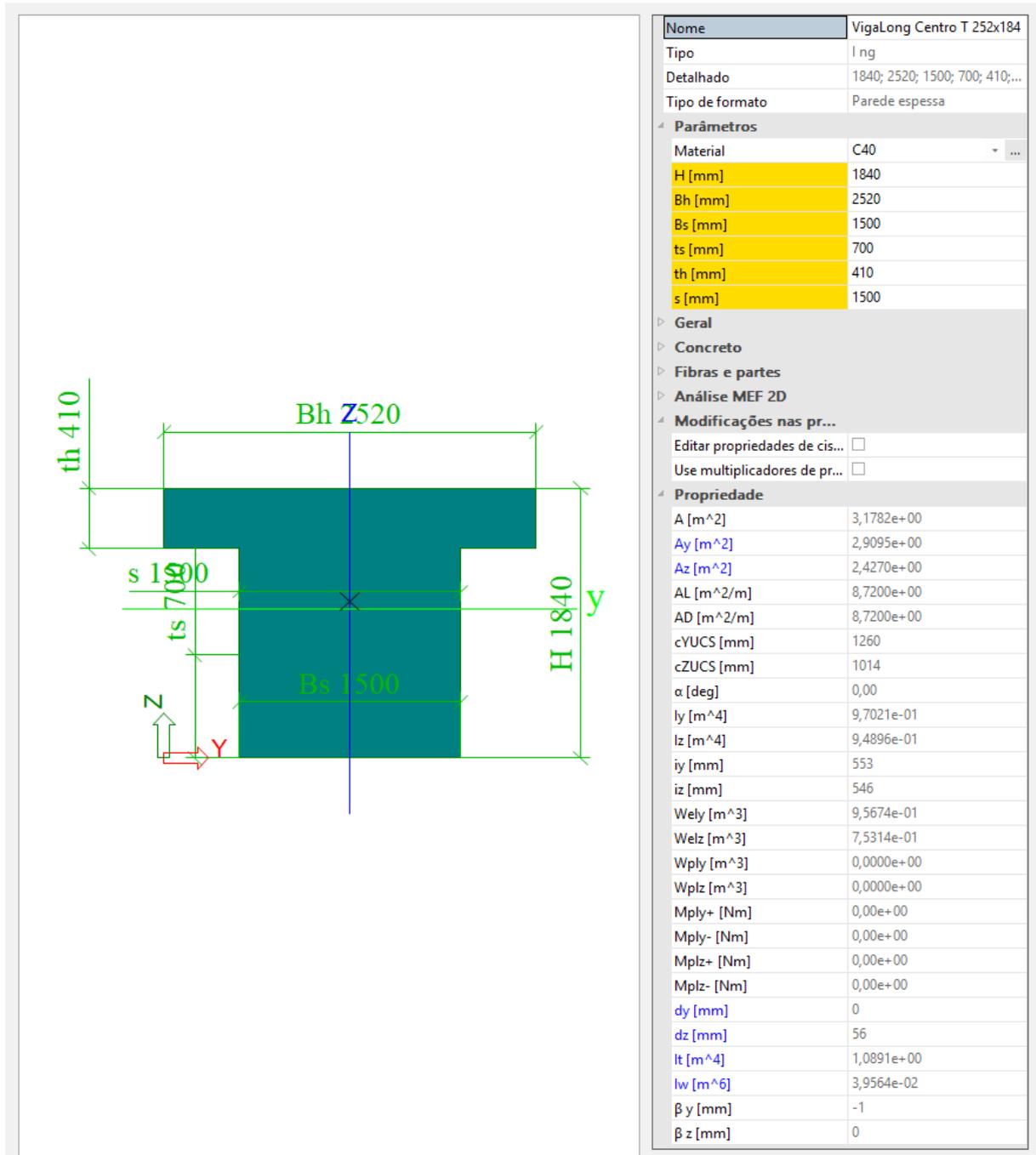
Sabemos que nessa região há momento nas duas extremidades da viga, pois não há rotulação, assim o valor de “*a*” adotado foi de 0,6 l. Portanto, aplicando as formulações apresentadas na Figura 25:

$$b_1 \leq 0,5 b_2 \rightarrow b_1 \leq 0,5 * 612 \rightarrow b_1 \leq 306 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 0,1a \rightarrow b_1 \leq 0,1 * 0,6 * 850 \rightarrow b_1 \leq 51 \text{ cm}$$

Assim, o valor adotado para “*b*₁” foi de 51 cm. A Figura 26 apresenta as propriedades das vigas longitudinais centrais da estrutura.

Figura 26 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais centrais



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Para as vigas longitudinais do lado mar, a distância “l” entre estacas é menor. Nessa região tem-se uma distância entre eixos de 500 cm. Já a distância “b₄”, ilustrada na Figura 25 é de 265 cm. Assim tem-se para b₁:

$$b_1 \leq 0,5 b_2 \rightarrow b_1 \leq 0,5 * 612 \rightarrow b_1 \leq 306 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 0,1a \rightarrow b_1 \leq 0,1 * 0,6 * 500 \rightarrow b_1 \leq 30 \text{ cm},$$

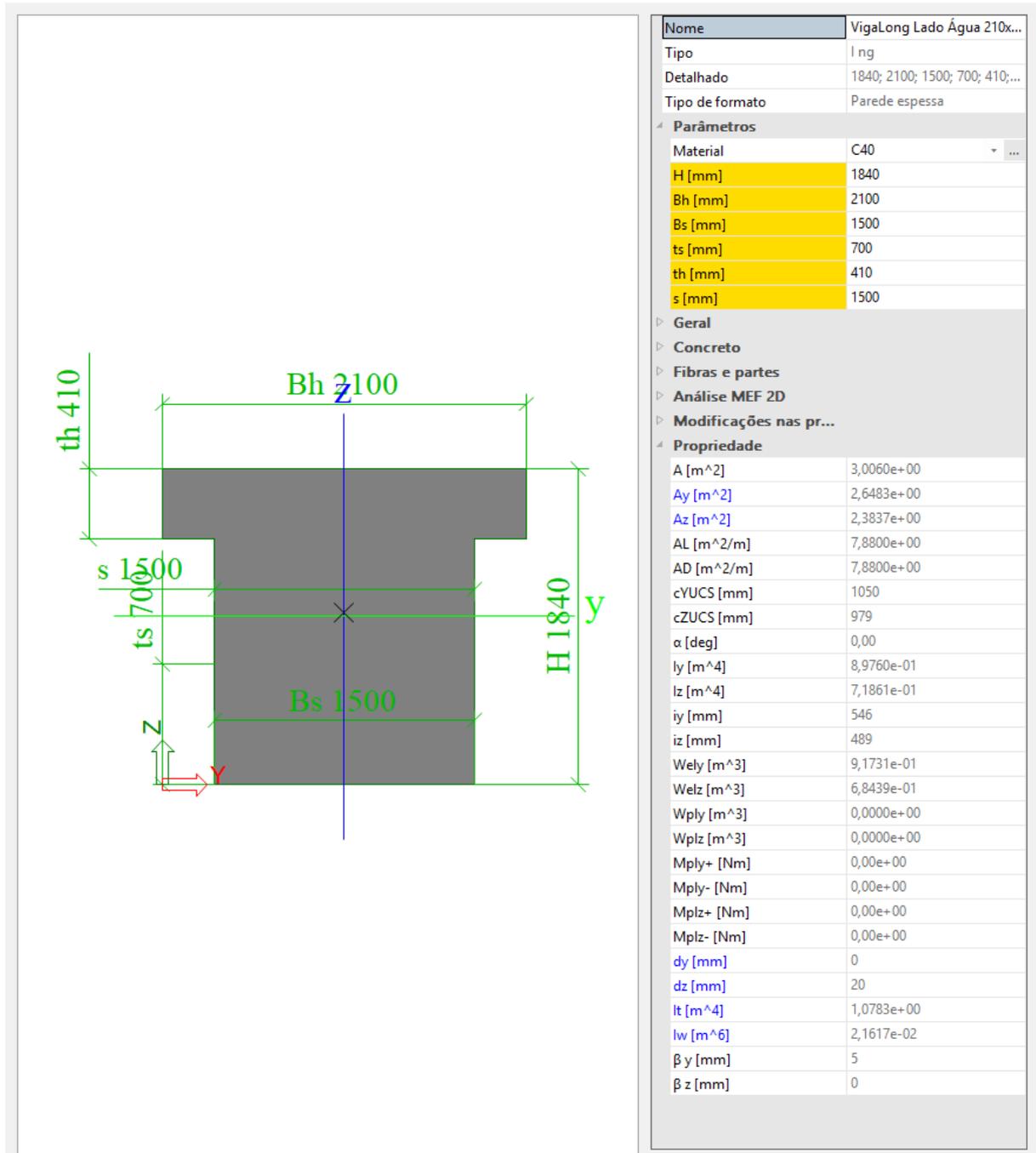
enquanto para b_3 tem-se

$$b_3 \leq b_4 \rightarrow b_1 \leq 265 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 0,1a \rightarrow b_1 \leq 0,1 * 0,6 * 500 \rightarrow b_3 \leq 30 \text{ cm}$$

Assim, o valor adotado para a largura colaborante, para ambos os lados da viga longitudinal do lado água foi de 30 cm. A Figura 27 apresenta as propriedades do elemento lançado no *software* SCIA Engineer.

Figura 27 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais do lado água

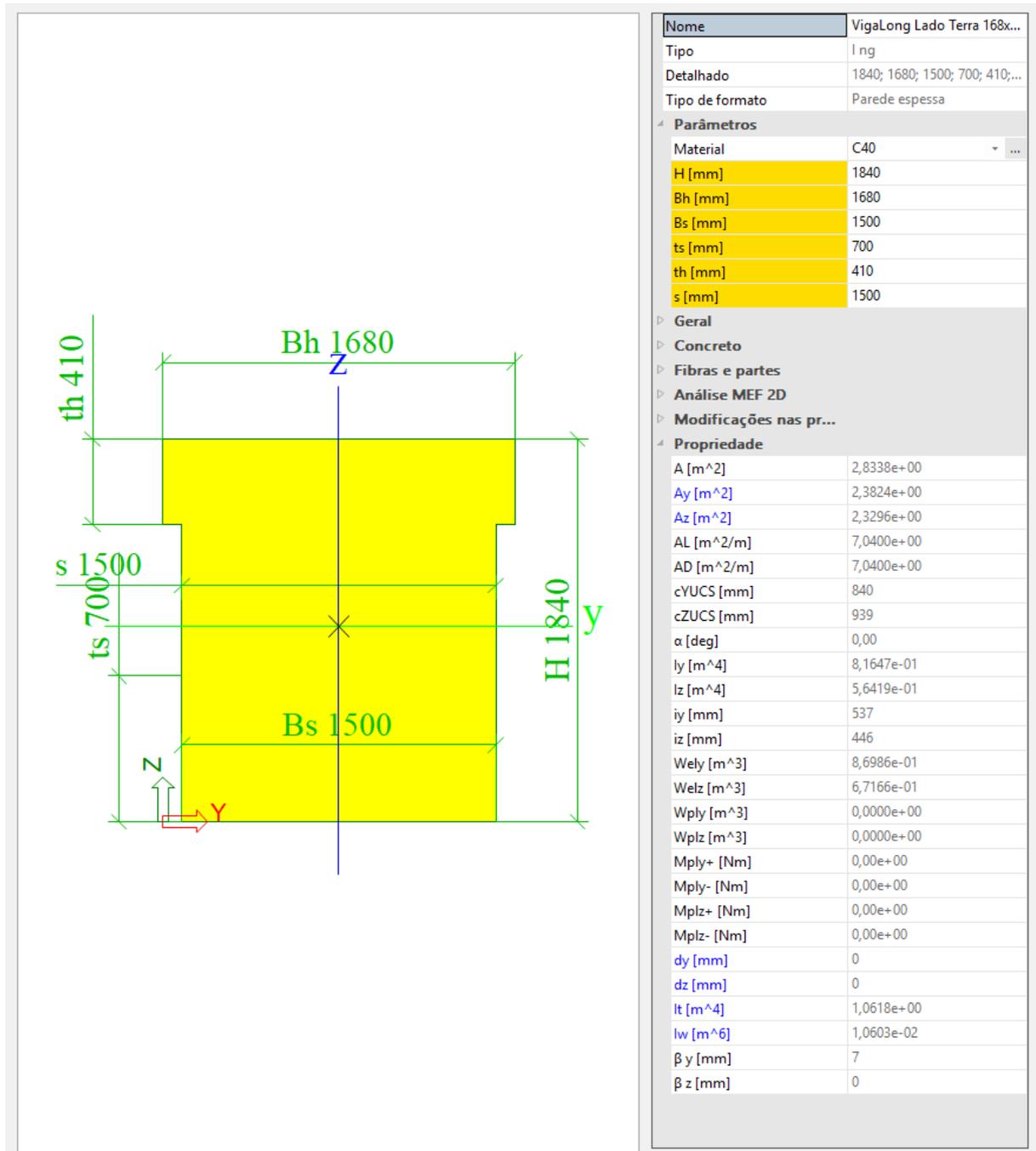


Fonte: Elaborado pelo próprio autor

O menor vão “l” apresentado nas vigas longitudinais do lado mar é de 150 cm nas regiões de extremidade da estrutura, enquanto o balanço na região é de 137 cm, caracterizando o valor de “b₄”. Repetindo os cálculos efetuados para a viga do lado água, obtém-se uma largura colaborante “b₁” e “b₃” de 9,0 cm. Apesar de esse valor de “l” só ser identificado nas regiões

de extremidade do píer, a favor da segurança adotou-se para toda a estrutura. A Figura 28 apresenta as propriedades da seção transversal do elemento em questão.

Figura 28 – Propriedades da seção transversal das vigas longitudinais do lado terra



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

5.1.3 Vigas transversais

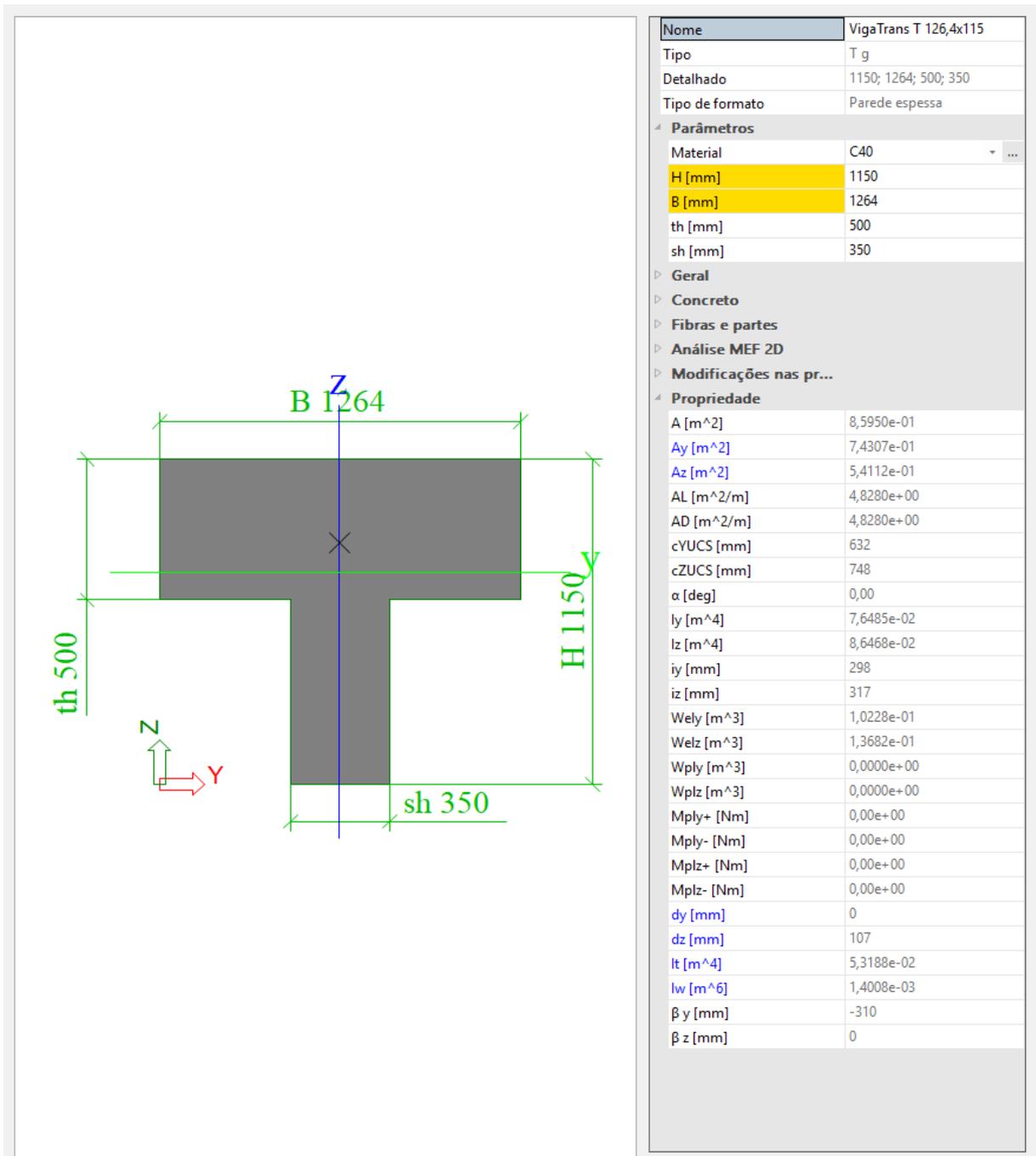
Para as vigas transversais, o vão “l” é típico para toda a estrutura, sendo igual a 762 cm. Já a distância entre faces entre vigas transversais é de 177,5 cm. Assim, tem-se:

$$b_1 \leq 0,5 b_2 \rightarrow b_1 \leq 0,5 * 177,5 \rightarrow b_1 \leq 88,75 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 0,1a \rightarrow b_1 \leq 0,1 * 0,6 * 762 \rightarrow b_1 \leq 45,7 \text{ cm}$$

Portanto a largura colaborante adotada foi de 45,7 cm, para ambos os lados da viga. Em relação às outras dimensões do elemento, apesar de sua largura ser variável, iniciando na região inferior com 35 cm e terminando em 40 cm, adotou-se uma parede com largura constante com o menor valor, de 35 cm. Para a região superior considerou-se a espessura da laje juntamente com a espessura do elemento pré-moldado. A Figura 29 apresenta as propriedades da seção transversal das vigas transversais da estrutura.

Figura 29 – Propriedades da seção transversal das vigas transversais



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

5.1.4 Lajes

Em relação aos elementos de placa, as lajes lançadas têm todas uma espessura de 50 cm, exceto as lajes dos balanços da estrutura, que têm uma espessura de 55 cm do lado terra, e de 120 cm do lado água, para representar a região do paramento.

5.1.5 Suportes

Em relação aos suportes implementados na estrutura, ao longo de todas as estacas foram inseridas molas, para simular a interação solo-estrutura. Conforme já mencionado na seção 4.2.5, utilizou-se da Equação (3) para determinar a rigidez de cada uma das molas. Como o coeficiente de reação horizontal foi estimado em $0,55 \text{ MN/m}^3$, temos a partir da Equação (3) que o módulo de reação pode ser expresso como $0,55 * z$, valor em MPa.

Para expressar a rigidez da mola, esse valor deve ainda ser multiplicado pela seção de solo que está sendo considerada em cada mola. Como as molas estarão espaçadas em um metro e a largura da estaca é de 0,914 metros, obtém-se:

$$k = 0,55 * z * 1,0 * 0,914 = 0,5027 * z \approx 0,5 * z \text{ MN/m}$$

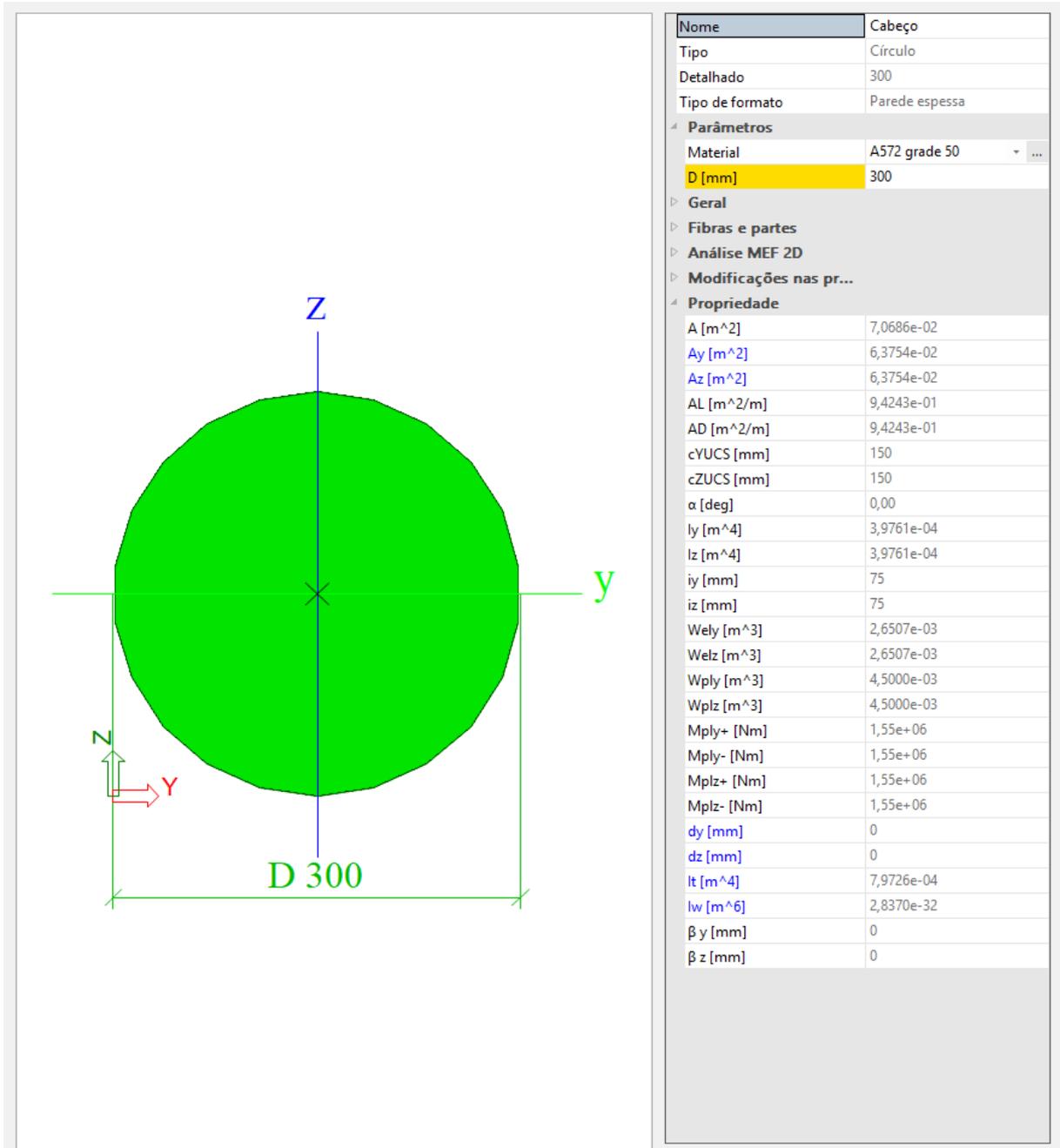
Assim, estimou-se que a rigidez das molas varia linearmente com a profundidade, sendo determinadas pela equação $0,5 * z$. Em todas as molas foi aplicada a rigidez como calculada, para os eixos X e Y, enquanto no eixo X o suporte é livre, exceto pelo pé da estaca que tem o suporte rígido para o eixo Z.

Como pode ser observado na Figura 7, o solo abaixo do píer tem uma certa inclinação aproximada de 1:6. Essa inclinação foi considerada, de forma que as molas iniciam em cotas diferentes em cada uma das estacas, de acordo com o eixo da estrutura em que estão inseridas.

5.1.6 Demais elementos

Além dos elementos já descritos até aqui, também foram representados no modelo estrutural os cabeços de amarração e os pré-moldados das defensas, para uma melhor representação do ponto de aplicação dos esforços de amarração e atracação na estrutura. Os cabeços foram representados como elementos cilíndricos compostos de aço com 30 cm de altura e seção transversal com diâmetro de 30 cm, posicionados a uma distância de 1,40 metro do limite do paramento da estrutura. A Figura 30 apresenta as propriedades da seção transversal do elemento.

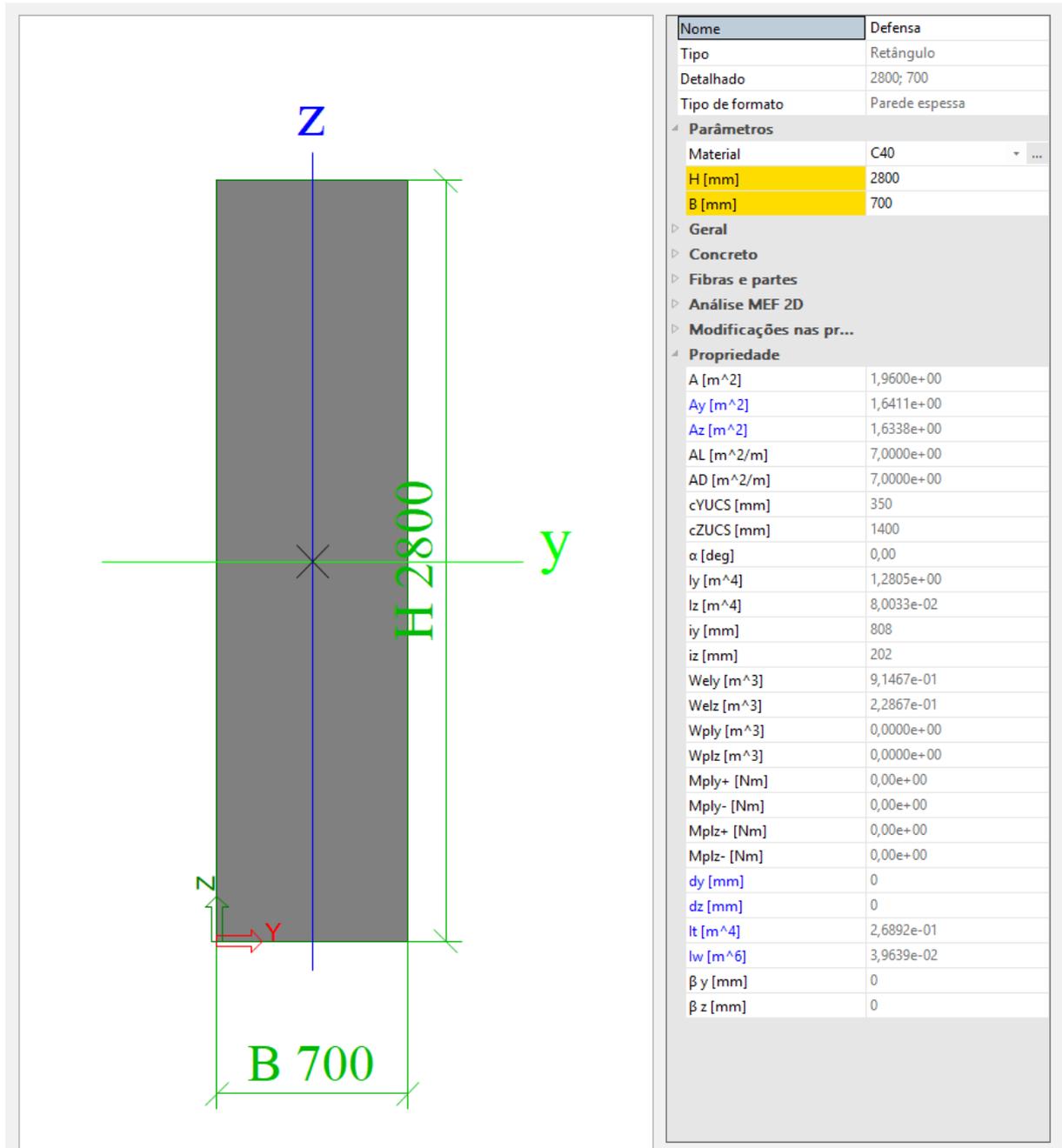
Figura 30 – Propriedades da seção transversal dos cabeços de amarração



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Os pré-moldados das defensas foram lançados com elementos retangulares compostos de concreto armado. Os elementos ficam na linha de atracação, indo do nível da estrutura em direção à água, com comprimento de 1,10 metro. A Figura 31 apresenta as propriedades da seção transversal do elemento.

Figura 31 – Propriedades da seção transversal do pré-moldado da defesa



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

5.2 CARGAS

Nesse capítulo são expostas as cargas que foram lançadas no *software* SCIA Engineer para representar as ações descritas no Capítulo 4.4.

5.2.1 Peso próprio

O peso próprio é calculado pelo próprio *software* de acordo com a geometria da estrutura e das propriedades dos elementos constituintes. Devido à sobreposição dos elementos de laje com os elementos de viga da superestrutura, foram aplicados fatores de redução do peso próprio das vigas longitudinais e transversais, para não que não houvesse sobreposição de massas. O fator multiplicador aplicado ao peso das vigas transversais foi de 0,265 e nas longitudinais variou de 0,65 nas vigas de extremidade do lado terra e água à 0,54 nas vigas centrais.

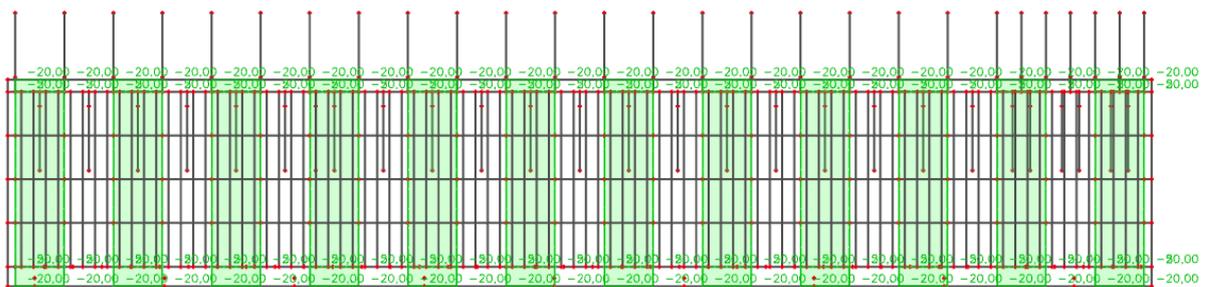
Além disso também foi considerada a redução de peso do trecho submerso das estacas, devido ao empuxo gerado pelo deslocamento de água. O fator multiplicador nesse caso foi de $(7850 - 1000) / 7850 = 0,87$.

5.2.2 Sobrecarga

A sobrecarga vertical foi aplicada como uma carga distribuída em área com o valor de 50 kN/m², exceto pelos balanços da estrutura, tanto do lado água quanto do lado terra, onde essa carga foi reduzida para 20 kN/m², conforme já descrito em 4.4.2. Foram criados 5 casos de carregamento, um representando a carga aplicada em toda a área da estrutura, e outros quatro aplicando-se a carga em vãos alternados, de modo a obter-se os piores esforços de momento negativo.

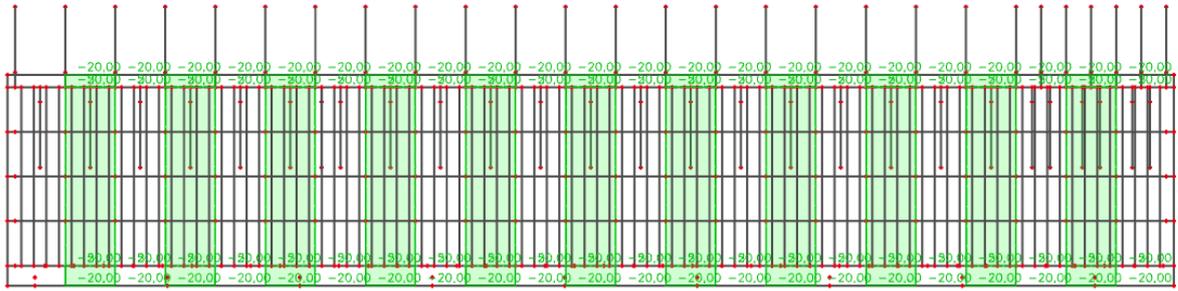
As figuras abaixo apresentam uma visão superior do píer com os quatro casos de carregamento em vãos alternados. As regiões em verde representam as áreas com a sobrecarga aplicada.

Figura 32 – Caso 1 de carregamento da sobrecarga em vãos alternados



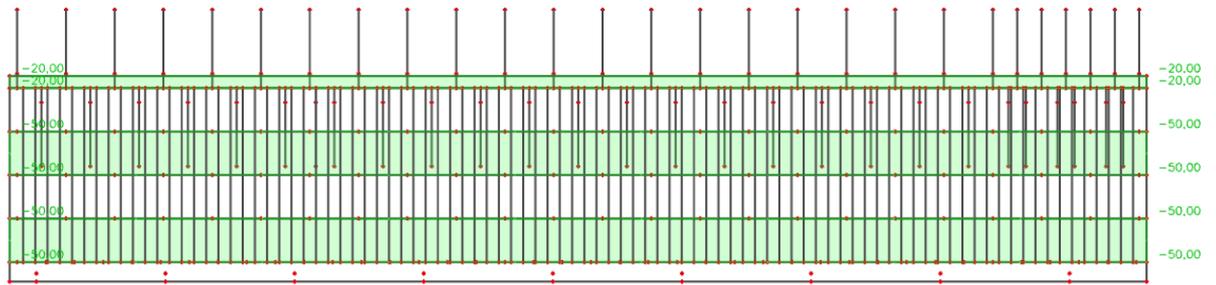
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 33 – Caso 2 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados



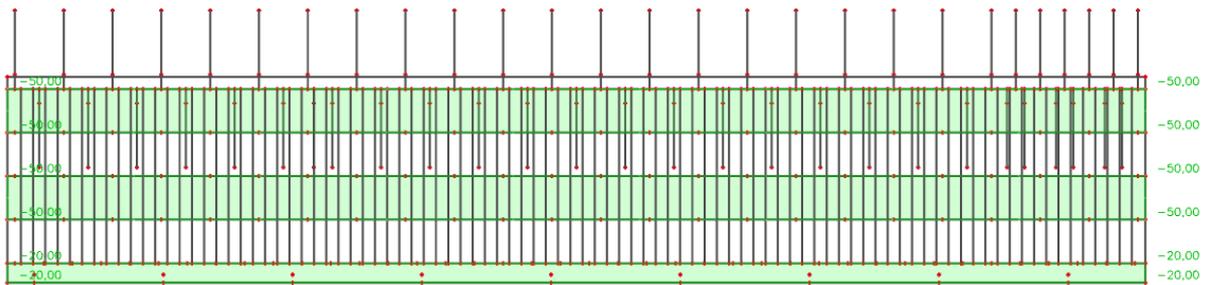
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 34 – Caso 3 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 35 – Caso 4 de carregamento da sobrecarga em vãos alterados



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

5.2.3 Pavimento

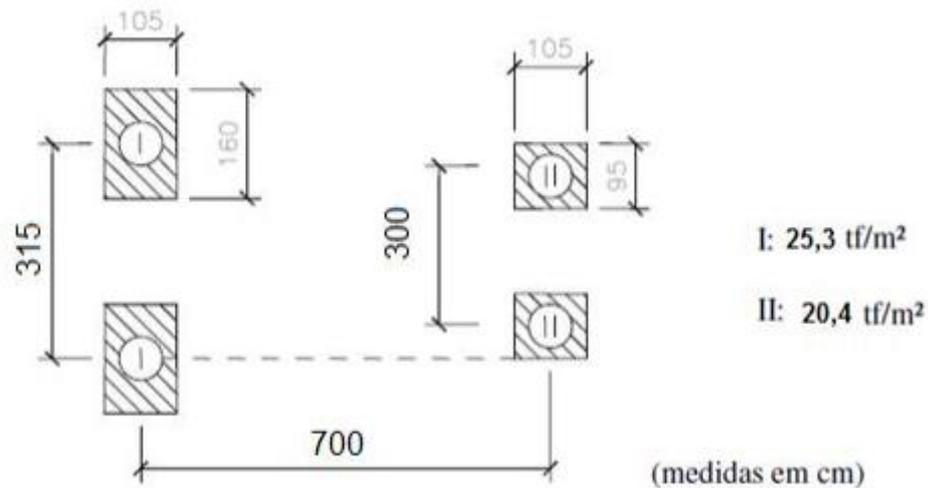
A pavimentação em concreto asfáltico foi aplicada como uma carga distribuída em toda a laje com o valor de $1,20 \text{ kN/m}^2$, considerando o peso próprio de 24 kN/m^3 e uma espessura de 5 cm. Não foi considerada espessura para recapeamento.

5.2.4 Reach Stacker

No caso das cargas móveis, como é o caso do Reach Stacker, utilizou-se de uma função de carga de tráfego do *software* utilizado. Nela deve ser definido um trem-tipo, um caminho e um passo, então o programa calcula os esforços para todos os casos de carga gerados com o trem-tipo posicionado ao longo do caminho determinado à uma distância entre cada caso de carga que vai variar com o passo escolhido. Para todas as cargas móveis, o passo escolhido foi de 22 metros.

A Figura 36 apresenta o trem-tipo lançado para o Reach Stacker.

Figura 36 – Trem-tipo do Reach Stacker

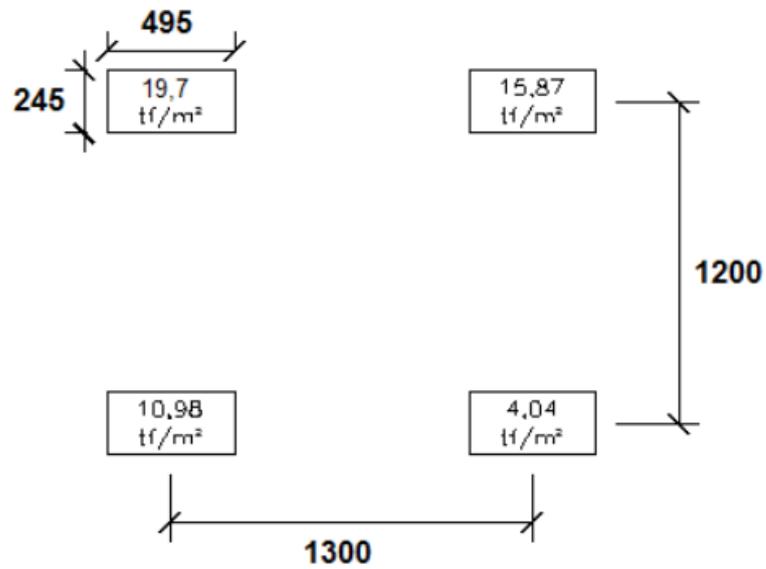


Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

5.2.5 MHC

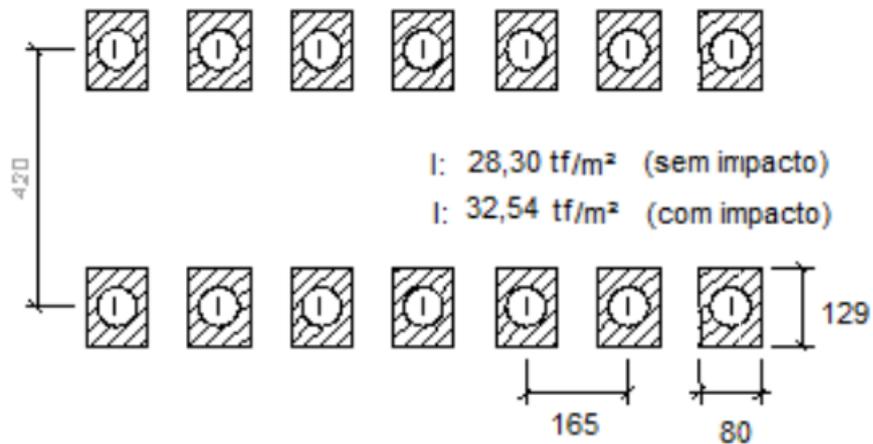
Para o MHC tem-se dois trens-tipo, um para o caso trafegando e outro para o caso patolado. A Figura 37 e Figura 38 mostram os dois trens-tipos, para o caso patolado e trafegando, respectivamente.

Figura 37 – Trem-tipo do MHC patolado



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Figura 38 – Trem-tipo do MHC trafegando



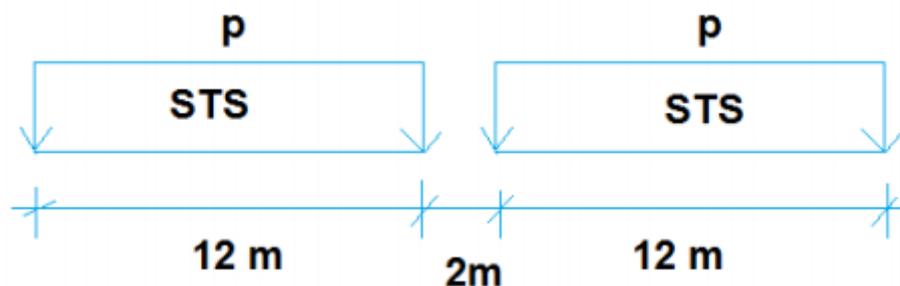
Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Adotou-se como premissa que o MHC não será patolado no balanço do lado água, nem trafegará em cima da caixa separadora de óleo e água.

5.2.6 STS

Diferentemente das demais cargas móveis atuantes na estrutura, o STS opera sobre trilhos, portanto não tem liberdade de trafegar ao longo de toda a estrutura. Outra característica é que suas cargas são lineares, e não são aplicadas em área como as demais. A Figura 39 mostra a aplicação da carga.

Figura 39 – Trem-tipo do STS



Fonte: EMPRESA A (2018, não publicado).

Onde p tem o valor de 600 kN/m no trilho do lado mar e 520 kN/m no trilho do lado terra.

5.2.7 Atracação

Os esforços de atracação, calculados no Capítulo 4.4.5, foram lançados no *software* considerando a atracação em ângulo do maior navio, a atracação paralela do menor e a atracação paralela do maior navio. O caso de atracação em ângulo do menor navio não foi considerado no modelo estrutural, pois se constitui de uma situação menos crítica para a estrutura do que a atracação do maior.

Destaca-se que as situações descritas não ocorrem simultaneamente, considera-se que apenas um navio atraca por vez, e nunca haverá dois navios atracando ao mesmo tempo. Para a situação de atracação em ângulo, considerou-se o esforço calculado no Capítulo 4.4.4.6, de 1860,5 kN.

A NBR 9762/1987 recomenda ainda a aplicação de um esforço paralelo à estrutura devido ao atrito entre o casco do navio e o painel da defesa. O valor do esforço depende do material utilizado no painel, conforme a Tabela 17.

Tabela 17 – Coeficiente de atrito de materiais usualmente utilizados em painéis de defesa com o aço

Material	Coeficiente de atrito com o aço
Aço	0,35 – 0,4
Madeira seca	0,6
Madeira molhada	0,2
Borracha	0,3 – 0,4
Resina sintética	0,1 – 0,2

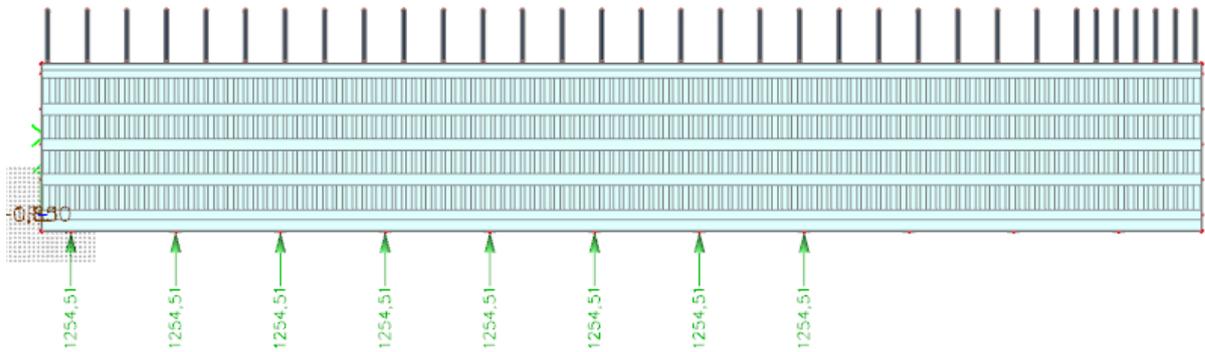
Fonte: ABNT (1987)

Considerou-se que o material utilizado no painel será resina sintética, com um coeficiente de atrito, portanto, de 0,1 a 0,2. Adotou-se um coeficiente de 0,2, que, para uma força perpendicular de 1860,5 kN resulta em um esforço paralelo de 372,1 kN.

Para o caso da atracação em ângulo, em cada uma das defensas foram considerados três casos de carregamento. Um com a aplicação apenas do esforço perpendicular à estrutura, e outros dois casos considerando simultaneamente a paralela à estrutura, cada caso com a força em um sentido diferente.

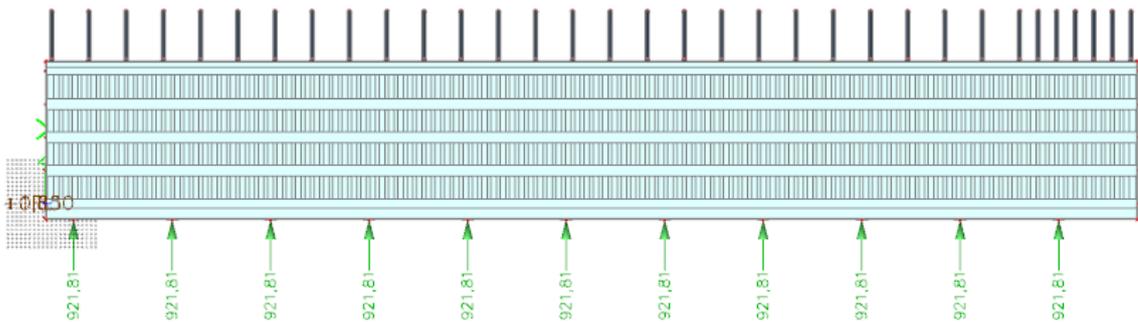
Já para os casos de atracação paralela, considerou-se os esforços calculados no Capítulo 4.4.4.7, com a ativação simultânea de 15 defensas para o maior navio e 8 defensas para o menor navio. Tanto para o maior navio quanto para o menor, considerou-se a atracação em todas as posições possíveis do píer, resultando em 6 casos de carregamento para o maior navio e 13 casos para o menor. A Figura 40 ilustra a aplicação de um caso de carregamento da atracação do menor navio e a Figura 41 ilustra a atracação do maior.

Figura 40 – Aplicação do caso de carga de atracação paralela do menor navio



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 41 – Aplicação do caso de carga de atracação paralela do maior navio



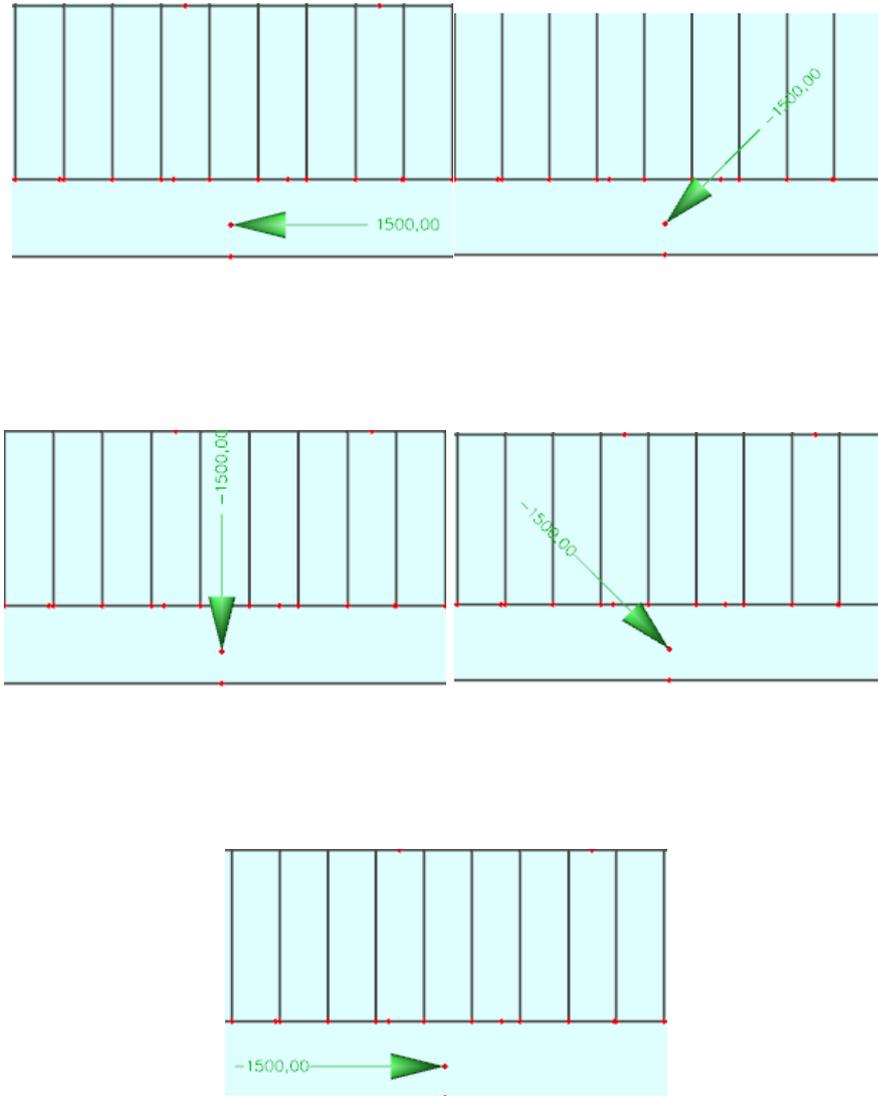
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

5.2.8 Amarração

Para o esforço de amarração, como já mencionado no Capítulo 4.4.5, foi aplicado um esforço de 1500 kN em cada um dos cabeços, em 5 direções diferentes, uma perpendicular à estrutura, duas paralelas à estrutura (uma em cada direção), e outras duas fazendo um ângulo de 45° com a paralela. Esses esforços não são considerados concomitantemente.

A Figura 42 ilustra a aplicação dos 5 casos de carregamento de amarração em um cabeço.

Figura 42 – Casos de aplicação da ação de amarração aplicada em cada um dos cabeços



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

5.2.9 Temperatura e retração

De acordo com o que foi definido no Capítulo 4.4.6, para a temperatura considerou-se uma variação de $\pm 10^{\circ}\text{C}$ e a retração foi simulada com uma variação de -15°C .

5.3 COMBINAÇÕES

Todas as combinações de ações foram feitas de acordo com as recomendações da NBR 6118/2014, utilizando-se dos fatores citados na NBR 9782/1987. Foi adotada a premissa de que as ações de amarração nunca são aplicadas concomitantemente com os esforços de atracação, pois um navio nunca estará amarrado ao mesmo tempo em que atraca. Situações onde um navio pode estar atracando enquanto outro já estiver amarrado, foram consideradas como independentes, ou seja, uma não sobrepõe efeitos na outra sobre a estrutura.

Em relação às cargas móveis, inicialmente as cargas foram lançadas ao longo de toda a estrutura, em diversas posições, sem a consideração de sobrecarga concomitante. Posteriormente, foram analisadas individualmente as posições que geravam os maiores esforços juntamente com a aplicação de sobrecarga e sua respectiva redução na área abaixo do trem-tipo.

Para a geração das combinações, os casos de carga foram agrupados em grupos, apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Grupos de carga

Grupo	Relação	Tipo de ação
FG1 – PESO PRÓPRIO	Juntos	Permanente
FG2 - RETRAÇÃO	Juntos	Permanente
FG3 – CX AGUA E OLEO	Juntos	Permanente
FQ1 – ATRAC + AMARR	Exclusivo	Variável
FQ2 – SOBRECARGA+CARGA MOVEL	Exclusivo	Variável
FQ3 – TEMPERATURA	Exclusivo	Variável

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Na tabela, a coluna “relação” especifica como os casos de carga que estão dentro do grupo são combinados ao gerar as combinações. No caso da relação “exclusivo”, os casos de carga que compõem o grupo só são analisados individualmente, nunca há dois ou mais casos desse grupo sendo aplicados simultaneamente. Já na relação “juntos”, os casos de carga só são aplicados em conjunto, nunca sendo analisados individualmente. A tabela também apresenta o tipo de ação de acordo com a NBR 6118/2014.

Em relação aos casos de carga que compõem cada um dos grupos apresentados na Tabela 18, o grupo FG1 – PESO PROPRIO possui um único caso de carga, no qual estão

inseridos o peso próprio da estrutura, e as devidas reduções de peso das vigas longitudinais, transversais e do trecho submerso das estacas. O grupo FG2 RETRAÇÃO tem um único caso de carga também, composto pela variação de temperatura de -15°C , descrita em 4.4.6.

O grupo de carga FG3 – CX ÁGUA E ÓLEO também tem um único caso de carga, referente ao peso da caixa separadora de água e óleo descarregado nas vigas longitudinais. FQ1 – DEFENSA é composto por 179 casos de carga, referente a todos os casos de atracação, paralela ou em ângulo, e pelos casos de carga referentes à amarração. Sua relação é “exclusivo” uma vez que os dois tipos de carregamento não ocorrem simultaneamente.

Em relação ao grupo FQ2 - SOBRECARGA+CARGA MOVEL, é composto por todas os casos de carga referentes à sobrecarga e pelas cargas móveis, tanto com a consideração de sobrecarga simultânea quanto sem, totalizando 40 casos de carga. Optou-se por agrupar as sobrecargas e cargas móveis em um único grupo pois não há aplicação de sobrecarga na área abaixo do trem-tipo das cargas móveis. Para garantir essa consideração, a redução foi feita manualmente em cada um dos casos de carga de carga móvel com sobrecarga simultânea. Para assegurar que a sobrecarga não fosse aplicada com redundância as cargas foram colocadas em um único grupo com relação “exclusivo”.

Por último, o grupo FQ3 – TEMPERATURA, tem os casos de carga referentes à variação de temperatura, composto por 2 casos, uma variação positiva e outra negativa.

5.3.1 Combinações em serviço para fundação

Como o dimensionamento das fundações utiliza o método das tensões admissíveis, as combinações utilizadas para o cálculo das tensões não têm a aplicação dos coeficientes de ponderação, portanto todos os coeficientes têm valor igual à 1,0, exceto pela sobrecarga, pois de acordo com a NBR 9782/1987:

“Para a avaliação das cargas nos elementos suporte da fundação de estruturas, pode ser aplicado um coeficiente de 0,70 ao valor característico da sobrecarga vertical, coeficiente este que representa a pequena probabilidade de ocorrência dessa sobrecarga, com seu valor máximo, em toda a área de influência desse elemento suporte de fundação” (ABNT, 1987),

Portanto, para o cálculo dos esforços máximos nas estacas da estrutura, utilizou-se dessa redução, resultando nas combinações apresentadas abaixo:

Tabela 19 – Combinações em serviço para fundação

Combinação	FG1	FG2	FG3	FQ1	FQ2	FQ3
COMBS-1	1	1	1	-	-	-
COMBS-2	1	1	1	1	-	-
COMBS-3	1	1	1	-	0,7	-
COMBS-4	1	1	1	-	-	1
COMBS-5	1	1	1	1	0,7	-
COMBS-6	1	1	1	1	-	1
COMBS-7	1	1	1	-	0,7	1
COMBS-8	1	1	1	1	0,7	1

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Como pode ser observado na tabela, foi considerado um total de 16 combinações, com o objetivo de se encontrar os esforços mais desfavoráveis, em termos de compressão, tração e momento aos quais as estacas da estrutura estão sujeitas. Para cada um dos grupos de carga o *software* SCIA Engineer automaticamente cria envoltórias, de modo que são considerados os piores esforços para cada uma das combinações. No total foram geradas 22140 combinações de casos de carga para se chegar no pior caso possível.

5.3.2 Combinações para Estado Limite Último

Para as combinações do Estado Limite Último, considerou-se o preconizado na NBR 6118/2014. A Tabela 20 mostra as combinações consideradas nos cálculos.

Tabela 20 – Combinações para o Estado Limite Último (ELU)

Combinação	FG1	FG2	FG3	FQ1	FQ2	FQ3
ELU-1	1,4	1,2	1,4	-	-	-
ELU-2	1	1	1	-	-	-
ELU-3	1,4	1,2	1,4	1,4	1,12	0,72
ELU-4	1	1	1	1,4	1,12	0,72
ELU-5	1,4	1,2	1,4	1,12	1,4	0,72
ELU-6	1	1	1	1,12	1,4	0,72

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

As cargas permanentes consideradas em combinações desfavoráveis foram multiplicadas pelo coeficiente $\gamma_f=1,4$, exceto pela ação de retração, considerada uma ação permanente indireta, que foi multiplicada por um fator $\gamma_f=1,2$. Já para os casos favoráveis, considerou-se um fator igual a 1. Todos os fatores estão indicados na Tabela 11.1 da NBR 6118/2014.

Já para as cargas variáveis foi considerado um fator de $\gamma_f=1,4$, exceto pela carga referente à variação de temperatura, onde o coeficiente considerado foi $\gamma_f=1,2$. Para as cargas variáveis, nas combinações onde não são consideradas principais, foi considerado um fator $\psi_0=0,8$ resultando em um coeficiente $1,4 \times 0,8 = 1,12$. Já a temperatura tem um fator $\psi_0=0,6$, resultando em $1,2 \times 0,6 = 0,72$.

Ressalta-se que, para as combinações apresentadas na Tabela 20 para cada um dos grupos de carga, foram testadas individualmente todas as combinações de casos de cargas possíveis, de modo a obter-se os esforços mais críticos para a estrutura, o que resultou em um total de 88.563 combinações.

6 RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentadas as análises dos esforços obtidos com o *software* SCIA Engineer 19.1 a partir das ações e da estrutura lançada, apresentadas nos capítulos anteriores. Em uma estrutura portuária, usualmente os elementos que resistem aos maiores esforços são as estacas, vigas longitudinais e transversais, enquanto a laje tem a função maior de redistribuir os esforços para esses elementos. Portanto, neste trabalho serão abordados os esforços referentes aos elementos principais da estrutura, não sendo abordados os esforços obtidos para a laje.

Ressalta-se que para a análise dos esforços nas estacas utilizou-se as combinações apresentadas na seção 5.3.1, referentes às combinações em serviço para a fundação, enquanto que para a superestrutura utilizou-se das combinações para o ELU apresentadas na seção 5.3.2.

6.1 ESTACAS

Para as estacas de uma estrutura, normalmente os esforços mais significativos são os de força normal, ou seja, tração e compressão. Como as estacas do píer de expansão da “Empresa A” são fabricadas em aço, que é isotrópico, o elemento tem a mesma resistência à tração e compressão. Como a maior parte dos casos de carga geram compressão nas estacas,

como é o caso do peso próprio, sobrecarga e cargas de equipamentos, dificilmente haverá esforços de tração significativos a ponto de causar o rompimento de uma estaca.

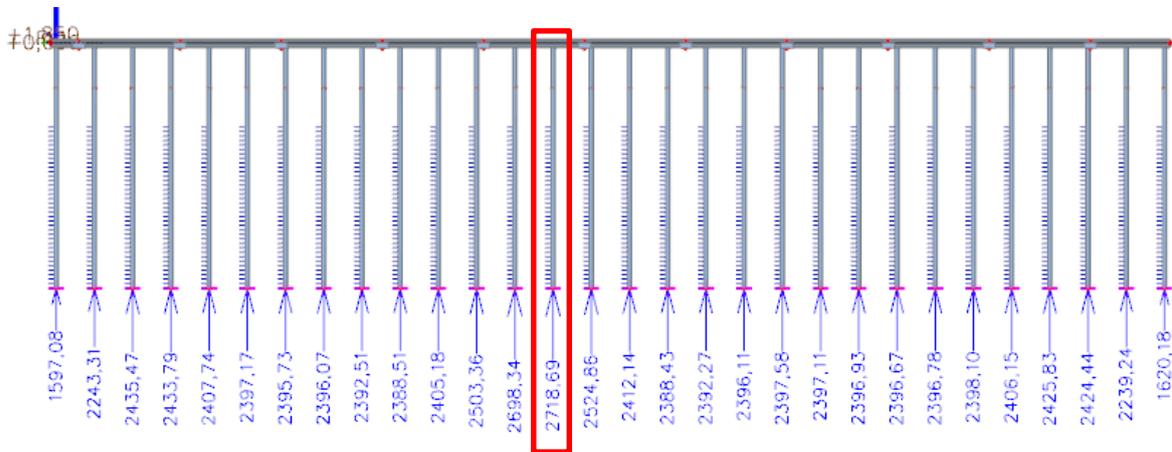
Por isso, nesse trabalho, optou-se por analisar os casos de carga que geram o maior esforço de compressão nas estacas da estrutura. Vale ressaltar que para a verificação da estrutura é importante também verificar os demais esforços, como momentos e força cortante.

A estaca que recebe o maior esforço de compressão na estrutura é uma das estacas verticais, localizada no eixo transversal 44 e eixo longitudinal C. O esforço de compressão obtido foi de -4.455,70 kN. A combinação que gerou esse esforço tinha as ações de peso próprio, amarração a 90 graus no cabeço de número 5, variação negativa de temperatura, retração e MHC trafegando na posição em cima da estaca com sobrecarga, todos com multiplicador 1, exceto pela sobrecarga, que tem multiplicador 0,7. A seguir será discorrido um pouco sobre cada um dos casos de carga.

No caso do peso próprio, como esperado, o efeito gerado na estrutura foi de compressão em todas as estacas. No caso da estaca localizada na posição C44, que teve o maior esforço de compressão na estrutura, o esforço gerado pelo peso próprio foi de -1.719,42 kN. Os esforços de compressão gerados nas demais estacas da estrutura variaram de -1.745 kN à -476 kN, sendo que as estacas localizadas na região central da estrutura apresentaram os maiores esforços, enquanto as localizadas nas extremidades tiveram esforços menores. Observa-se que devido à posição da estaca em questão, no centro da estrutura, ela veio a apresentar esforços de compressão significativos em relação às demais estacas.

O esforço que teve maior influência na compressão da estaca foi o MHC trafegando com sobrecarga. Para esse caso de carga, o esforço gerado na estaca foi de -2.718,19 kN. O MHC patolado nessa posição, com sobrecarga, teve uma influência quase uniforme na compressão das estacas do eixo C, conforme apresentado na Figura 43 (estaca C44 destacada em vermelho).

Figura 43 – Esforços de compressão nas estacas do eixo C para o caso de carga do MHC patolado com sobrecarga



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Observa-se que há uma diminuição na compressão gerada pelo caso de carga em questão somente nas estacas das extremidades. Os demais esforços não tiveram uma contribuição significativa na compressão da estaca em questão. Na Tabela 21 é apresentado um resumo dos esforços gerados por cada um dos casos de carga que resultaram no esforço mais crítico de compressão na estaca C44.

Tabela 21 – Casos de carga e respectivas compressões geradas na estaca C33

Caso de carga	Compressão gerada (kN)	Relevância no carregamento crítico
MHC trafegando + sobrecarga	-2.718,695	61,02%
Peso próprio	-1.719,42	38,59%
Retração	-10,41	0,23%
Varição temperatura negativa	-6,94	0,16%
Amarração 90° - Cabeço 5	-0,24	0,01%
TOTAL	-4.455,70	100%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Na Tabela 22 é apresentado um resumo com os maiores esforços obtidos nas estacas da estrutura.

Tabela 22 – Maiores esforços obtidos nas estacas da estrutura com as combinações em serviço para fundação

Tipo de esforço	Mín/Máx	Maior esforço obtido
Normal (kN)	Mínimo	-4.455,70
Normal (kN)	Máximo	713,23
Cortante em Y (kN)	Mínimo	-121,57
Cortante em Y (kN)	Máximo	66,55
Cortante em Z (kN)	Mínimo	-120,00
Cortante em Z (kN)	Máximo	949,50
Torção (kNm)	Mínimo	-89,12
Torção (kNm)	Máximo	101,95
Momento em Y (kNm)	Mínimo	-659,63
Momento em Y (kNm)	Máximo	591,26
Momento em Z (kNm)	Mínimo	-460,09
Momento em Z (kNm)	Máximo	907,63

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

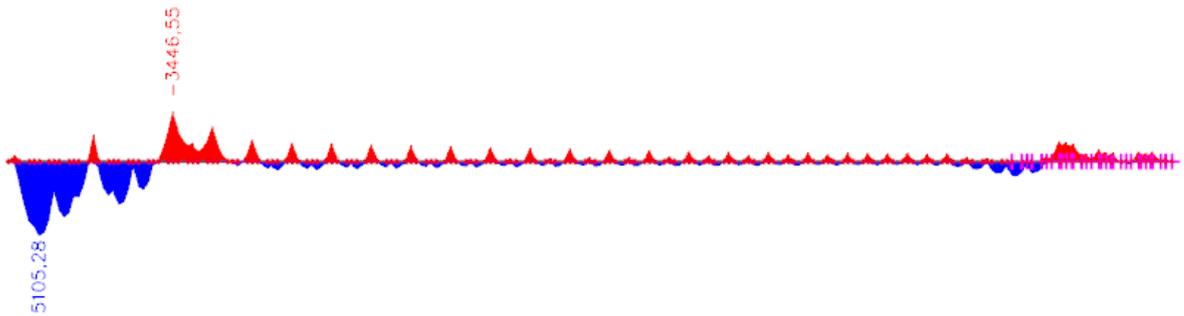
6.2 VIGAS LONGITUDINAIS

Em relação às vigas da estrutura, serão analisados os momentos gerados no eixo Y que usualmente, para o dimensionamento são os esforços que apresentam maior relevância. Como pode ser observado na Figura 26, Figura 27 e Figura 28, o eixo Y das vigas longitudinais corta horizontalmente, portanto, serão tratados os esforços mais críticos que geram momento em torno desse eixo.

O esforço de momento positivo mais crítico na combinação do ELU foi de 7.105,35 kNm, que ocorreu na viga do lado terra, a uma distância de aproximadamente 6,5 metros da extremidade do píer. A combinação que gerou esse esforço foi com o peso próprio, STS com sobrecarga e retração com multiplicador 1,4, atracação paralela do menor navio no trecho inicial do píer com multiplicador 1,12 e variação negativa de temperatura com multiplicador de 0,72.

O caso de carga com maior contribuição nesse esforço crítico é o STS posicionado no trecho inicial do píer com sobrecarga, que gera um momento positivo de 5.105,28 kNm no trecho da viga onde é apresentado o maior momento em Y. A Figura 44 mostra os momentos positivos (em azul) e negativos (em vermelho) gerados ao longo na viga longitudinal do eixo E.

Figura 44 – Momento em Y ao longo da viga longitudinal do eixo E, gerado pelo caso de carga do STS posicionado no trecho inicial do píer com sobrecarga

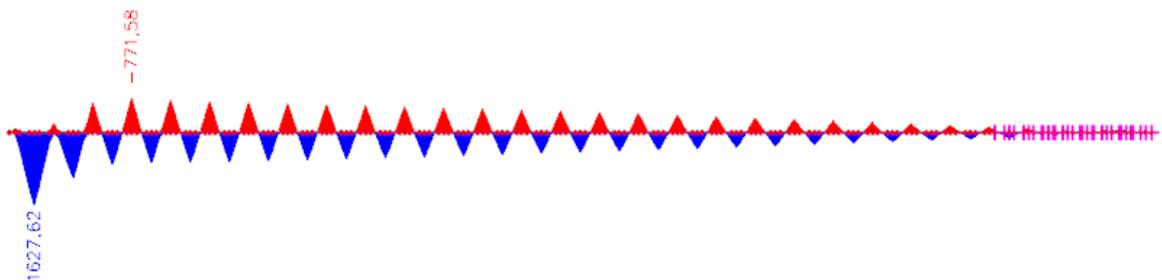


Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Observa-se que os maiores momentos positivos se dão no trecho inicial do píer, onde o STS está posicionado nesse caso de carga. Isso se deve pela elevada carga vertical desse equipamento, que é descarregada inteiramente sobre as vigas do lado terra (mostrada na figura acima) e na viga do lado mar. Esse esforço acaba sendo maior no trecho inicial do píer pois na extremidade da viga o momento é nulo, o que, comparado com o mesmo esforço se aplicado em um trecho contínuo da viga, acaba apresentando um momento positivo maior.

Outro caso de carga que contribui de maneira significativa para o maior momento positivo apresentado é a atracação paralela do menor navio posicionado no trecho inicial do píer. Esse caso de carga gera um momento positivo de 1.188,86 kNm no trecho da viga onde é apresentado o maior momento em Y. A Figura 45 apresenta os momentos gerados por esse caso de carga ao longo da viga do eixo E.

Figura 45 – Momento em Y ao longo da viga longitudinal do eixo E, gerado pelo caso de carga da atracação do menor navio posicionado no trecho inicial do píer



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Entretanto, como já descrito na seção 5.2.7, o esforço aplicado referente à atracação é horizontal, e para gerar momento negativo no eixo Y esperar-se-ia uma carga vertical. Esse momento surge devido à inclinação das estacas localizadas nesse eixo. Como todas as estacas inclinadas estão localizadas no eixo E, boa parte dos esforços horizontais aplicados na estrutura são absorvidos por elas.

Como essas estacas são inclinadas, ao absorver os esforços horizontais referentes à atracação, a reação que aplicam à estrutura tem uma componente horizontal e outra vertical. Essas componentes verticais acabam tracionando a região inferior das vigas longitudinais, gerando, portanto, o momento positivo obtido. Esses e os demais casos de carga que geraram o maior momento positivo em Y nas vigas longitudinais estão apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Casos de carga e respectivos momentos gerados na viga longitudinal do eixo E, na seção onde apresenta-se o maior momento positivo

Caso de carga	Momento positivo gerado (kNm)	Relevância no carregamento crítico
STS com sobrecarga posicionado no trecho inicial do píer	5.105,28	71,9%
Atracação paralela menor navio no trecho inicial do píer	1.188,86	16,7%
Peso próprio	453,32	6,4%
Retração	266,52	3,8%
Variação negativa de temperatura	91,38	1,3%
TOTAL	7.105,35	100%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Já em relação ao momento negativo, este foi de -5.129,13 kNm, que ocorreu no eixo longitudinal C, em sua região central, na intersecção com o eixo transversal 45. No que diz respeito à combinação que gerou esse esforço, esta foi composta pelo peso próprio, retração e MHC patolado no centro do píer próximo ao eixo 45 multiplicados pelo fator 1,4, amarração posicionada paralelamente ao píer no cabeço de número 6 com o multiplicador 1,12, e variação negativa de temperatura multiplicada pelo fator 0,72.

A Tabela 24 apresenta um resumo dos casos de carga e momentos negativos gerados na viga longitudinal do eixo C na seção referente ao eixo transversal 45.

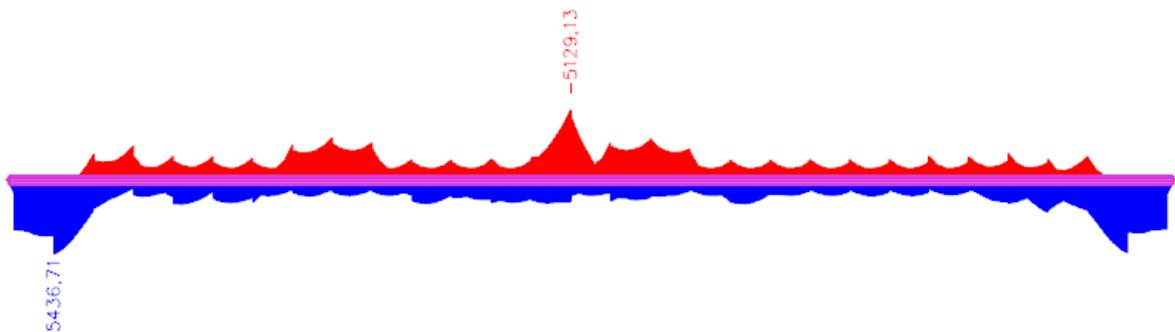
Tabela 24 – Casos de carga e respectivos momentos negativos gerados na viga longitudinal do eixo C, na seção referente ao eixo transversal 45

Caso de carga	Momento negativo gerado (kNm)	Relevância no carregamento crítico
MHC patolado com sobrecarga	-4.695,67	91,5%
Peso próprio	-357,26	7,0%
Amarração -90graus - Cabeço 6	-48,43	0,9%
Retração	-20,68	0,4%
Varição negativa de temperatura	-7,09	0,1%
TOTAL	-5.129,13	100%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Como pode ser observado, dentre os casos de carga que compõem a combinação que gerou o maior momento negativo nas vigas longitudinais, a referente ao equipamento MHC patolado apresenta a maior relevância, correspondendo a 91,5% do total. Esse momento negativo elevado se deve ao grande peso do equipamento, que além de ocasionar momentos positivos elevados, acaba por também gerar momentos negativos nos pontos de intersecção com as estacas. A Figura 46 apresenta a envoltória dos momentos gerados pelas combinações de ELU na viga longitudinal do eixo C.

Figura 46 – Envoltória de momentos em Y ao longo da viga longitudinal do eixo C para combinação de ELU



Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Outros esforços relevantes nas vigas longitudinais são a força normal, força cortante, torção e o momento em Z. A Tabela 25 apresenta um resumo com os maiores esforços obtidos nas vigas longitudinais com as combinações de ELU.

Tabela 25 – Maiores esforços obtidos nas vigas longitudinais com as combinações de ELU

Tipo de esforço	Mín/Máx	Maior esforço obtido
Normal (kN)	Mínimo	-2.910,53
Normal (kN)	Máximo	3.604,79
Cortante em Y (kN)	Mínimo	-766,10
Cortante em Y (kN)	Máximo	916,67
Cortante em Z (kN)	Mínimo	-2.842,15
Cortante em Z (kN)	Máximo	2.554,81
Torção (kNm)	Mínimo	-2.623,88
Torção (kNm)	Máximo	2.435,14
Momento em Y (kNm)	Mínimo	-5.129,13
Momento em Y (kNm)	Máximo	7.105,35
Momento em Z (kNm)	Mínimo	-805,64
Momento em Z (kNm)	Máximo	1.161,60

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

6.3 VIGAS TRANSVERSAIS

Para as vigas transversais os esforços mais significativos, assim como ocorre para as longitudinais, são os momentos em torno de Y. O maior momento positivo obtido se dá na quarta viga transversal do final da estrutura e tem o valor de 1.566,77 kNm, sendo gerado pela combinação composta por: peso próprio, retração e MHC patolado com fator multiplicador de 1,4, amarração perpendicular ao píer com multiplicador 1,12 e variação negativa de temperatura com multiplicador 0,72.

A Tabela 26 apresenta um resumo dos casos de carga e as respectivas cargas geradas no ponto da viga transversal onde apresentou-se o maior momento positivo em torno do eixo Y.

Tabela 26 – Casos de carga e respectivos momentos positivos gerados na quarta viga transversal do final da estrutura, na seção de maior momento

Caso de carga	Momento positivo gerado (kNm)	Relevância no carregamento crítico
MHC patolado com sobrecarga	1.237,98	79,01%

Peso próprio	321,05	20,49%
Amarração perpendicular ao píer	4,84	0,31%
Retração	2,16	0,14%
Variação negativa de temperatura	0,74	0,05%
TOTAL	1.566,77	100%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Já o maior momento negativo obtido teve o valor de -1.357,99 kNm, tendo ocorrido na quinta viga transversal do final da estrutura. A combinação que gerou esse esforço era composta por peso próprio, retração e sobrecarga em vãos alternados com fator multiplicador de 1,4, amarração perpendicular ao píer com multiplicador 1,12 e variação positiva de temperatura com multiplicador 0,72.

Tabela 27 – Casos de carga e respectivos momentos negativos gerados na viga transversal da estrutura, na seção de maior momento

Caso de carga	Menor momento gerado (kNm)	Relevância no carregamento crítico
Sobrecarga em vãos alternados	-831,53	61,23%
Peso próprio	-492,56	36,27%
Amarração perpendicular ao píer	-58,81	4,33%
Variação negativa de temperatura	-13,00	0,96%
Retração	37,91	-2,79%
TOTAL	-1.357,99	100%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

7 CONCLUSÃO

Por meio do levantamento de dados e descrição das estruturas do píer de expansão da “Empresa A”, foi possível modelá-la no *software* SCIA Engineer, de maneira que pudesse apresentar um comportamento estrutural semelhante ao real comportamento da estrutura em conjunto com as condições locais às quais está submetida. A estrutura foi composta por elementos considerados principais, que são as estacas, vigas longitudinais e vigas transversais, e pela laje, que foi inserida no modelo, porém não teve seus esforços analisados.

A partir da determinação das ações às quais a estrutura está sujeita durante sua operação, foi notável que há ações de certa complexidade para sua determinação, como é o caso das ações de atracação e amarração. Estas que são ações com valores elevados têm diversos métodos diferentes para sua obtenção, o que, na falta de uma normativa nacional, pode acabar ocasionando numa grande variabilidade nos esforços solicitantes na estrutura dependendo do método que for adotado para a determinação das ações.

O píer de expansão também tinha em seus critérios de projeto uma grande quantidade de equipamentos previstos para operar no terminal, como STS, MHC e *Reach Stacker*. Analisando as combinações que geraram os maiores esforços nos principais elementos da estrutura, notou-se que as ações provocadas por esses equipamentos foram as que geraram os maiores esforços em todas as combinações que geraram os maiores esforços, exceto pelo maior momento negativo obtido para o eixo Y da viga transversal, onde a ação com maior contribuição foi a sobrecarga em vãos alternados.

Em relação aos demais esforços, observou-se que a ação referente ao MHC foi a principal contribuinte nas combinações que geraram os maiores esforços solicitantes em três dos outros quatro casos analisados, sendo eles o maior momento negativo nas vigas longitudinais, maior momento positivo nas vigas transversais e a maior compressão nas estacas, enquanto que o STS gerou o maior momento positivo nas vigas longitudinais.

Conclui-se, portanto, a importância que a determinação do equipamento que operará em um terminal tem no dimensionamento de uma estrutura portuária, uma vez que são, ao menos para o caso analisado nesse trabalho, as ações mais críticas para a estrutura.

Pôde-se observar também que apesar da grande magnitude dos esforços horizontais à estrutura, como amarração e atracação, estes tiveram pouca relevância nas combinações que ocasionaram os maiores esforços solicitantes na estrutura. Isso se deve principalmente ao fato

de não terem sido analisados os esforços em torno do eixo Z dos elementos da superestrutura, onde esses esforços teriam grande influência.

O único caso de carga que teve maior relevância de uma ação de horizontal, que no caso foi de atracação, foi o momento positivo nas vigas longitudinais, onde a ação de atracação gerou 16,7% do momento total. A geração desse momento em torno do eixo Y é devido às estacas que dão suporte à essa viga, que está localizada no eixo E da estrutura, e, portanto, é suportada por estacas inclinadas. Essas estacas, por estarem inclinadas, acabam ocasionando uma reação vertical a partir da aplicação de uma carga horizontal ao plano da estrutura, ocasionando esse momento solicitante.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- **Comparativo entre antiga norma técnica brasileira e normativos internacionais:** uma vez que não há nenhuma norma nacional vigente para a determinação de ações em estruturas portuárias, sugere-se para trabalhos futuros efetuar um comparativo entre as normativas internacionais e a norma brasileira NBR 9782:1987, comparando as ações e esforços solicitantes obtidos com as diferentes normas. Algo possível de ser abordado também é a aplicabilidade dessas normas no Brasil, considerando-se que as normativas levam em conta as condições locais dos países onde foram publicadas;
- **Automatização do dimensionamento do concreto armado:** o software utilizado nesse trabalho permite também o dimensionamento da estrutura com base nos esforços encontrados na modelagem, incluindo área de aço necessária e todas as verificações pertinentes. A automatização do dimensionamento diretamente no software de modelagem traz agilidade à elaboração de um projeto, não sendo necessárias análises externas;
- **Aplicação de otimização estrutural:** durante a concepção de uma nova estrutura, o projetista lança mão de normas técnicas, intuição e experiência adquirida em projetos anteriores. Esse processo, muitas vezes, se caracteriza por uma evolução lenta do projeto estrutural, pois são necessárias sucessivas tentativas por parte do projetista na busca por uma estrutura eficiente. Para contornar esta dificuldade, podem ser aplicadas ferramentas que possibilitam sistematizar esta busca focando na redução do custo de projeto/construção e garantindo a segurança estrutural. As

técnicas de otimização mostram-se extremamente atraentes nesse sentido, contribuindo tanto para a redução do custo da estrutura final, como também no ganho de eficiência no processo de projeto.

- **Análise de Estado Limite de Serviço (ELS):** além dos esforços aos quais a estrutura está submetida, fatores como a deformação também são determinantes em um dimensionamento estrutural. Analisar o Estado Limite de Serviço de uma estrutura portuária pode trazer conclusões importantes acerca do modo como se comporta.

REFERÊNCIAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123 – Forças devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9782 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais**. Rio de Janeiro, 1987.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Catálogo, ABNT NBR 9782:1987**. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=8347>. Acesso em: 06 nov. 2019.
- AJOT – American Journal of Transportation. **Another Konecranes Gottwald Mobile Harbor Crane will be delivered to Marghera, Venice**. Plymouth, MA, 2017. Disponível em: <https://www.ajot.com/news/another-konecranes-gottwald-mobile-harbor-crane-will-be-delivered-to-marghe>. Acesso em: 02 out. 2019.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas**. Editora Blucher, 1989.
- BRASIL. Centro de Hidrografia da Marinha. Marinha do Brasil. **Cartas Raster**. 2019. Disponível em: <https://www.marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav/cartas-raster>. Acesso em: 24 set. 2019.
- CARVALHO, Thiago Morato. Técnicas de medição de vazão por meios convencionais e não convencionais. **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 1, n. 1, p. 73-85, 2008.
- CSL Marinharia – Cabos Náuticos. **Espias**. Petrópolis – RJ, 2019. Disponível em: <http://cslmarinharia.com.br/produtos/detalhes/espias>. Acesso em: 12 out. 2019.
- CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Aspectos Gerais da Navegação Interior no Brasil**. Cadernos Hidroviários CNT. Volume 1. Brasília, 2019.
- CTB – Ciência e Tecnologia da Borracha. **Principais características dos navios**. Mário Caetano. 2019. Disponível em: <https://www.ctborracha.com/borracha-sintese-historica/aplicacoes/projecto-de-defensas/principais-caracteristicas-dos-navios/>. Acesso em: 03 nov. 2019.
- EMPRESA A. **Critérios de projeto para estruturas marítimas**. 2018, não publicado.
- INDUSTRY NEWS TIMES. **Global Maritime Fende Market 2019** – Trelleborg, Bridgestone, Sumitomo Rubber, Maritime International, Hutchinson, Longwood, Noreq.

Sagar Tirmare. Agosto, 2019. Disponível em: <https://industrynewstimes.com/44402/global-maritime-fender-market-2019-trelleborg-bridgestone-sumitomo-rubber-maritime-international-hutchinson-longwood-noreq-2/>. Acesso em: 22 set. 2019.

INDITAL. **Indital Reachstacker CS45-5**. Nelamangala, India. 2019. Disponível em: <https://www.kalmarglobal.com/indital/equipment/indital-reachstacker-cs45-5/>. Acesso em: 29 set. 2019.

LEAL, Miguel de M. G. Grego. **Dimensionamento de Defensas Marítimas** – Aplicação ao caso de terminal portuário Tecondi do porto de Santos, Brasil. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

LIEBHERR. **Ship to shore container cranes**. Disponível em: <https://www.liebherr.com/en/bra/products/maritime-cranes/port-equipment/container-bridges/ship-to-shore-container-cranes.html>. Acesso em: 02 out. 2019.

PIANC et al. **Guidelines for the design of fender systems**. 2002.
TRELLEBORG – Marine and Infrastructure. **Fender Systems** – Product brochure. Sweden, 2018. Disponível em: <https://www.trelleborg.com/en/marine-and-infrastructure/resources/design--manuals--and--guides>. Acesso em: 04 out. 2019.

PODDA, Leandro. **Avaliação dos critérios de projeto para estruturas de acostagem de navios: estudo de caso aplicado ao terminal portuário público de Itajaí-SC**. Trabalho de conclusão de curso (TCC em engenharia de infraestrutura) – UFSC. Joinville, 2019.

SANTOS, André Luís dos. **Verificação estrutural de um píer existente sujeito a novos carregamentos**. Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/Curso de Engenharia Civil, 2015

TRELLEBORG – Marine and Infrastructure. **Vessel Berthing Energy Calculation**. Sweden, 2019. Disponível em: <https://www.trelleborg.com/en/marine-and-infrastructure/resources/online--tool/fender--tools>. Acesso em: 03 out. 2019.