

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DAS ESTACAS DO CAIS PÚBLICO DO
PORTO NOVO DO PORTO DO RIO GRANDE ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

por

Matheus de Lima Nunes

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, março, 2020

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DAS ESTACAS DO CAIS PÚBLICO
DO PORTO NOVO DO PORTO DO RIO GRANDE ATRAVÉS DO MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS

por

Matheus de Lima Nunes
Engenheiro Civil Costeiro e Portuário

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Coorientador: Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Comissão de Avaliação:

Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande - FURG

Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande - FURG

Prof. Dr. Eduardo Costa Couto – Universidade Federal de Pelotas - UFPEL

Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, 27, março de 2020

Ficha Catalográfica

N972a Nunes, Matheus de Lima.

Análise da interação solo-estrutura das estacas do cais público do Porto Novo do Porto do Rio Grande através do método dos elementos finitos / Matheus de Lima Nunes. – 2020.

79 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande/RS, 2020.

Orientador: Dr. Mauro de Vasconcellos Real.

Coorientador: Dr. Diego de Freitas Fagundes.

1. Estruturas Portuárias 2. Cais 3. Modelagem Computacional
4. Ansys 5. Engenharia Civil Portuária 6. Porto de Rio Grande 7. Solo-
Estrutura I. Real, Mauro de Vasconcellos II. Fagundes, Diego de
Freitas III. Título.

CDU 627(816.5)

Catálogo na Fonte: Bibliotecário José Paulo dos Santos CRB 10/2344

“ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DAS ESTACAS DO CAIS PÚBLICO DO PORTO NOVO DO PORTO DO RIO GRANDE ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS”

MATHEUS DE LIMA NUNES

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de:

MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Tendo sido aprovada em sua forma final pela Coordenação de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica



Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do PPGeo/FURG

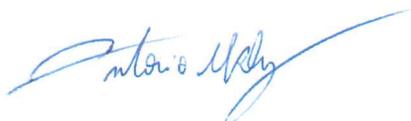
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Orientador – PPGeo/FURG



Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira
Membro Interno – PPGeo/FURG



Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves
Membro Externo – EE/FURG



Prof. Dr. Eduardo Costa Couto
Membro Externo – UFPEL

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real e ao meu Coorientador Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes pela disposição, paciência e seus conhecimentos transmitidos e aceitar conduzir este trabalho dando todo suporte para concretização do mesmo.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) e Escola de Engenharia (EE) pelos conhecimentos transmitidos durante a realização das disciplinas, e à Coordenação do PPGEO pela dedicação aos assuntos do programa.

À instituição Universidade Federal do Rio Grande, por fornecer um ensino público e qualidade a todos seus alunos.

A Construtora Tedesco, Grupo HTB e os profissionais da empresa por terem me auxiliado em uma fase difícil da minha vida, permitindo a conciliação das atividades de trabalho com as atividades do mestrado.

Aos meus pais responsáveis pela minha educação e formação pessoal, por não medirem esforços para conclusão de mais essa etapa da minha vida.

A todos os meus amigos e familiares que me apoiaram e me inspiraram a seguir na vida profissional e acadêmica.

RESUMO

Estruturas portuárias são normalmente de grande porte e estão submetidas a carregamentos de grande intensidade, como por exemplo os esforços causados por um guindaste portuário e de outros equipamentos utilizados durante uma operação portuária, ou então, os esforços de amarração dos navios. Portanto, para uma análise meticulosa dos esforços das estruturas portuárias com intuito de otimizar os projetos, torna-se essencial o uso de ferramentas computacionais e métodos numéricos avançados, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos. De acordo com a sistemática convencional de projeto estrutural, onde este é executado admitindo-se que os apoios da estrutura sejam indeslocáveis, com o cálculo das cargas nos elementos de fundação e o dimensionamento dos elementos estruturais sendo realizados com essa premissa. Com relação aos projetos de fundações, são desenvolvidos considerando-se os esforços obtidos a partir do projeto estrutural e as características do terreno no qual será construído. O Porto Novo do Porto do Rio Grande movimenta milhões de toneladas de materiais ao ano, se colocando como um dos principais portos do Brasil. Sua estrutura passou por duas etapas de modernização possibilitando a utilização de equipamentos portuários maiores e mais eficientes, operação com navios de maior capacidade de carga e maior quantidade de berços de atracação disponíveis para operação simultânea. Deste modo, este trabalho tem como objetivo geral deste trabalho será realizar uma análise de interação solo-estrutura utilizando como modelo estrutural a segunda etapa de modernização do Cais Público do Porto Novo do Porto do Rio Grande, simulando as diferentes combinações de ações que atuam durante uma operação portuária, salientando a combinação que gera a condição mais desfavorável para as estacas do cais. A partir dos resultados das combinações de carregamentos foram escolhidas as 10 piores situações de carregamentos para o cais e realizou-se a comparação entre os modelos de cálculo convencional e de interação solo-estrutura. As cinco primeiras piores situações de esforços ocorrem devido a utilização da sobrecarga vertical como carga variável principal. Já as cinco últimas piores situações de esforços são devido a utilização do carregamento do guindaste portuário, principal equipamento de movimentação do cais. Os resultados do modelo de interação solo-estrutura apresentaram uma redução dos valores de esforços axiais das estacas em relação ao modelo convencional de cálculo, em média a porcentagem da redução considerando diferenças de todas as 10 piores situações é igual a 2,19%.

Palavras-chaves: Estruturas Portuárias, Cais, Modelagem Computacional, Ansys, Engenharia Civil Portuária, Porto de Rio Grande, Solo-Estrutura.

ABSTRACT

Port structures are usually large and are submitted to heavy loads, such as the stresses caused by a port crane and other equipment used during a port operation or the mooring forces of ships. Therefore, for a meticulous analysis of the forces in the port structures to optimize and turn more effective the designs, it is essential the use of computational tools and advanced numerical methods, for example, the Finite Elements Method. According to the conventional system of structural design, it is made assuming that the supports of the structure are fixed, with the calculation of the load in the foundation elements and the designing of the structural elements being made with this premise. As a result, the foundation is designed considering the forces obtained from the structural design and the geotechnical characteristics of the site on which it will be built. The Porto Novo of the Port of Rio Grande moves millions of tons of materials per year, becoming one of the main ports in Brazil. Its structure has gone through two stages of modernization, making possible the use of larger and more efficient port equipment, operation with ships of more load capacity, and more quantity of mooring berths available for simultaneous operation. Thus, the general objective of this work will be to perform a soil-structure interaction analysis using as a structural model the second stage of modernization of the Public Wharf of Porto Novo of Porto of Rio Grande, simulating the different combinations of actions that act during a port operation, highlighting the combination that generates the most unfavorable load for the piles of the wharf. Based on the results of the loading combinations, the ten worst situations of axial forces for the wharf were chosen and a comparison was made between the conventional calculation and soil-structure interaction models. The first five worst stress situations occur due to the use of vertical overload as the main variable load. The last five worst situations are due to the use of the loading of the port crane with the main variable load, the main cargo handling equipment pier. The results of the soil-structure interaction model showed a reduction in the values of the axial efforts of the wharf's piles about the conventional calculation model. On average, the percentage of the reduction considering differences between all ten worst situations is equal to 2,19%.

Keywords: Port Structures, Wharf, Computational Modeling, Ansys, Port Civil Engineering, Rio Grande Port, Soil-structure.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. Motivação e Justificativa	16
1.2. Objetivos	17
1.2.1. Objetivos Gerais.....	17
1.2.2. Objetivos Específicos.....	17
1.3. Estado da Arte	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1. Estruturas Portuárias	22
2.2. Ações em Estruturas Portuárias e Equipamentos.....	26
2.2.1. Ações Provindas do Lado Marítimo.....	26
2.2.2. Ações Provindas do Lado de Terra.....	28
2.3. Análise Estrutural e o Método dos Elementos Finitos	29
2.3.1. Ações Provindas da Própria Estrutura.....	32
2.4. Interação Solo-Estrutura (ISE).....	33
2.4.1. Fundações Profundas	35
2.4.2. Métodos de Transferência de Carga.....	35
2.4.3. Modelo de Winkler.....	36
2.4.4. Módulo de Reação Horizontal e Vertical	37
2.4.5. Procedimento de Davisson e Robinson (1965).....	38
3. METODOLOGIA	40
3.1. Estudo de Caso.....	40
3.2. Modelagem da Estrutura do Cais	42
3.3. Carregamentos	44
3.3.1. Peso Próprio das Estruturas e Sobrecarga Acidental.....	44
3.3.2. Guindaste Móvel Portuário - MHC.....	44
3.3.3. Atracação.....	46
3.3.4. Amarração	47
3.3.5. Combinações de Ações	47
3.4. Modelagem das Molas	49
3.5. Validações do Modelo.....	52
3.5.1. Teste de Convergência de Malha	52
3.5.2. Teste de Espaçamento das Molas Verticais	52
3.5.3. Calibração das Molas Verticais	52

3.5.4. Verificação do Modelo Tridimensional com Modelo Bidimensional	53
3.6. Modelo Convencional e Interação Solo-Estrutura	53
4. RESULTADOS	57
4.1. Resultado do Teste Convergência de Malha	57
4.2. Resultado do Teste de Espaçamento das Molas Verticais	59
4.3. Resultado da Calibração das Molas Verticais	60
4.4. Resultado da Verificação do Modelo Tridimensional com Modelo Bidimensional	61
4.5. Resultados das Combinações de Carregamentos	62
4.5.1. Resultado Pior Situação 01 – Combinação 04	62
4.5.2. Resultado Pior Situação 02 – Combinação 03	64
4.5.3. Resultado Pior Situação 03 – Combinação 05	65
4.5.4. Resultado Pior Situação 04 – Combinação 02	66
4.5.5. Resultado Pior Situação 05 – Combinação 01	67
4.5.6. Resultado Pior Situação 06 – Combinação 16	68
4.5.7. Resultado Pior Situação 07 – Combinação 17	69
4.5.8. Resultado Pior Situação 08 – Combinação 15	70
4.5.9. Resultado Pior Situação 09 – Combinação 14	71
4.5.10. Resultado Pior Situação 10 – Combinação 13	72
5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Segunda Etapa da obra de modernização do cais público do Porto Novo do Porto do Rio Grande concluída, 2017 - Rio Grande/RS (Fonte: próprio autor).....	15
Figura 2.1 - Exemplo de cais de gravidade (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).....	23
Figura 2.2 - (a) Cais de cortinas de estacas pranchas, (b) cais de cortinas de estacas pranchas com plataforma de alívio (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).	24
Figura 2.3 - Exemplo de cais de paramento aberto (Fonte: Thoresen, 2014).	24
Figura 2.4 - Exemplo de cais estaqueado em estruturas discretas (Fonte: Mason, 1981).	25
Figura 2.5 - Principais dimensões de um navio (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).	26
Figura 2.6 - Navio durante manobra de atracação no cais do Porto Novo em Rio Grande/RS (Fonte: Próprio Autor).	27
Figura 2.7 Exemplo de defesa portuária (Fonte: https://www.trelleborg.com/).	27
Figura 2.8 - Exemplo de um cabeço de amarração do cais do Porto Novo em Rio Grande/RS (Fonte: Próprio Autor).	28
Figura 2.9 - Exemplo de esforços provenientes do lado de terra (Fonte: Thoresen, 2014).	29
Figura 2.10 - Elemento de barras BEAM189 (Fonte Ansys Inc, 2009).	30
Figura 2.11 - Elemento de casca SHELL281 (Fonte Ansys Inc, 2009).	31
Figura 2.12 - Elemento de ligação LINK180 (Fonte Ansys Inc, 2009).	31
Figura 2.13 - Elemento de mola COMBIN14 (Fonte Ansys Inc, 2009)	32
Figura 2.14 - (a) Exemplos de guindastes portuários, (b) Reach Stakers (Fontes: Catálogo da Liebherr e Catálogo Terex).	33
Figura 2.15 - Efeitos da consideração da interação solo-estrutura (Fonte: Gusmão, 1990).	34
Figura 2.16 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas. (b) mecanismo de ruptura (Fonte: Velloso e Lopes, 2011).	36
Figura 2.18 - Parâmetros de cálculo do comprimento de engastamento (Fonte: Alonso, 2012).	39
Figura 3.1 - Localização do cais do Porto Novo (Fonte: https://www.google.com.br/maps).	40
Figura 3.2 - Seção Transversal do cais seção das lajes Tipo Pi.	41
Figura 3.3 –Seção transversal na região dos blocos.....	42
Figura 3.4 – Esquema de divisões das estruturas das lajes Tipo Pi.	43
Figura 3.5 - Guindaste portuário durante uma operação de descarregamento de navio (Fonte: Próprio Autor).	45
Figura 3.6 - Distribuição das patolas do guindaste Gottwald HMK280E/280A	45
Figura 3.7 - Esforço de atracação nas defensas do cais.	46
Figura 3.8 - Angulações para combinação de carga do esforço de amarração.	47

Figura 3.9 - Gráfico Q x Deslocamento de resultado da simulação de ensaio estático.	50
Figura 3.10 - Esquema de cálculo do coeficiente de rigidez de mola (Fonte: Wegmann, 2018).....	50
Figura 3.11 - Exemplo de molas do modelo bidimensional.....	53
Figura 3.12 – Corte Modelo Convencional (MC).....	54
Figura 3.13 - Perspectiva Modelo MC.....	54
Figura 3.14 - Vista de topo Modelo MC.	55
Figura 3.15 – Perspectiva modelo Interação Solo-Estrutura (MISE).	55
Figura 3.16 - Modelagem das Molas.	56
Figura 4.1 – Resultado do teste de convergência de malha (Fx).	57
Figura 4.2 - Resultado do teste de convergência de malha (Fy).	58
Figura 4.3 - Resultado do teste de convergência de malha (Fz).	58
Figura 4.5 - Gráfico Q (kN) x Deslocamento (mm) entre os resultados do Ensaio estático x Modelo Ansys.....	61
Figura 4.6 - Gráfico Q (kN) x Z (m) de resultados dos modelos Tridimensional (Ansys) e bidimensional (Ftool).....	61
Figura 4.7 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 04).....	63
Figura 4.8 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 03).....	64
Figura 4.9 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 05).....	65
Figura 4.10 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 02).....	66
Figura 4.11 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 01).....	67
Figura 4.12 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 16).....	68
Figura 4.13 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 17).....	69
Figura 4.14 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 15).....	70
Figura 4.15 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 14).....	71
Figura 4.16 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x Mise (Combinação 13),.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal η_h (Fonte: Alonso, 2012).	38
Tabela 2.2 - Valores de Coeficiente de Poisson de acordo com Teixeira & Godoy (1996).	38
Tabela 3.1 - Valores calculados para deformação inicial dos tirantes.....	43
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas dos materiais.	44
Tabela 3.3 - Valores máximos de carga nas patolas durante operação.....	46
Tabela 3.4 - Esforços de amarração.	47
Tabela 3.5 - Combinações de carregamentos.....	48
Tabela 3.6 – Resultados de carregamento estático obtidos do ensaio PDA.....	49
Tabela 3.7 - SPT S5 (Dziekaniak, 2005).	51
Tabela 4.1 - Diferença de esforços normais para os diferentes espaçamentos de molas.	59
Tabela 4.2 - Comparação dos resultados de deslocamento de topo da estaca.....	60
Tabela 4.3 - Resultados de esforços axiais dos softwares Ansys e Ftool.....	62
Tabela 4.4 – Resultados Situação 01 - combinação 04.....	63
Tabela 4.5 - Resultados Situação 02 - combinação 03.....	64
Tabela 4.6 - Resultados Situação 03 - combinação 05.....	65
Tabela 4.7 - Resultados Situação 04 - combinação 02.....	66
Tabela 4.8 - Resultados Situação 05 - combinação 01.....	67
Tabela 4.9 - Resultados Situação 06 - combinação 16.....	68
Tabela 4.10 - Resultados Situação 07 - combinação 01.....	69
Tabela 4.11 - Resultados Situação 08 - combinação 15.....	70
Tabela 4.12 - Resultados Situação 09 - combinação 14.....	71
Tabela 4.13 - Resultados Situação 10 - combinação 13.....	72
Tabela 5.1 – Resumo das piores situações de cálculo.....	73

LISTA DE SÍMBOLOS

Algarismos Romanos Maiúsculos

A	Área da seção transversal [m ²].
E	Modulo de elasticidade do material [MPa]
E _{cs}	Módulo de deformação secante do concreto [MPa]
E _p	Modulo de elasticidade da estaca [MPa]
F _{Gi,k}	Valor característico das ações [kN]
F _{Q1,k}	Valor característico da ação variável principal para a combinação [kN]
F _{Qj,k}	Valor característico da ação variável secundária para a combinação [kN]
L ₀	Comprimento fictício [m]
L _e	Comprimento total da estaca equivalente [m]
L _s	comprimento enterrado até o engaste [m]
L _U	Comprimento desenterrado da estaca [m]
K _H	módulo de reação horizontal do solo [N/m ²].
I	Momento de inercia da seção transversal da estaca [m ⁴]
T	Força de protensão do tirante [kN]

Algarismos Romanos Minúsculos

f _{ck}	Resistencia característica do concreto [MPa]
k _h	Coefficiente de reação horizontal [N/m ² /m]
p	Tensão normal horizontal [N/m ²]
p'	Reação do solo [N/m]
y	Deslocamento horizontal [m]
z	Profundidade [m]

Símbolos Gregos

ΔZ	Comprimento de influência da rigidez da mola
Ψ _{0j}	Coefficiente de redução para as demais ações variáveis
α	Coefficiente de dilatação térmica [C ⁻¹]
ε	Deformação inicial do tirante [m]
ν	Módulo de Poisson do solo
η _h	Constante do coeficiente de reação horizontal [N/m ³]

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTAQ	Agência Nacional de Transportes Aquaviários
APDL	<i>Ansys Parametric Design Language</i>
BS	<i>British Standard</i>
ISE	Interação Solo-Estrutura
MC	Modelo Convencional
MEF	Método dos Elementos Finitos
MHC	<i>Mobile Harbour Crane</i>
MISE	Modelo Interação Solo-Estrutura
NBR	Norma Brasileira
PIANC	<i>Permanent International Association of Navigation Congresses</i>
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUPRG	Superintendência do Porto do Rio Grande
TECON	Terminal de Contêineres
UFC	<i>Unified Facilities Criteria</i>

1. INTRODUÇÃO

Portos desempenham a função de interatividade entre os meios de transporte terrestre com o transporte aquaviário, transformando em um dos principais modais logísticos existentes para economia de um país. Segundo Alfredini e Arasaki (2009) o conceito atual de porto está ligado as condições de abrigo que o mesmo irá oferecer as embarcações contra ações da natureza, visando a redução dos movimentos da embarcação com intuito de garantir a redução dos movimentos da embarcação durante a operação portuária. Está ligado também a profundidade e acessibilidade: a lâmina d'água deve ser compatível com as dimensões da embarcação-tipo no canal de acesso, bacias portuárias e berços de atracação. E por último está ligado a parte terrestre, tanto aos acessos quanto a área de retroporto, no qual serão feitas as trocas de modais marítimos para terrestre e armazenadas as cargas no terminal portuário.

Os portos podem ser classificados quanto a sua localização como exteriores, que se situam diretamente na costa, ou interiores, que se localizam-se em estuários, lagunas ou no interior de deltas, ou então portos ao largo, que são os localizados ao largo da zona de arrebentação, distantes da costa. A carga movimentada e o tipo de equipamento utilizado são definidos perante o tipo de terminal portuário, estes podem ser de carga geral, que em princípio podem movimentar qualquer tipo de carga, como por exemplo sacarias, barris, veículos, contêineres e etc. Terminais especializados, movimentam predominantemente determinado tipo de carga, como por exemplo, contêineres, granéis (líquidos ou sólidos).

O transporte aquaviário é essencial e utilizado para importação e exportação de mercadoria, pois possui grande capacidade de carga e baixo custo de transporte para grandes distâncias além da facilidade de ligação com outros intermodais (rodoviário, ferroviário e aeroviário). O setor portuário desempenha um papel estratégico na situação econômica brasileira, pois constitui-se atualmente como um dos principais gargalos do comércio internacional no Brasil. O aumento na movimentação de importação e exportação de cargas fortalece o mercado nacional e gera uma grande quantidade de empregos. Apesar do país possuir uma larga costa com milhares de quilômetros de extensão e uma vasta rede de hidrovias, ainda não explora este bem adequadamente.

Rio Grande, está entre uma das cidades com maior poder econômico do estado do Rio Grande do Sul, no qual foi construindo sua riqueza ao longo dos anos devido ao setor industrial da cidade, principalmente devido ao seu porto, que está entre principais portos do país, encontra-se em 4º lugar no ranking dos Portos Organizados da Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ). O Porto Novo do Rio Grande foi inaugurado no ano de 1915, pertence à União, mas sua administração foi outorgada em 1997, para o Estado do Rio Grande do Sul que a efetua através da Superintendência

do Porto do Rio Grande (SUPRG).

O porto organizado de Rio Grande está dividido em 4 zonas: Porto Velho, Porto Novo, Superporto e São José do Norte. Cada uma destas 4 zonas do porto organizado possui sua determinada área de atividades. No presente trabalho iremos analisar a estrutura do Cais Público do Porto Novo no qual tem sua área destinada as atividades de Turismo, Militar, Carga Geral, “*Roll-on/Roll-off*”, Granéis, Fertilizantes e Contêineres. Seu cais possui um total de 1.952m de comprimento contando com 11 berços de atracação. O Porto Novo passou por duas etapas de modernização de parte de sua estrutura e calado dos berços de atracação, a primeira foi finalizada em 2004 sendo ampliados 450m de cais. Em 2017 foi concluída a segunda etapa, onde foram entregues 1.125m de cais (Figura 1.1) permitindo o aumento dos navios e equipamentos utilizados para as operações de carga e descarga de materiais no porto.

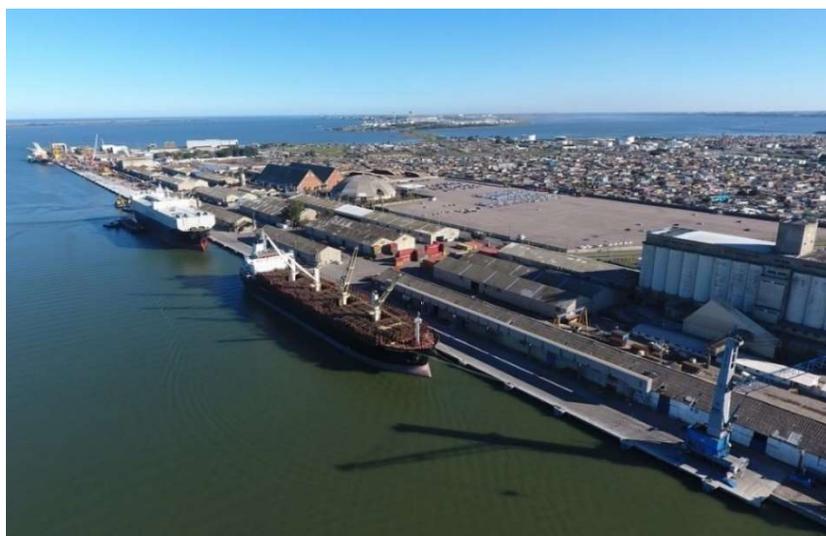


Figura 1.1 – Segunda Etapa da obra de modernização do cais público do Porto Novo do Porto do Rio Grande concluída, 2017 - Rio Grande/RS (Fonte: próprio autor).

As estruturas de cais geralmente são obras robustas, de grande porte projetadas para resistir aos grandes esforços que são submetidas no dia a dia de uma operação portuária. Deste modo, a utilização de métodos numéricos complexos, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos (MEF) e também de ferramentas computacionais para o cálculo árduo destas estruturas, por exemplo, o software de elementos finitos Ansys são necessários para uma rigorosa análise estrutural. No MEF o domínio de integração é subdividido em uma série de regiões (elementos finitos) que estão interconectadas através de um número de pontos nodais. Quanto maior o número de nós que se define na estrutura, maior a precisão obtida (Marinho, 2002).

As estruturas de fundações profundas, constituídas por estacas ou tubulões, quando utilizadas

em estruturas offshore são submetidas a significativas cargas horizontais, que se comportam de modo bastante interativo com o maciço de solo. Devido a esta forte interação, quando as ações sobre as estruturas induzem a deslocamentos horizontais e recalques verticais no maciço de solo, se torna importante o estudo da interação solo-estrutura (Wegmann, 2018).

1.1. Motivação e Justificativa

O setor portuário é um dos campos que está em constante e acelerado crescimento, surgindo navios de maiores dimensões e com maior capacidade de carga, equipamentos portuários mais robustos e com maior eficiência de carregamento e descarregamento dos navios. Devido a esse crescimento, se faz necessário também a modernização de terminais existentes, assim como a construção de novos portos para conseguir atender alta demanda de cargas nos terminais portuários. Segundo o anuário 2017 da ANTAQ o Brasil movimentou 1,086 bilhão de toneladas de mercadorias, um crescimento de 8,3% em relação a 2016. Sendo 64% da mercadoria granéis sólidos, 21% granéis líquidos, 10% contêineres e 5% Carga Geral solta. O Porto do Rio Grande possui forte atuação na região sul do Brasil, fazendo parte do grupo dos mais importantes portos para o desenvolvimento do comércio internacional brasileiro.

O Porto Novo, teve um crescimento de mais de 4% na movimentação, ultrapassando 35,9 milhões de toneladas entre janeiro e outubro de 2018, de acordo com o portal do Governo do Estado do Rio Grande do Sul. O cais público do Porto Novo, em 2017 teve a segunda etapa de sua modernização concluída com ela a liberação de 1.125m de cais para operação, tornando primordial o estudo do comportamento da estrutura de uma obra de grande importância econômica como a do cais do Porto Novo.

Por consequência, poder contribuir para a pequena bibliografia em português existente atualmente, pois grande parte da bibliografia é de idioma estrangeiro. Além disso, desde 4 de maio de 2015 o Brasil não possui uma normatização própria, pois a NBR 9782:1987 que trata de ação a estruturas portuárias, marítimas ou fluviais foi cancelada e se encontrava totalmente desatualizada para o cenário portuário atual.

A realização de análises de interação solo-estrutura em estruturas portuárias é de grande importância, devido aos elevados carregamentos que a estrutura é submetida durante sua vida útil transferindo para o terreno em que está situada e pela importância econômica da obra. Segundo o item 5.5 da NBR 6122 (2019), o estudo de interação solo-estrutura, torna-se obrigatório no caso de estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, como, por exemplo, a norma cita os projetos de silos e reservatórios. Devido a isso criou-se a

motivação para o desenvolvimento deste trabalho

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho será realizar uma análise de interação solo-estrutura utilizando como modelo estrutural a segunda etapa de modernização do Cais Público do Porto Novo do Porto do Rio Grande, simulando as diferentes combinações de ações que atuam durante uma operação portuária, salientando a combinação que gera a mais desfavorável condição para a infraestrutura do cais.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Analisar e comparar os esforços nas fundações da estrutura portuária considerando o modelo convencional de cálculo e o de interação solo estrutura;
- b) Desenvolver um modelo computacional da estrutura escolhida no software Ansys;
- c) Estudar sobre a estrutura do cais do porto novo, tipos de equipamentos utilizados e a sua interação com a estrutura propriamente dita com intuito de determinar os esforços por eles induzidos;
- d) Com este trabalho, pretende-se contribuir com o conhecimento estruturas portuárias dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, além disso, também poderá servir como modelo para futuros trabalhos na área e contribuir com a pequena bibliografia existente.

1.3. Estado da Arte

Estudos sobre estruturas portuárias que abordam interação solo-estrutura e ações as quais estão submetidas ainda são pouco difundidos no Brasil e grande parte dos trabalhos realizados são estrangeiros. A seguir serão apresentados trabalhos que estão sendo produzidos atualmente por pesquisadores da área de estruturas portuárias pelo mundo.

Immich et. al. (2006) realizaram um trabalho com o objetivo de apresentar um comparativo estrutural entre duas análises de uma edificação, através de um modelo computacional, levando em consideração a ISE. Os autores utilizaram o software Eberick® para criação do modelo computacional. A análise dos resultados possibilitou demonstrar a importância da consideração dos efeitos da ISE uma vez que ao incluí-los torna a análise estrutural mais próxima a realidade. Alguns resultados retrataram a movimentação das tensões e das cargas, como o ocorrido nas reações aplicadas nas fundações onde alguns elementos tiveram um aumento de 59% no carregamento, enquanto outros

apresentaram redução de até 30%.

Henaó e Pardo (2015) realizaram um trabalho implementando equações de estabilidade elástica para estruturas idealizadas de cais e píers suportados por estacas. Os autores realizaram um estudo paramétrico avaliando a variação do índice de rigidez lateral da estaca com o índice de carga axial, o índice de rigidez lateral do solo e o índice de comprimento livre. Além disso, foram apresentadas equações utilizando os índices mencionados anteriormente para estimar a menor carga de flambagem das estacas. Além disso, foi utilizado três exemplos usuais de estruturas portuárias em diferentes tipos solos para executar uma validação e comparação entre a formulação proposta no estudo com um modelo de elementos finitos realizado no software SAP2000. Os autores observaram que a carga axial de flambagem da estaca mais próxima a terra, como esperado, era significativamente maior do que a de uma estaca mais afastada de terra em solo duro. No entanto, para um solo mole, as cargas axiais de flambagem de ambas as estacas próximas ou as mais afastadas de terra estavam muito próximas umas das outras.

Viegas et. al. (2015) realizaram um trabalho que teve o objetivo de verificar e calibrar um modelo estrutural que teve como finalidade principal desenvolver a distribuição correta e necessária de cargas através de um cais de contêineres. Foi escolhido um modelo baseado o berço 1 de ampliação do cais do TECON-RS (Rio Grande, RS) sendo desenvolvido um modelo tridimensional executado no software de elementos finitos Ansys. Foram utilizados três métodos analíticos para distribuição de esforços e comparação dos resultados: pórtico simples bidimensional (Ftool), método de Nökkentteved (Ftool) e modelo tridimensional de grelhas e pórtico espacial (TQS). O modelo desenvolvido apresentou distribuição coerente de cargas, tanto vertical quanto horizontal, considerando-se o mesmo calibrado e apto a receber as diferentes combinações de esforços gerados sobre um cais de contêineres.

Su et. al. (2017) utilizaram a estrutura do cais do terminal de contêineres de Los Angeles para realizar uma análise tridimensional de performance sísmica, onde foi utilizado para modelagem da estrutura o software de elementos finitos OpenSees que permite desenvolver aplicações para simular o desempenho de sistemas estruturais e geotécnicos sujeitos a cargas estáticas e sísmicas. Foram explorados os momentos, forças de cisalhamento e de compressão axial resultantes da deformação do solo induzida pelos esforços sísmicos. Em particular, foi mostrado que a resposta das estacas, todas rigidamente conectadas ao longo da plataforma do cais e embutidas no declive do solo, foram substancialmente ditadas pelos mecanismos resultantes de deformação do solo. Independentemente do vão livre de cada estaca acima do declive do solo, o padrão e a magnitude da deformação lateral foram bastante semelhantes em todas as linhas.

Xie et. al. (2017) realizaram um estudo analisando o comportamento de estruturas de cais de estacas longas inclinadas submetidas a carregamentos horizontais, utilizando o software de elementos finitos Ansys para modelagem computacional. Para este trabalho o autor desenvolveu um modelo utilizando uma linha de estacas que apoiam uma seção de viga “T” invertida, onde a carga horizontal é assumida como sendo uma carga concentrada estática e é aplicada ao eixo central do feixe de uma só vez para cada caso de carregamento. Foram modelados 3 layouts usuais de estruturas de cais, um só com as estacas a prumo, ou seja, sem nenhuma estaca inclinada, o segundo utilizando estacas a prumo e um par de estacas inclinadas, e o terceiro com estacas a prumo e dois pares de estacas inclinadas. Também neste trabalho, realizou-se uma verificação do comportamento de uma única estaca inclinada para comparação e analisar a relação entre o deslocamento no topo com a inclinação da estaca. Os autores realizaram também um teste experimental com a estrutura de um cais localizado no Rio Yangtze onde foram instalados inclinômetros nas estacas para medição do deslocamento das estacas durante os esforços de atracação do navio causados no cais. A partir deste teste foi realizada uma comparação dos resultados do estudo de simulação numérica, da fórmula teórica e dos dados experimentais. Para uma única estaca inclinada, obteve-se que a relação entre o deslocamento horizontal do topo da estaca e a inclinação da estaca apresenta um comportamento quase linear, e os valores do modelo teórico são bastante semelhantes com os obtidos do modelo numérico. Através da comparação dos resultados da simulação, testes de atracação com a fórmula teórica, a equação obtida para cálculo do deslocamento no topo da estaca mostrou-se razoavelmente precisa quando a amplitude da carga é menor que 450kN.

Comin e Souza (2017) apresentaram um estudo sobre métodos de cálculo dos esforços devido à amarração e atracação de embarcações de projeto a serem consideradas no dimensionamento e análise de estruturas portuárias. Os autores realizaram uma investigação sobre o dimensionamento de estruturas portuárias utilizando um conjunto de normas técnicas e bibliografias nacionais e internacionais. Posteriormente realizou-se uma análise comparativa entre os resultados dos esforços obtidos com cada método de cálculo em um estudo de caso de uma estrutura, com uma linha de 6 dolphins, sendo que 4 deles desempenham a função de amarração e atracação simultaneamente e 2 com a função apenas de amarração. Para os valores dos esforços de amarração o método da NBR 9782 (1987) e o apresentado por Mason (1981), foram bastante semelhantes e superiores as outras metodologias estudadas, sendo o método da BS 6349-4 (2014) o que obteve os menores valores para amarração. Para os esforços de atracação a metodologia proposta pelas normas europeias resultam em valores significativamente superior aos métodos brasileiros, sendo o da NBR 9782 (1987) o menor valor esforço de atracação.

Ramos et. al. (2017) realizaram um trabalho que teve como objetivo desenvolver uma análise probabilística dos esforços nas estacas em dolphins de amarração e atracação, considerando o efeito de variabilidade dos esforços externos para obtenção das reações das estacas das estruturas. Foram analisados os dolphins previstos para o Cais Norte do Estaleiro Rio Grande, sendo um de amarração e dois de atracação. Para isso foi realizada uma modelagem computacional no software de elementos finitos Ansys onde empregou-se o método de Monte Carlo e Latin Hypercube para análise probabilística. Para os Dolphins de amarração e atracação as chances de que as estacas sejam submetidas a esforços maiores do que os valores de projeto são de 1,39% e 5,26%, respectivamente. Deste modo, conclui-se que o dimensionamento de uma estrutura como a analisada neste trabalho, sem considerar a variabilidade das cargas atuantes, mostra-se suficiente para garantir a estabilidade e segurança da estrutura.

Ribeiro (2017), realizou um trabalho que consiste na análise probabilística das cargas axiais das estacas de um cais de contêineres de paramento aberto, onde o proposto estudo parte de um modelo de cais de contêineres já existente busca avaliar principalmente as solicitações máximas por estaca e sua distribuição de probabilidade. Para análise probabilística foi utilizada o método de Monte Carlo, com uma amostragem por Hipercubo Latino, ambos com o auxílio do software de elementos finitos Ansys. Este estudo mostrou que a análise dos resultados individuais das estacas levou a uma aproximação mais fiel e detalhada do comportamento da estrutura no que diz respeito à distribuição de probabilidade dos esforços axiais.

Finato (2018), propôs um estudo comparativo do esforço de atracação segundo diversas normas regulamentadoras mundiais, utilizando para o estudo de caso o Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande – TECON, no qual o autor separou em duas etapas. A primeira consistiu na aplicação do método de Monte Carlo para todas as normativas com intuito a obter a energia de atracação de cálculo, analisando por meio de parâmetros estatísticos os resultados. A segunda consistiu na verificação da confiabilidade das normativas perante os valores de projetos calculados, analisando a probabilidade em que valores calculados sejam excedidos. O resultados que o autor alcançou demonstraram que uma variação muito pequena perante as normas estudadas, onde na análise das energias obtidas a menor confiabilidade, obtida pelo método de Monte Carlo, foi a NBR 9782:1987, no qual possui uma probabilidade de falha maior que as demais. A de menor probabilidade de falha foi a norma Alemã.

Wegmann (2018) apresentou um estudo que teve como objetivo analisar a influência da interação solo-estrutura nos elementos das fundações de um dolfim de amarração e atracação. Para estudo de caso, foi utilizado o projeto de três dolphins previstos para o Cais Norte do Estaleiro Rio

Grande da cidade do Rio Grande/RS. Os resultados do modelo que considera a interação solo-estrutura foram comparados com os resultados de modelos convencionais de projeto e também com os resultados da memória de cálculo da estrutura. A autora pode concluir que a partir dos resultados obtidos, de forma geral, os esforços axiais nas estacas mais solicitadas reduziram quando considerada a interação solo-estrutura, sendo que para alguns tipos de carregamentos essa variação foi mais significativa do que para outros. A metodologia convencional de projeto para o tipo de estrutura analisada nesse trabalho fornece resultados maiores, ficando a favor da segurança. Por outro lado, a consideração da interação solo-estrutura apresentou uma redução das solicitações nos elementos mais carregados da fundação, o que pode trazer vantagens econômicas ao projeto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada uma revisão da bibliografia expondo conceitos, principais métodos utilizados no desenvolvimento da dissertação.

2.1. Estruturas Portuárias

O conceito de porto pode ser definido simplificadaamente como uma área de proteção onde os navios podem ser carregados, descarregados, reabastecidos ou reparados. Do mesmo modo, pode-se dizer que porto é o local onde as cargas são armazenadas e preservadas temporariamente em armazéns ou em pátios de estocagem, para futuramente carregados para os navios ou por equipamentos de transporte em terra (Tsinker, 2014). São exemplos de cargas movimentadas em portos; celulose, fertilizantes, sacarias ou ao ar livre, como contêineres, toras de madeira e veículos. Ao implantar-se uma obra portuária Mason (1981) coloca que a mesma deverá inserir-se num determinado meio e cumprir uma determinada função, o meio de implantação da obra caracteriza-se pelas condições do ambiente no qual é construída (condições de mar, terreno, regime de ondas, ventos e outras condições climáticas). Sua função é definida pelo objetivo que ela terá, em termos de carga e descarga dos navios ou do transporte das cargas na região do retroporto.

De modo geral, pode-se classificar as estruturas portuárias quanto ao local onde a mesma foi construída, tipo de concepção estrutural que será escolhida para a obra, ao tipo de carga movimentada e também os equipamentos escolhidos para realização das operações portuárias propriamente ditas. Alfredini e Arasaki (2014) classificam quanto ao local de instalação das obras como em terra, em mar ou uma mistura dos tipos de locais.

- **Portos exteriores:** situam-se diretamente na costa, podem ser do tipo salientes a costa (ganhos à água), quando são implantados aterros que avançam sobre o mar, ou encravadas em terra (ganhos à terra), quando são compostos por escavações píeres, canais e bacias;
- **Portos interiores:** estes podem ser estuarinos, lagunares ou no interior de deltas;
- **Portos ao largo:** são os portos localizados ao largo da zona de arrebentação, distantes da costa, podendo ou não ser providos de obra de abrigo.

Em relação a concepção estrutural escolhida Alfredini e Arasaki (2009) classificam em estruturas contínuas ou em estruturas discretas. As obras de estruturas contínuas, o acesso, equipamentos de suporte, atracação (absorção de choques das embarcações) e amarrações dos navios estão integradas a plataforma principal. Estes tipos de obras correspondem a cais corridos com uma frente acostável, utilizam, geralmente, equipamentos de movimentação de carga deslizantes, que se

deslocam ao longo da plataforma do cais. As plataformas podem ser de dois tipos, cais de paramento fechado ou de face vertical ou cais de paramento aberto. As estruturas de paramento fechado possuem uma cortina frontal que contém o terrapleno no tardo, podendo ter solução estrutural de cais com plataforma de alívio, já que a plataforma alivia a cortina dos empuxos, ou não. São alguns exemplos de cais de paramento fechado:

- **Cais de gravidade:** têm como princípio estático o uso de estruturas pesadas. Pode ser construído através de uma muralha de blocos que possui como vantagem a sua alta durabilidade e a simplicidade de construção, mas exigem boas condições de fundações, podendo ser necessária a remoção de solos fracos por material com maior resistência, além disso atualmente consiste em uma metodologia antieconômica. Outro tipo de cais de gravidade é a muralha de caixões de concreto, onde pode-se ser considerada como o caso extremo da muralha de blocos, pois esta estrutura funciona como um bloco único, caixão de concreto preenchido com areia. A Figura 2.1 mostra exemplo de cais de gravidade.

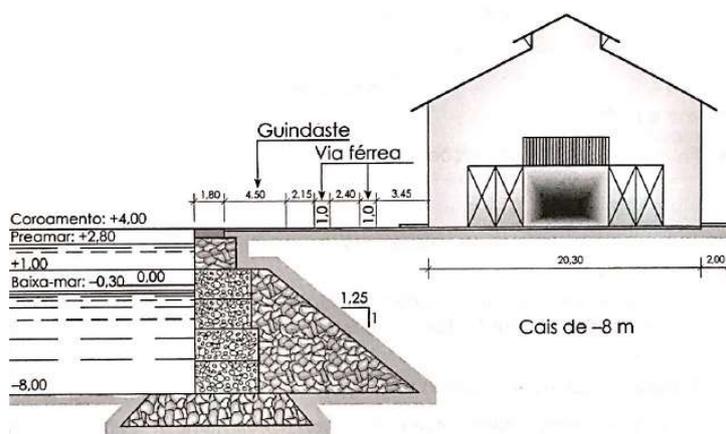


Figura 2.1 - Exemplo de cais de gravidade (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).

- **Cais em cortinas de estacas pranchas:** se constituem em estruturas leves, estes podem ser de estacas pranchas tradicionais, como mostrado na Figura 2.2a, onde geralmente é uma solução de menor custo, se comparado a outras metodologias. Neste tipo de obra são utilizados tirantes para ancoragem da cortina de estacas pranchas e como a estrutura é uma estrutura flexível eventuais acomodações do terreno são absorvidas pela estrutura, porém pode não ser aceitável para os equipamentos de movimentação de cargas e outras estruturas. Cortina de estacas-prancha com plataforma de alívio Figura 2.2b é mais um exemplo, de cais em cortinas de estacas prancha. Este tipo de obra uma alternativa ao processo tradicional para solos fracos com empuxos ativos e acomodações inaceitáveis e cargas elevadas sobre a plataforma de operações;

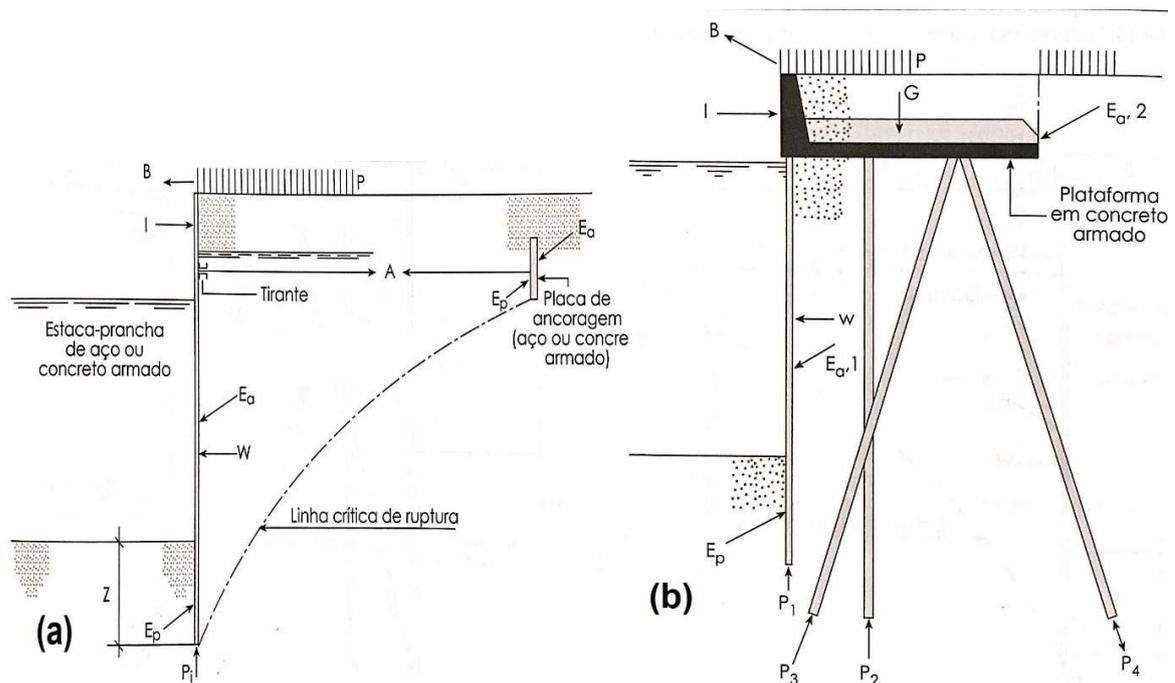


Figura 2.2 - (a) Cais de cortinas de estacas pranchas, (b) cais de cortinas de estacas pranchas com plataforma de alívio (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).

- **Cais de paramento aberto:** os cais em paramento aberto são estruturas leves, em relação aos cais de gravidade, em que os carregamentos horizontais e verticais são absorvidos por um conjunto de estacas verticais ou inclinadas, tirantes e pelo terrapleno. É um dos tipos de estruturas portuárias que são mais utilizadas, com talude de enrocamento com declividade mais íngreme possível, podendo haver ou não uma cortina frontal para atracações. A Figura 2.3, mostra um exemplo de cais de paramento aberto.

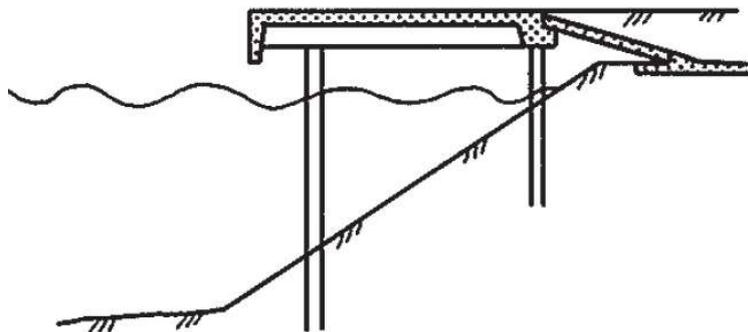


Figura 2.3 - Exemplo de cais de paramento aberto (Fonte: Thoresen, 2014).

As obras estaqueadas em estruturas discretas exercem funções específicas de acostagem: acesso, suporte de equipamentos, atracação e amarração. Este tipo de concepção estrutural é frequente em grandes terminais de minérios e terminais de granéis líquidos. A Figura 2.4, exemplifica uma estrutura acostável discreta.

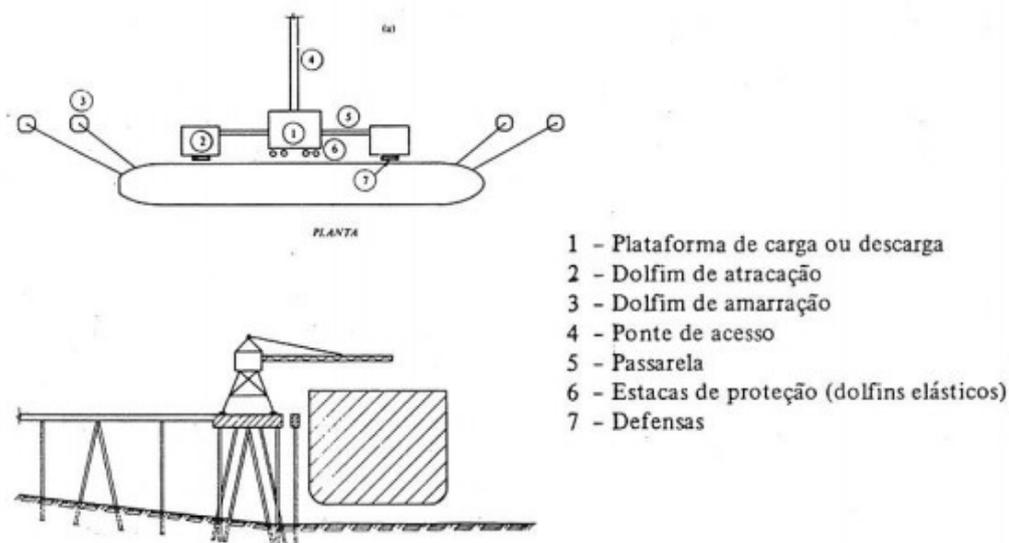


Figura 2.4 - Exemplo de cais estaqueado em estruturas discretas (Fonte: Mason, 1981).

De acordo com a sua principal função, Tsinker (2014) classifica os portos como comerciais (carga geral ou especializados), militares ou bases navais, portos de pesqueiros, portos de pequenas embarcações (marinas) e portos de refúgio. Portos comerciais fornecem todo tipo de serviço necessário para operações dos navios de carga comerciais, movimentação e transporte dos materiais que passam pelo porto. Podem também ser multifunção, lidando com diferentes tipos de carga, desde carga geral (sacarias, fardos, caixas, bobinas, e etc.), granéis líquidos ou sólidos, podendo incluir também terminais para tráfego de passageiros e a navios de turismo. Os portos comerciais também podem ser altamente especializados em movimentação de apenas um tipo de carga, como por exemplo, granéis sólidos (carvão, ferro, minério e etc.) ou contêineres. Estaleiros são exemplos de portos comerciais que fornecem reparos para embarcações e serviços de manutenção de equipamentos.

Portos militares ou bases navais são utilizados na maioria dos casos exclusivamente para servir a uma frota de navios militares. Normalmente são portos autossuficientes e possuem todos os tipos de instalações de suprimentos, reparo e manutenção de navios. Portos pesqueiros são especializados em receber diferentes tipos de navios de pesca comercial, como, por exemplo, as traineiras e outros tipos de barcos pesqueiros. Este tipo de porto pode ser relativamente pequeno, providos com fornecimento de combustível, água e suprimentos alimentares, assim como equipamentos para manusear os carregamentos de peixes. Do mesmo modo, que podem ser de grande porte com câmaras frigoríficas, fabricação de gelo e equipamentos para processamento dos pescados.

As marinas ou portos de pequenas embarcações servem para abrigar embarcações de recreio

locais ou viajantes, proveem berços de atracação, suprimentos, combustível, algumas também fornecem serviços de manutenção para este tipo de embarcação. Portos de refúgio, por definição, são portos construídos com a intenção de fornecer área abrigada para embarcações capturadas por uma súbita forte tempestade. Basicamente, qualquer porto abrigado pode servir como porto de refúgio.

2.2. Ações em Estruturas Portuárias e Equipamentos

Segundo Comin e Souza (2017) para um projeto de uma estrutura portuária se faz necessário o conhecimento de uma grande quantidade de informações para a concepção de uma solução que tenha capacidade de atender às demandas de movimentação de carga para a qual a estrutura será projetada com eficiência, viabilidade técnica e econômica. Thoresen (2014), classifica as ações oriundas do lado marítimo, ações provenientes do lado de terra e ações do próprio cais, como as três principais ações atuantes em estruturas portuárias.

2.2.1. Ações Provindas do Lado Marítimo

As ações provenientes do lado marítimo, pode-se dizer que são os esforços horizontais devidos principalmente à atracação e amarração das embarcações. Para conhecimento destas ações deve-se primordialmente conhecer algumas características básicas do navio de projeto Figura 2.5, como por exemplo, o comprimento total, largura da boca, altura total do casco do navio conhecida como pontal, o calado, o peso do volume de água deslocado pelo navio carregado é chamado de deslocamento.

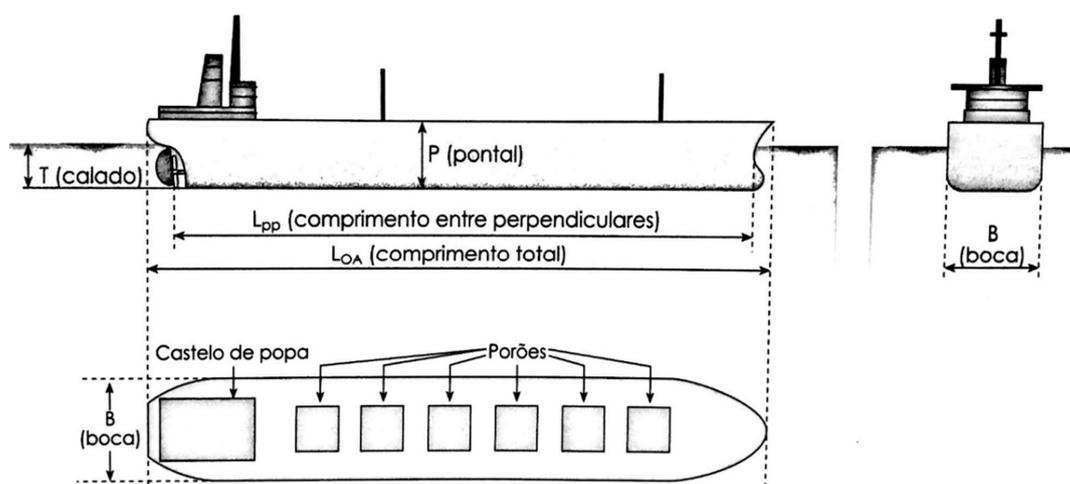


Figura 2.5 - Principais dimensões de um navio (Fonte: Alfredini e Arasaki, 2009).

A ação de atracação são os esforços causados pelos navios durante a acostagem. A atracação é a manobra onde os navios são projetados (por auxílio de rebocadores) ou se projetam (através do

uso de equipamento próprio, chamado de *Bow Thruster*) em direção à estrutura do cais, estabilizando-se seus movimentos no berço de atracação, permitindo assim a passagem dos cabos de amarração em segurança. Segundo Mason (1981), o efeito de atracação é baseado na transmissão de energia cinética do impacto dos navios nas defensas, que a absorvem e a transmitem para a estrutura os esforços através de energia de deformação das defensas e das estruturas. A Figura 2.6 mostra um navio durante operação de atracação com auxílio de rebocadores. A Figura 2.7 apresenta um exemplo de defesa cilíndrica utilizada nos projetos de cais portuários.



Figura 2.6 - Navio durante manobra de atracação no cais do Porto Novo em Rio Grande/RS
(Fonte: Próprio Autor).



Figura 2.7 Exemplo de defesa portuária (Fonte: <https://www.trelleborg.com/>).

Os esforços de amarração atuam na estrutura após a atracação, quando o navio passa a permanecer amarrado à estrutura, onde permanece constantemente sujeito às ações dos ventos, ondas e correntes marítimas existentes no local. Os efeitos destas forças são transmitidos às estruturas pelas linhas de amarração que são fixadas em elementos conhecidos como cabeços ou em equipamentos chamados de ganchos de desengate rápido. Também é necessário o cuidado com grandes variações de maré, que podem fazer com que os navios exerçam nos cabeços de amarração forças adicionais em função dos movimentos verticais dos navios.

Durante o período em amarração, as condições ambientais podem variar de forma considerável, ora tendendo a empurrar as embarcações para longe dos cais, exigindo atuação dos cabeços ou ganchos, ora tendendo a empurrar as embarcações contra as estruturas, exigindo atuação das defensas de proteção. A Figura 2.8 mostra um navio amarrado a estrutura do cais através de cabos no cabeço de amarração.

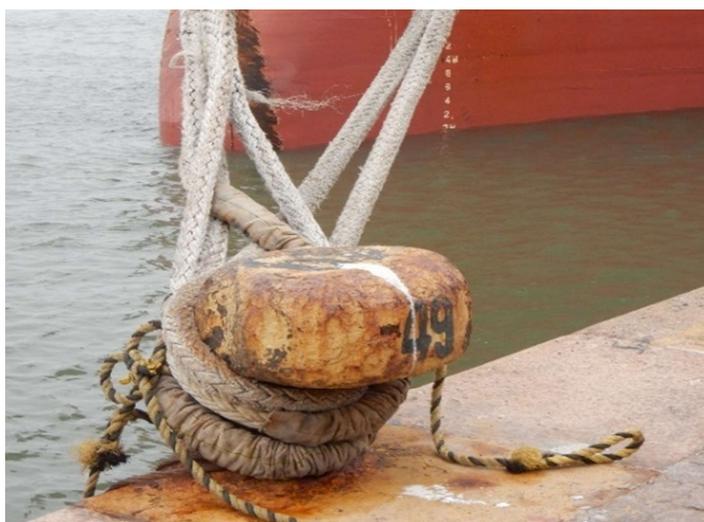


Figura 2.8 - Exemplo de um cabeço de amarração do cais do Porto Novo em Rio Grande/RS

(Fonte: Próprio Autor).

2.2.2. Ações Provenidas do Lado de Terra

As ações provenientes do lado de terra referem-se aos terrenos dispostos posteriormente às estruturas acostáveis. São as forças horizontais e verticais que os maciços de terra impõem na estrutura, bem como a poro-pressão exercida pela água existente nos maciços. Devem ser dimensionadas levando-se em conta as teorias aceitas de mecânica dos solos. A Figura 2.9 expõe um exemplo de forças provenientes do lado de terra.

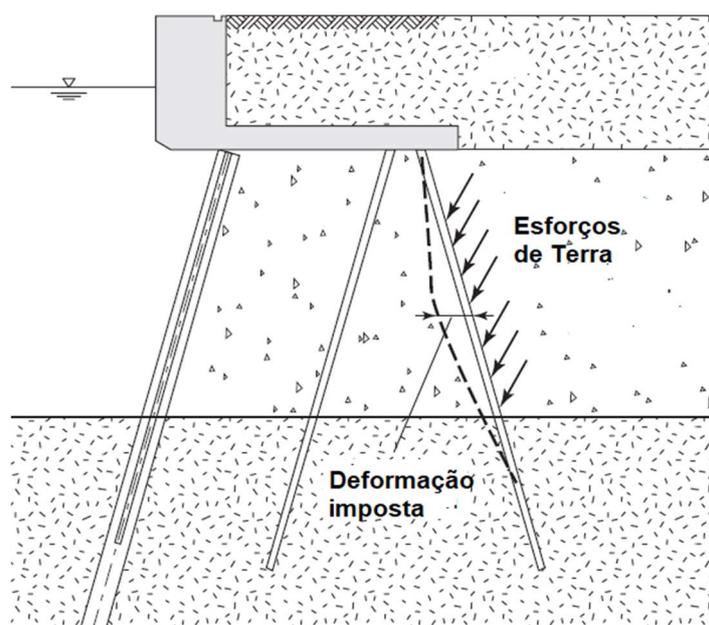


Figura 2.9 - Exemplo de esforços provenientes do lado de terra (Fonte: Thoresen, 2014).

2.3. Análise Estrutural e o Método dos Elementos Finitos

Na execução de uma análise estrutural para realização do dimensionamento de uma estrutura, se tem como objetivo atender a que o projeto tenha resistência às cargas aplicadas com apropriada rigidez. Ainda deve-se levar em conta durante a realização de um projeto outros fatores importantes como a segurança, durabilidade, estética e que seja uma obra economia. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma ferramenta amplamente utilizada em mecânica computacional e também é particularmente útil para uma grande parte de problemas encontrados na engenharia e ciência aplicada (Meireles, 2007).

No MEF os elementos da estrutura são subdivididas em uma série de regiões (elementos finitos) que estão interconectadas através de um número de pontos nodais, quanto maior for o número de nós que se define na estrutura, maior será a precisão obtida. Estes elementos possuem geometrias simplificadas, como por exemplo formas lineares quando da modelagem de estruturas reticuladas, ou triangulares e quadriláteros quando da modelagem de estruturas planas, entre outros. O produto dessa subdivisão é denominado malha de elementos finitos, e os parâmetros que representam a solução do problema são os valores dos deslocamentos e rotações nos nós da malha (Ramos, 2016).

Com a evolução da computação, nos dias hoje o mercado oferece um conjunto de *softwares* de cálculo estrutural, onde os mesmos utilizam como ferramenta matemática o método dos elementos finitos para resolução dos mais diversos problemas modelados. Neste trabalho, para a modelagem computacional da estrutura do cais do Porto Novo foi utilizado o *software* de elementos finitos Ansys,

em sua versão para estudantes 19.2, através de sua interface *Mechanical APDL*. Para análise estrutural o programa divide o procedimento de modelagem em três etapas, pré-processamento, processamento e pós-processamento.

- **Pré-processamento** – esta é a primeira etapa, onde é realizada a modelagem da estrutura, definição do elemento estrutural, das constantes características do elemento e do tipo de material e suas seções transversais. Nesta etapa, são definidos os tipos de carregamentos atuantes na estrutura e suas condições de contorno. Também na fase de pré-processamento efetua-se a numeração dos nós, barras e também a construção da malha que será utilizada para análise.

- **Processamento** – Nesta etapa é feita a resolução da análise estrutural do modelo propriamente dito, ou seja, são determinados os deslocamentos reações de apoio, deformações e tensões na estrutura.

- **Pós-processamento** – Realiza-se a apresentação dos resultados da análise, como deformações da estrutura, reações nodais, diagramas de esforços (normais, cortantes, fletores, etc.).

Na primeira etapa de modelagem, foram utilizados quatro tipos de elementos para estrutura do estudo em questão, estes são o elemento *BEAM189*, *SHELL281*, *LINK180* e *COMBIN14*.

BEAM189 é um elemento tridimensional de barras de três nós (I, J e K) como é mostrado na Figura 2.10. Com seis graus de liberdade em cada nó, translações nas direções x, y e z e rotações em torno dos eixos x, y e z. O elemento é adequado para aplicações lineares, de rotações grandes ou não lineares de grande tensão e baseia-se na teoria de vigas de Timoshenko.

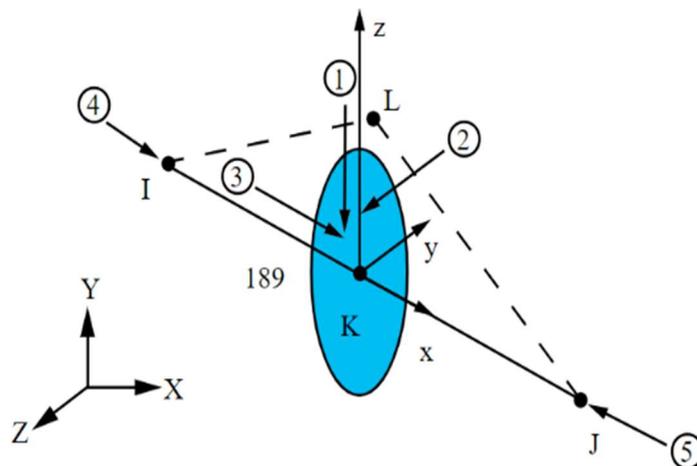


Figura 2.10 - Elemento de barras BEAM189 (Fonte Ansys Inc, 2009).

SHELL281 é um elemento de casca tridimensional é um elemento de 8 nós (I, J, K, L, M, N, O e P), com translações nas direções x, y e z e rotações em torno dos eixos x, y e z. representado na Figura 2.11. Adequa-se bem para estruturas de cascas finas a moderadamente espessas, para análises

lineares e não-lineares e também é possível utilizar o elemento aplicando carregamentos de pressões distribuídas.

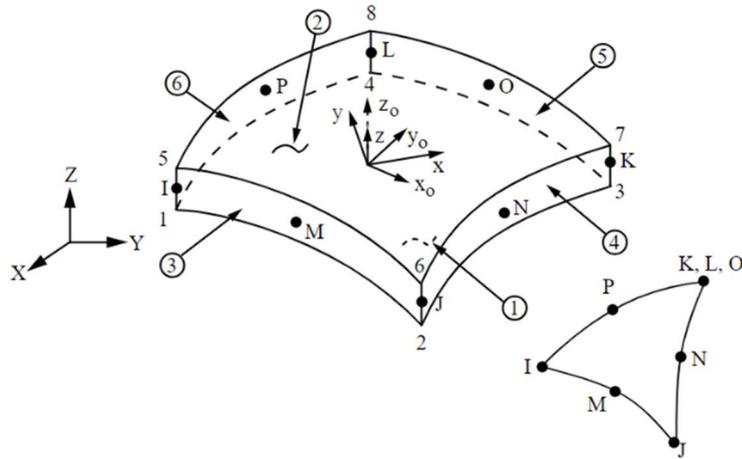


Figura 2.11 - Elemento de casca SHEL281 (Fonte Ansys Inc, 2009).

LINK180, ilustrado na Figura 2.12 é um elemento de ligação tridimensional que é útil em uma diversidade de aplicações de engenharia, pode ser aplicado para modelar treliças, cabos, ligações e molas. Define-se por dois nós (I e J), além disso é um elemento de compressão-tensão uniaxial com três graus de liberdade em cada nó: com translações nas direções nodais x, y e z. É possível a utilização das opções somente de tração e somente compressão.

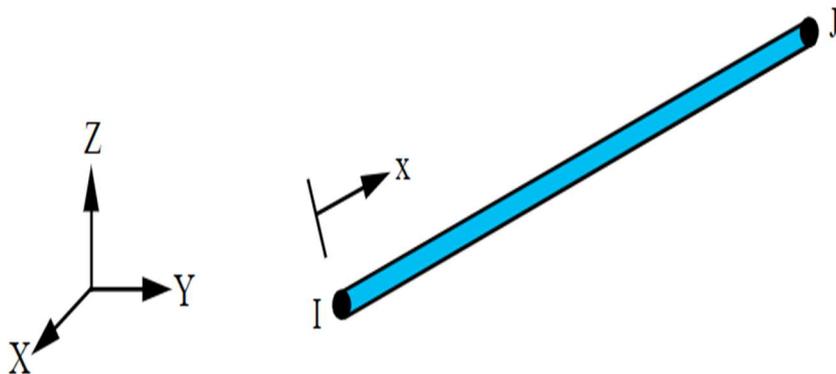


Figura 2.12 - Elemento de ligação LINK180 (Fonte Ansys Inc, 2009).

COMBIN14 possui capacidade de utilização para aplicações axiais e de torção, pode ser utilizado em modelos com até três dimensões. O elemento é definido por dois nós (I e J), como é mostrado na Figura 2.13. A mola tem o seu sentido de atuação na direção segundo a qual os nós se encontram alinhados, e também para o elemento é possível adicionar um coeficiente de massa, para

proposto estudo o coeficiente de massa foi utilizado por não ser o interesse da análise.

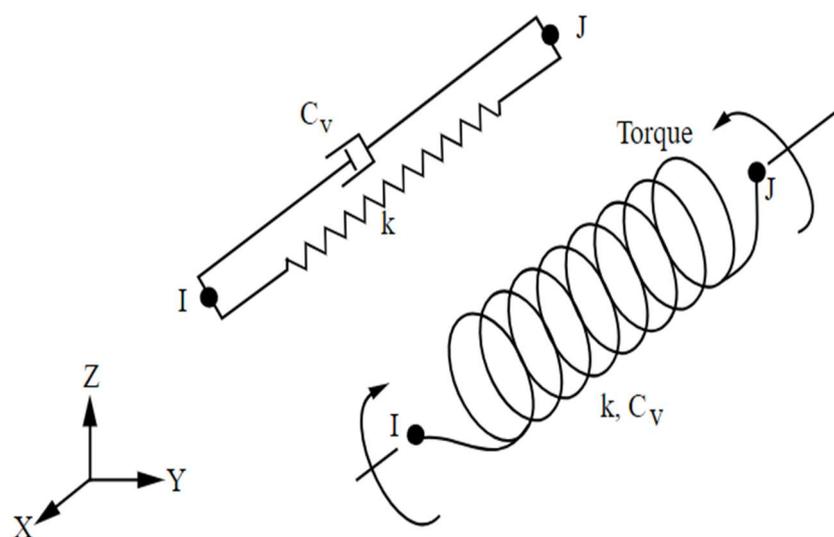


Figura 2.13 - Elemento de mola COMBIN14 (Fonte Ansys Inc, 2009)

2.3.1. Ações Provindas da Própria Estrutura

Quando tratamos sobre as ações provenientes do próprio cais podem ser divididas em horizontais e verticais. Segundo Ramos (2016) ações as horizontais consistem nos esforços oriundos da movimentação horizontal de guindastes, caminhões, empilhadeira, entre outros equipamentos, das variações de temperatura, que em certas localidades pode chegar atingir valores elevados, e dos ventos incidentes diretamente sobre a estrutura.

- **Peso Próprio** – o peso próprio refere-se sobre o peso da estrutura propriamente dita como, vigas, lajes, estacas e outros ele a compõe, e outras estruturas e equipamentos permanentes existentes, como por exemplo: cabeços, defensas;

- **Sobrecarga acidental** – A sobrecarga acidental refere-se a carregamentos verticais uniformemente distribuídos das ações de natureza não definida que podem ocorrer durante a vida útil da obra. Valores de sobrecarga acidental para obras portuárias podem ser obtidos da norma brasileira NBR 9782, onde ela encontra-se atualmente cancelada, mas apresenta valores válidos para estes efeitos e no presente momento não está disponível na literatura brasileira uma norma que contenha valores para este tipo de carregamento;

Equipamentos – Os equipamentos portuários que serão utilizados devem ser pré-definidos em projeto e podem ou não diferir dependente do tipo de operação que será realizado no terminal portuário. Os equipamentos portuários mais comuns são os guindastes sobre trilhos ou móveis sob

pneus, *Reach Stackers* e empilhadeiras. A Figura 2.14, apresenta alguns tipos de equipamentos utilizados em operações portuárias.



Figura 2.14 - (a) Exemplos de guindastes portuários, (b) Reach Stakers (Fontes: Catálogo da Liebherr e Catálogo Terex).

Segundo Tsinker (2014), guindastes móveis sob pneus transmitem suas cargas através de estruturas chamadas de “patolas” para a plataforma do cais, e suas rodas dos eixos móveis não são usadas para transmitir carga durante as operações de içamento. As patolas são normalmente dimensionadas de forma que a pressão da área de contato com a plataforma do cais seja de no máximo 400kN/m^2 .

A pressão pode ser reduzida pelo aumento da área de contato da patola. Os esforços gerados pelos equipamentos, geralmente, são fornecidos pelos seus fabricantes, devendo incluir as suas reações quando estão em repouso e em operação.

2.4. Interação Solo-Estrutura (ISE)

O comportamento do solo, principalmente no que diz respeito as propriedades tensão-deformação-tempo, influencia a interação solo-estrutura, e por isso, o assentamento de fundações de grande porte deve ser calculado com cuidado (Wegmann, 2018). Um ponto muito importante no projeto de fundação em estacas, é a reação do solo, como o perfil geotécnico irá se comportará com a ação do estaqueamento. Este problema de grande complexidade, pois depende de vários fatores, como natureza do solo, da magnitude do carregamento, do tipo de solicitação e das características da estaca propriamente dita.

Geralmente em um projeto estrutural, são indicadas as cargas máximas e mínimas calculadas pelo projetista, porém estas cargas não representam a redistribuição de esforços gerada pela interação

solo-estrutura e, portanto, não demonstram o comportamento da estrutura frente aos recalques nos apoios (Viegas, Real e Moura, 2015). Segundo Gusmão (1990), o desempenho da edificação é na realidade governado pela interação entre três partes, superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, em um sistema denominado interação solo-estrutura. O processo inicia-se na fase de construção e continua até que atinja um estado de equilíbrio, em que as tensões e as deformações, tanto da estrutura como dos maciços do solo, estão estabilizadas.

No caso de elementos estruturais admite-se que os apoios são indeslocáveis, com o cálculo das cargas na fundação e o dimensionamento dos elementos estruturais sendo feitos baseando-se nessa hipótese. Com relação aos projetos de fundações consideram-se as cargas da fundação obtidas a partir do projeto estrutural e as propriedades do terreno de fundação, considerando, na medição dos recalques, que cada elemento de fundação se desloca independente dos demais (Gusmão Filho, 1995). Neste tipo de procedimento desprezam-se os efeitos da interação solo-estrutura, provocados pela deformação do terreno pelos efeitos da fundação, conforme representado na Figura 2.15.

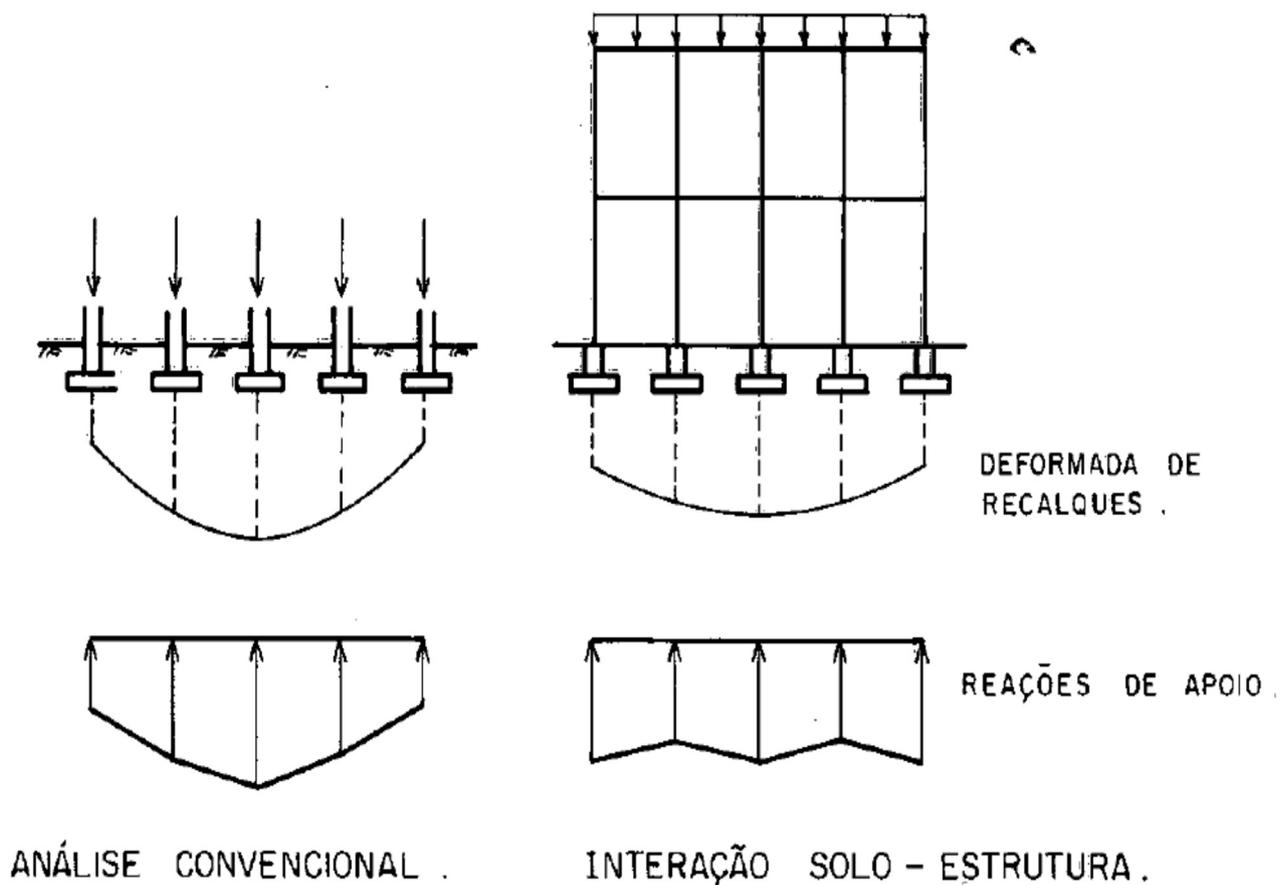


Figura 2.15 - Efeitos da consideração da interação solo-estrutura (Fonte: Gusmão, 1990).

O estudo da Interação Solo-Estrutura pode ser feito através de um método numérico, utilizando um programa de análise estrutural. O solo geralmente é representado por molas (apoios flexíveis) nos pontos que correspondem às fundações. Essas molas devem simular o solo, em termos de respostas mecânicas às ações provenientes da superestrutura (Christan, 2012).

2.4.1. Fundações Profundas

Conforme a NBR 6122:2019 o conceito de fundações profundas é: elementos que transmitem seu carregamento ao terreno pela sua base, chamada de resistência de ponta, por sua superfície lateral que é conhecida como resistência de fuste ou combinação das duas ações, e que esteja assentada em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo a 3m. Incluem-se neste grupo as estacas, os tubulões e os caixões. Na estrutura de estudo o tipo de fundação profunda utilizada foi por meio de estacas, estas que segundo Velloso e Lopes (2011) existem dois tipos de metodologias de projeto, o primeiro utiliza estacas inclinadas, para que elas trabalhem predominantemente sobre esforços axiais de compressão ou tração. Que em alguns casos, torna-se a solução mais adequada, pois os deslocamentos do bloco ficam muito reduzidos.

Todavia, o processo executivo de estacas inclinadas, especialmente em água, além de oferecer dificuldades, tem custos muito mais elevados, deste modo é imprescindível uma troca de informações entre projetista e executor para que se possa chegar em uma solução adequada. A segunda metodologia de projeto é absorver as cargas horizontais por flexão das estacas, projeta-se as mesmas com apenas posição vertical, submetidos a solicitações de flexo-compressão ou flexo-tração.

2.4.2. Métodos de Transferência de Carga

Em cais portuários é muito comum a utilização de estacas para transferência grandes carregamentos provenientes da superestrutura para a camada de solo resistente, e estas estacas estão geralmente submetidas não só apenas a esforços verticais, mas também a esforços horizontais, como por exemplo esforços de amarração e atracação dos navios. Para tornar-se possível a análises de ISE existem métodos conhecidos como modelos discretos, que representam o maciço de solo não como um elemento contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados.

Como exemplos de métodos discretos, pode-se citar, o método dos elementos finitos, que representa o elemento estrutural de fundação como um conjunto de barras ligadas, e os métodos baseados na hipótese de Winkler, o qual representa o solo como um conjunto de molas, assim como outros métodos que existem na literatura.

2.4.3. Modelo de Winkler

Segundo Wegmann (2018) uma forma simples de avaliação dos deslocamentos em estacas é considerando o princípio do modelo de Winkler (1867). O autor desenvolveu a teoria da flexão de uma viga assentada sobre base elástica pelo qual o deslocamento de um elemento carregado é independente da carga e do deslocamento dos elementos adjacentes, conforme Eq (2.1).

$$p = k_h y \quad (2.1)$$

Onde p é a tensão normal horizontal [N/m^2] atuando na frente da estaca, uma faixa igual ao diâmetro ou largura da estaca, k_h é o coeficiente de reação horizontal [$\text{N}/\text{m}^2/\text{m}$], y é o deslocamento horizontal [m] (no sentido do eixo y , considerando um plano y - z , onde z é a vertical).

O autor foi pioneiro na representação do solo como um sistema de molas lineares, independentes entre si, com pequenos espaçamentos entre elas, trabalhando no regime elástico. Para uma viga sob base elástica, a substituição do solo por molas independentes pode ser compreendida facilmente, mas o mesmo não acontece com uma estaca imersa ao solo. Segundo Velloso e Lopes (2011) qualquer que seja a forma da seção transversal, o solo resiste ao deslocamento horizontal da estaca por tensões normais contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes que atuam nas laterais, como ilustrado na Figura 2.16, quase não existe resistência na parte de trás da estaca.

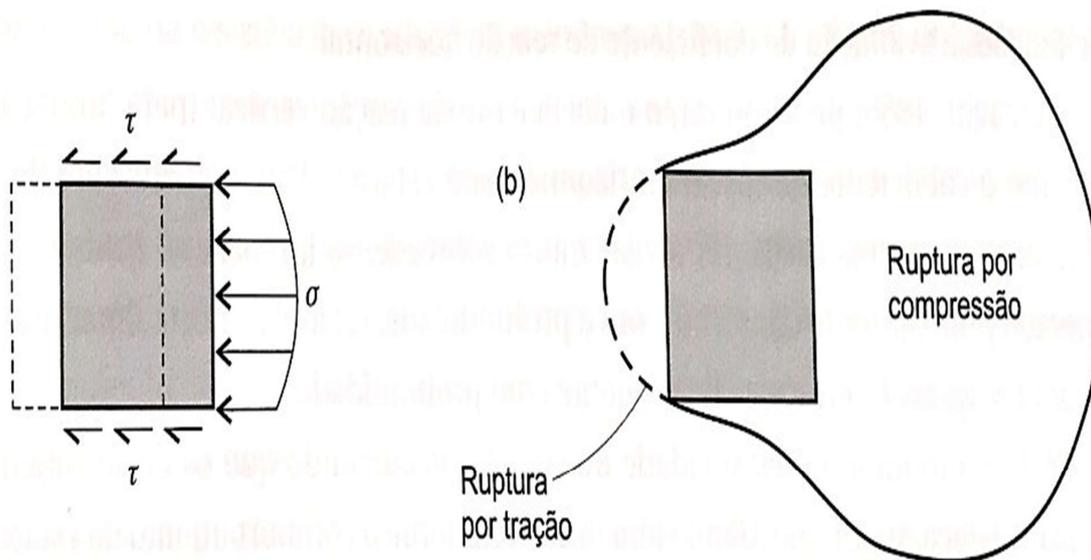


Figura 2.16 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas.

(b) mecanismo de ruptura (Fonte: Velloso e Lopes, 2011).

Para análise de estacas sob esforço transversal, os métodos da teoria de reação horizontal do solo são muito úteis pela sua facilidade de aplicação. Esta teoria considera que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca (y), semelhante ao modelo de Winkler (1867) para o problema da viga sobre base elástica. Deste modo, na Eq (2.2) se obtém a seguinte equação diferencial para o problema de estacas sob esforço transversal (Velloso e Lopes, 2011).

$$E_p \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} = p' = -K_H \cdot y \quad (2.2)$$

Onde E_p é o módulo de elasticidade da estaca [MPa], I é o momento de inercia da seção transversal da estaca, y é o deslocamento horizontal da estaca [m], z é a profundidade [m], p' é a reação do solo [N/m], K_H é o módulo de reação horizontal do solo [N/m²].

Para solos coesivos pré-adensados uma variação do módulo de reação horizontal constante com a profundidade é aceitável, já para os solos granulares é recomendado a adoção de K_H diretamente proporcional à profundidade (Terzaghi, 1955)

2.4.4. Módulo de Reação Horizontal e Vertical

Para estudo de uma estaca carregada transversalmente, há necessidade de se prever a variação do módulo de reação horizontal com a profundidade. O módulo de reação horizontal do solo (K_H) é definido como a relação entre a reação do solo (p), em unidades de força por comprimento da estaca com o seu respectivo deslocamento (y), conforme a Eq (2.3).

$$K_H = \frac{p}{y} \quad (2.3)$$

As variações mais simples são as que admitem K_H constante ou linearmente crescente com a profundidade. A primeira situação seria dos solos que apresentassem características de deformação mais ou menos independentes da profundidade, o tipo de solo que se enquadraria neste tipo seriam as argilas pré-adensadas (argilas rijas e duras), para estes pode-se adotar K_H constante. Já os solos de comportamento arenoso e as argilas normalmente adensadas (argilas moles) estão em um segundo tipo que apresentam características de deformação proporcionais à profundidade (Alonso, 2012). Para estes solos, pode-se considerar o módulo de reação horizontal de acordo com a seguinte Eq. (2.4).

$$K_H = \eta_h \cdot z \quad (2.4)$$

Onde K_H é o módulo de reação horizontal do solo [N/m²], η_h é a constante do coeficiente de reação horizontal [N/m³] denominado por Terzaghi, e z é a profundidade do solo [m].

Davisson (1963) apresenta valores de η_h , estes valores são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal η_h (Fonte: Alonso, 2012).

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

A partir do coeficiente de reação horizontal é possível obter o módulo de reação horizontal através da formulação empírica proposta por Teng (1962, apud Mendes, 2016. p.62) que é exposta na Eq. (2.5)

$$K_V = \frac{K_H}{\nu} \quad (2.5)$$

Onde K_H é o módulo de reação horizontal do solo [N/m²], K_V é o módulo de reação vertical do solo [N/m²] e ν é o módulo de Poisson do solo.

O módulo de Poisson de acordo com Teixeira & Godoy (1996) pode ser adotado valores empíricos, que são expostos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores de Coeficiente de Poisson de acordo com Teixeira & Godoy (1996).

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila Saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

2.4.5. Procedimento de Davisson e Robinson (1965)

Davisson e Robinson (1965) apresentam um procedimento para o cálculo de estaca submetidas a esforços transversais de fácil aplicação. Esta metodologia é muito útil quando é

necessário a incorporação das estacas a superestrutura para efeito de análise estrutural, como por exemplo de pontes e cais de portos. Portanto, para a o presente trabalho será aplicado este procedimento para a análise da estrutura convencional do cais, para incorporação das estacas a superestrutura do cais. A metodologia apresenta que a profundidade a partir da qual uma estaca pode ser considerada como perfeitamente engastada no solo $L_s = 1,8L_0$ é, no qual L_0 é calculado a partir da Eq. (2.6).

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}} \quad (2.6)$$

Onde L_0 é comprimento fictício [m], E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca [N/m^2], I é momento de inercia da seção transversal da estaca [m^4], e n_h é a constante de coeficiente de reação horizontal do solo [N/m^3].

Após realizado o cálculo do comprimento enterrado até onde pode-se considerar perfeitamente enterrada, calcula-se o comprimento total da estaca, de acordo com a Eq (2.7). A Figura 2.17 ilustra o procedimento de Davisson e Robinson (1965).

$$L_e = L_s + L_u \quad (2.7)$$

Onde L_e é o comprimento total da estaca equivalente considerando o comprimento de engastamento [m], L_s é o comprimento enterrado até o engaste [m], L_u é o comprimento desenterrado da estaca.

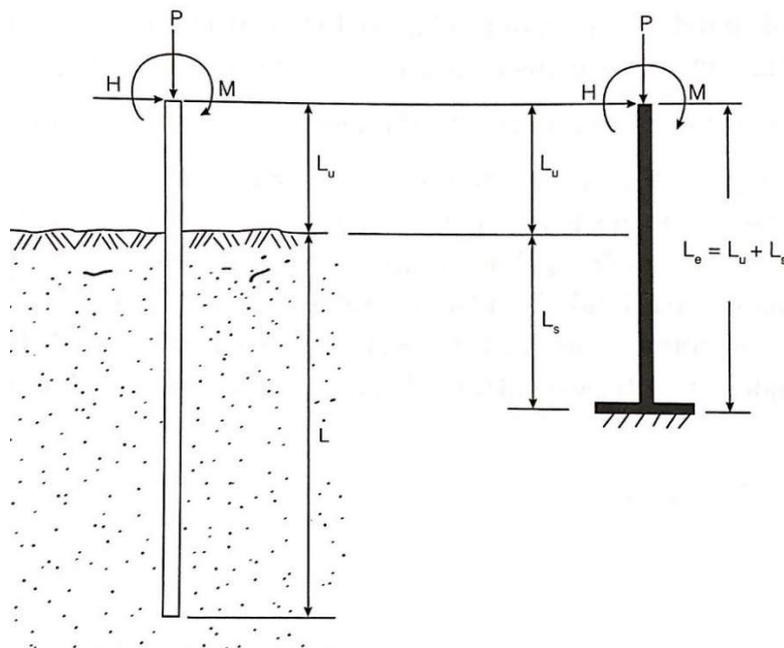


Figura 2.17 - Parâmetros de cálculo do comprimento de engastamento (Fonte: Alonso, 2012).

3. METODOLOGIA

Serão apresentados neste capítulo a metodologia e os conceitos aplicados expostos nos capítulos anteriores.

3.1. Estudo de Caso

A estrutura a ser analisada é a da parte da segunda etapa da obra de modernização do cais público do Porto Novo, onde a mesma localiza-se na cidade de Rio Grande, estado do Rio Grande do Sul, no extremo sul do Brasil, conforme apresentado na Figura 3.1.

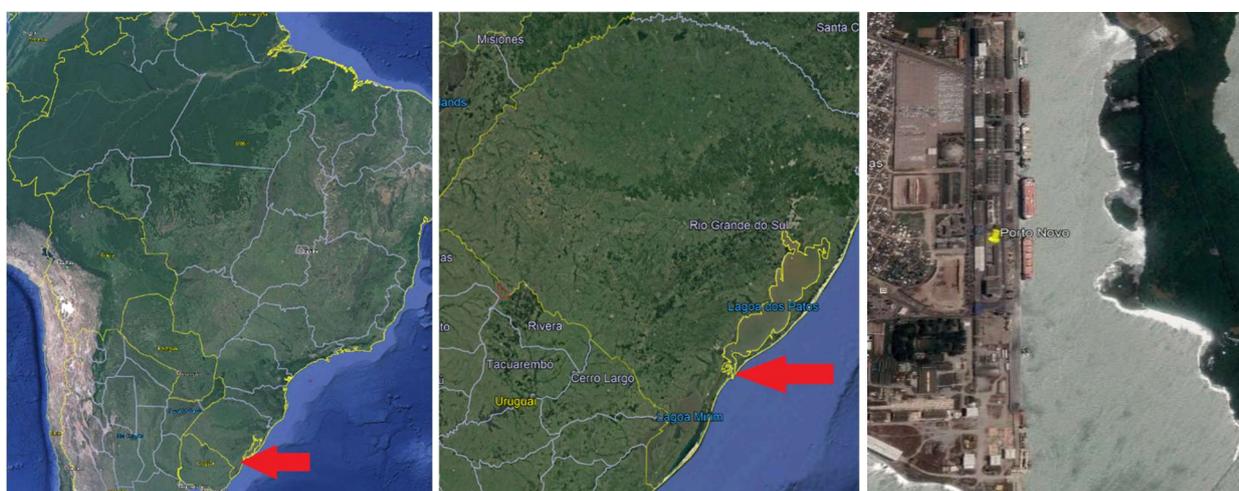


Figura 3.1 - Localização do cais do Porto Novo (Fonte: <https://www.google.com.br/maps>).

A segunda etapa da modernização do cais se localiza no trecho de cais compreendido entre os cabeços de amarração nº 27 (antigo nº 23) e nº 64 + 15m para o norte, em continuidade ao trecho já modernizado, mantendo o seu alinhamento. Sua área destina-se para movimentações de carga em geral, possui uma plataforma de 1.125m de extensão, divididos em 15 módulos de 75m e 6 berços de atracação. A plataforma de paramento aberto é apoiada na sua parte frontal sobre uma linha de estacas no mar e em apoios deslizantes localizados na parte superior do muro existente.

A infraestrutura é constituída por estacas mistas de concreto armado ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50) $\varnothing 71,12\text{cm}$ com camisa metálica (da cota +0,90m a cota -22,00m) e estaca metálica $\varnothing 71,12\text{cm}$ (da cota -22,00m ao pé). A superestrutura é constituída pela integração entre estruturas pré-moldadas e in loco com concreto $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50:

- Viga V1 – viga de concreto armado ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50) no sentido longitudinal que se apoia sobre o estaqueamento, parte pré-moldada e parte concretada in loco;
- Viga V2 – viga de concreto armado ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50) no sentido longitudinal que se apoia sobre o muro do cais, executada in loco;

- Lajes Pi – vinte e duas lajes pré-moldadas de concreto armado ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50) seção tipo Pi, vinte lajes com a seção que foi chamada de típica, uma seção tipo ‘macho’ e uma seção tipo ‘fêmea’, montadas no sentido transversal do cais;
- Blocos – dois blocos externos (esquerdo e direito) e um bloco central executados in loco de concreto armado ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, aço CA-50), providos de defensas e cabeços de amarração;
- Tirantes – vinte e sete tirantes de $\varnothing 32\text{mm}$ de aço ST 85/105 distribuídos nos blocos (dez em cada bloco externo e sete no bloco central);
- Paramento posterior: em sua parte posterior possui um paramento vertical pré-moldado, para contenção do solo e mobilização de forças de atrito, mas para o estudo proposto está estrutura não foi considerada na modelagem;
- Pavimento: posteriormente a plataforma do cais, existe um pavimento de concreto armado, esta estrutura também não foi considerada na modelagem do cais

Em uma última fase de concretagem in loco é solidarizado o conjunto de estruturas, interligando as lajes Pi, bloco, vigas V1 e V2, assim formando a plataforma do cais. A Figura 3.2 e Figura 3.3 mostram os cortes das seções típicas dos cais na região das lajes Pi na seção dos blocos, respectivamente.

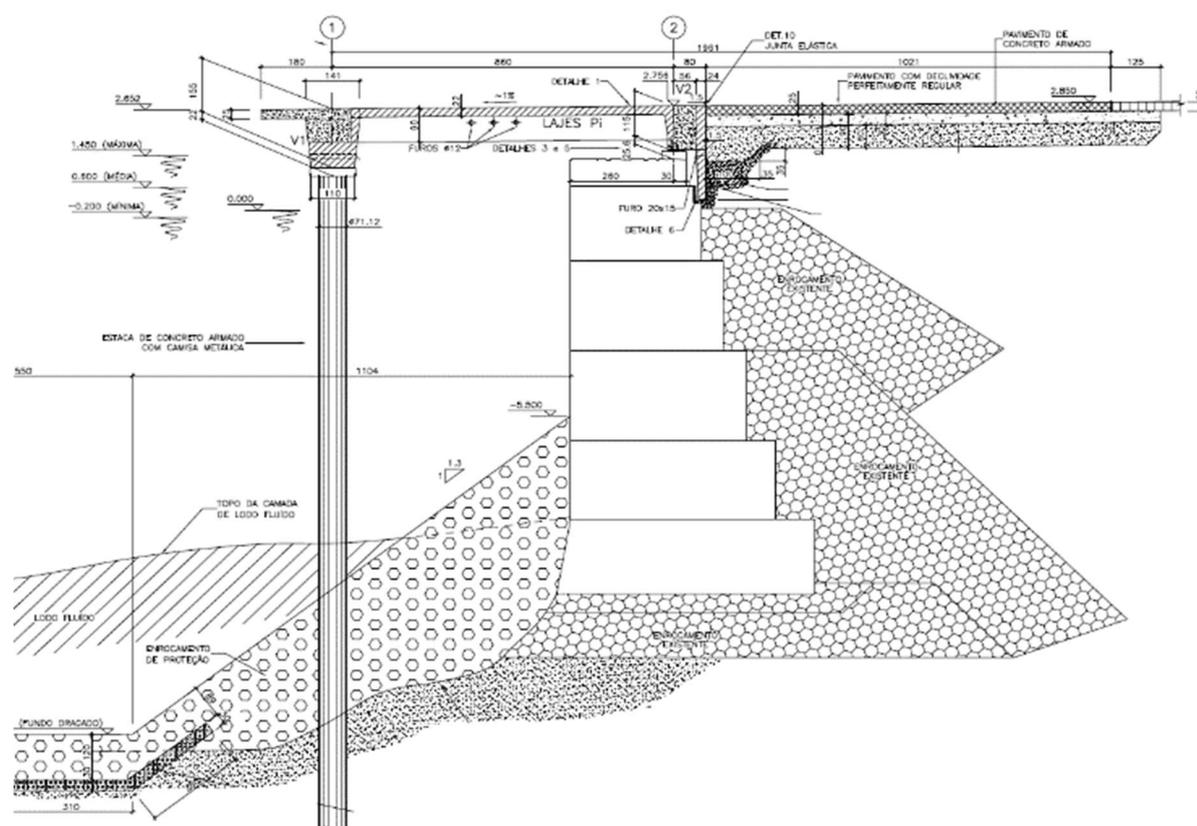


Figura 3.2 - Seção Transversal do cais seção das lajes Tipo Pi.

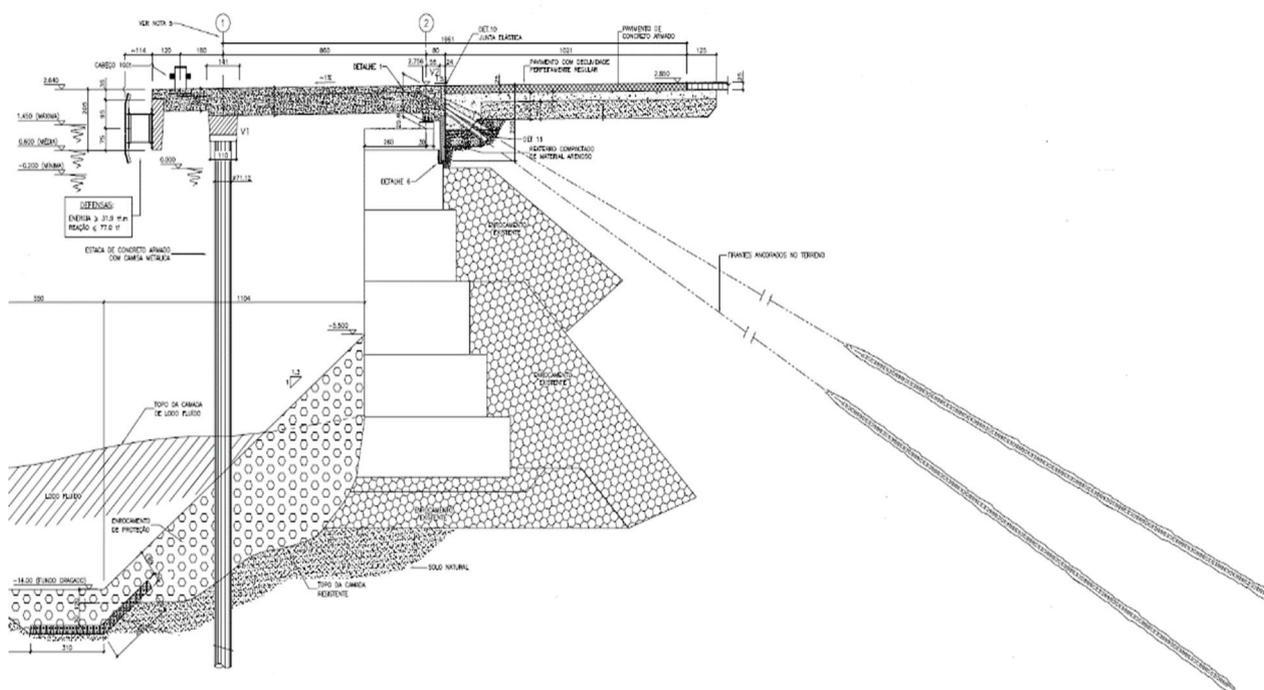


Figura 3.3 –Seção transversal na região dos blocos.

3.2. Modelagem da Estrutura do Cais

Para a realização da construção do modelo estrutural do cais será utilizado o software Ansys e os parâmetros geométricos das seções da estrutura foram obtidos dos projetos estruturais da obra do cais Público do Porto Novo do Porto do Rio Grande. No Ansys serão criados dois tipos de modelos computacionais, o primeiro que será chamado de Modelo Convencional (MC) e Modelo Interação Solo-Estrutura (MISE). A distinção dos dois modelos se dará na análise de sua fundação profunda, onde o Modelo Convencional será adotado o método de Davisson e Robinson (1965) calculando um comprimento onde a estaca poderá ser considerada completamente engastada. Já o Modelo de Interação Solo-Estrutura será considerada a estaca em seu comprimento total, utilizando um conjunto molas com diferentes rigidezes com intuito de modelar o meio em que está inserida.

O elemento de barras BEAM189 foi utilizado para foi utilizado para dos seguintes itens a seguir: as estacas maciças com diâmetro $\varnothing=71,12\text{cm}$, Viga V1 com seção trapezoidal $B=155\text{cm}$; $b=110\text{cm}$; $h=155\text{cm}$, Viga V2 seção retangular $b=71\text{cm}$; $h=115\text{cm}$. Para as lajes in loco ($e=25\text{cm}$) e blocos de amarração ($e=90\text{cm}$) foram utilizados elementos do tipo SHELL281. O software não dispõe de uma seção transversal com a geometria em forma de $\text{PI} (\pi)$, devido a isso, as lajes do Tipo Pi foram divididas em duas vigas e uma laje. Deste modo, para os elementos de vigas e lajes das lajes Tipo Pi foram utilizados elementos do tipo *BEAM189* e *SHELL281*, respectivamente. A Figura 3.4 ilustra a

divisão das lajes Tipo PI.

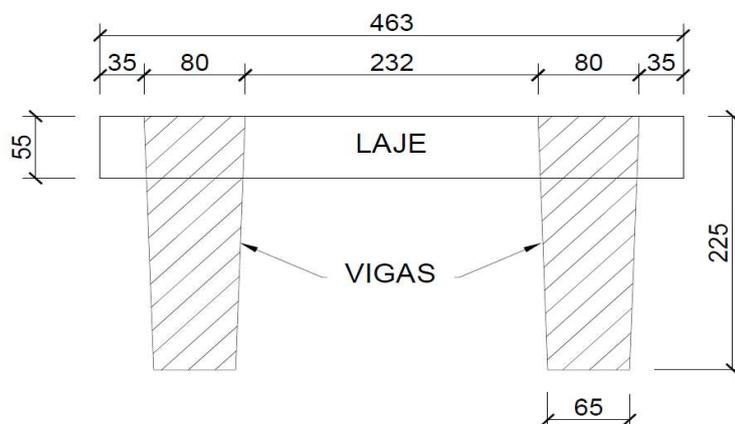


Figura 3.4 – Esquema de divisões das estruturas das lajes Tipo Pi.

Para modelagem dos vinte e sete tirantes foi utilizado o elemento de ligação *LINK180* com a propriedade de carga a tração definindo uma deformação inicial com intuito de simular os esforços de protensão dos tirantes, a Tabela 3.1 apresenta os valores de deformação inicial para cada um dos vinte e sete tirantes. A deformação inicial de cada tirante foi calculada através da Eq. (3.1).

$$\varepsilon = \frac{T}{E \cdot A} \quad (3.1)$$

Onde ε é a deformação inicial do tirante, T é a força de protensão do tirante [kN], E é o módulo de elasticidade do material do tirante [kN/m²] e A é a área da seção transversal do tirante [m²].

Tabela 3.1 - Valores calculados para deformação inicial dos tirantes

Tirante	T (kN)	ε	Tirante	T (kN)	ε (mm)	Tirante	T (kN)	ε
T01	152	0.922	T10	152	0.922	T19	152	0.922
T02	152	0.922	T11	216	1.310	T20	152	0.922
T03	152	0.922	T12	216	1.310	T21	152	0.922
T04	152	0.922	T13	216	1.310	T22	152	0.922
T05	152	0.922	T14	216	1.310	T23	152	0.922
T06	152	0.922	T15	216	1.310	T24	152	0.922
T07	152	0.922	T16	216	1.310	T25	152	0.922
T08	152	0.922	T17	216	1.310	T26	152	0.922
T09	152	0.922	T18	152	0.922	T27	152	0.922

3.3. Carregamentos

Para a modelagem da estrutura serão aplicados os seguintes carregamentos: peso próprio das estruturas, sobrecarga acidental, ação de um guindaste portuário durante operação, amarração e atracação por meio de combinações para verificação da pior situação possível esforços que poderão ocorrer durante a vida útil da estrutura.

3.3.1. Peso Próprio das Estruturas e Sobrecarga Acidental

As estruturas de concreto armado são do grupo C40, e os tirantes são barras de aço ST85/105, onde na Tabela 3.2 é apresentado os valores das suas propriedades mecânicas respectivamente.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas dos materiais.

Materiais	Propriedades Mecânicas	
Concreto Armado C40	fck	40 MPa
	E _{cs}	32000 MPa
	v	0.2
	α	1.00E-05 C ^{o-1}
Aço ST 85/105	E	205 GPa
	v	0.3
	α	1.20E-05 C ^{o-1}

No memorial descritivo a sobrecarga acidental considerada é de 50,00kN/m² conforme estabelecido na NBR 9782:1987 – Ações em estruturas portuárias marítimas e fluviais. Devido ao cancelamento desta norma técnica, para a modelagem será adotada a recomendação de sobrecarga acidental da norma americana UFC 4-152-01:2017 que é de 39,50kN/m².

3.3.2. Guindaste Móvel Portuário - MHC

A obra de modernização do cais do Porto Novo foi projetada para atuarem guindastes portuários móveis (MHC - *Mobile Harbour Crane*) de alta capacidade operacional, como por exemplo, o guindaste sobre pneus Gottwald HMK280E/280A, ilustrado pela Figura 3.5. Este tipo de equipamento se desloca através de um grupo de rodas, mas durante a sua operação, o guindaste fica apoiado por um conjunto de quatro patolas que sustentam o peso da carga e do contrapeso do guindaste, transferindo os esforços para o cais. A Figura 3.6 mostra um desenho da distribuição das patolas e os seus pontos de carga.

Durante a operação de carregamento/descarregamento dos navios, as patolas E3 e E4 transferem os esforços do guindaste a estrutura do cais, já as patolas E1 e E2 ficam sempre dispostas sobre o pavimento após a plataforma.



Figura 3.5 - Guindaste portuário durante uma operação de descarregamento de navio (Fonte: Próprio Autor).

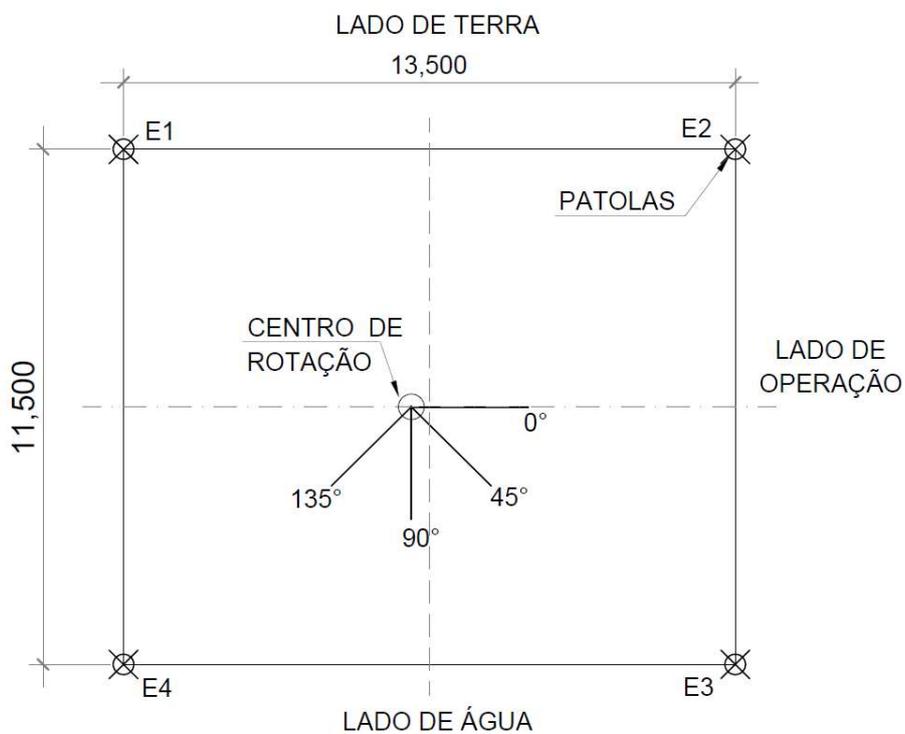


Figura 3.6 - Distribuição das patolas do guindaste Gottwald HMK280E/280A

Na Tabela 3.3 é apresentado os valores de máximos de carga nas patolas para diferentes

angulações da lança em relação ao eixo longitudinal do cais.

Tabela 3.3 - Valores máximos de carga nas patolas durante operação.

Posição da Lança	E1 (kN)	E2 (kN)	E3 (kN)	E4 (kN)
0°	1410	610	1410	610
45°	620	490	1790	1140
90°	420	500	1460	1670
135°	410	840	800	1990

Nunes e Real (2019) realizou um estudo sobre o pior cenário de carregamento para as estacas do cais durante a operação do guindaste MHC, considerando o mesmo estando trabalhando com apenas duas patolas (E3 e E4) sobre o módulo do cais Público do Porto Novo do Porto do Rio Grande. O resultado obtido para a pior situação é quando o guindaste está operando próximo a algum bordo externo do cais, com a lança a 135° e a carga máxima da patola E4 é igual a 1990kN. Deste modo, foi utilizado este cenário para escolha da posição do guindaste nas combinações de carregamentos.

3.3.3. Atracação

No projeto foram utilizadas três defensas por módulo do tipo cilíndricas com elemento amortecedor de Neoprene e escudo metálico revestido com placas de polietileno de alta densidade com as seguintes características:

- Energia absorvida: 319kN.m;
- Reação transmitida a estrutura: 770kN.

Deste modo, serão aplicadas três forças perpendiculares ao eixo longitudinal da plataforma do cais no setor das defensas, reproduzindo o esforço de atracação do navio. Na Figura 3.7 é mostrado o esquema de aplicação do carregamento de atracação.

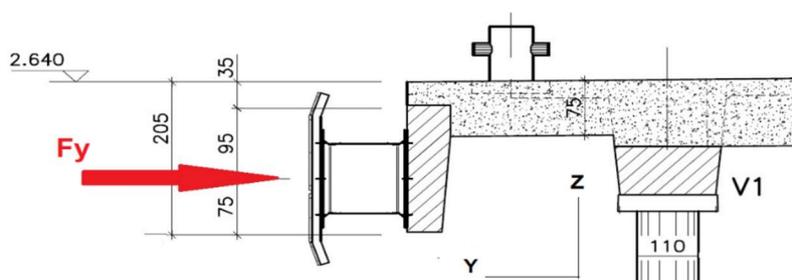


Figura 3.7 - Esforço de atracação nas defensas do cais.

3.3.4. Amarração

Os cabeços de amarração são do tipo embutido, com chumbadores e foram projetados para suportar um carregamento de até 1000kN para qualquer direção, deste modo serão verificados os esforços para posições de 15°, 30°, 45°, 60° e 90° com o sentido longitudinal a estrutura. Na Figura 3.10 é apresentada as posições dos esforços de amarração e na Tabela 3.4 os valores para as respectivas direções.

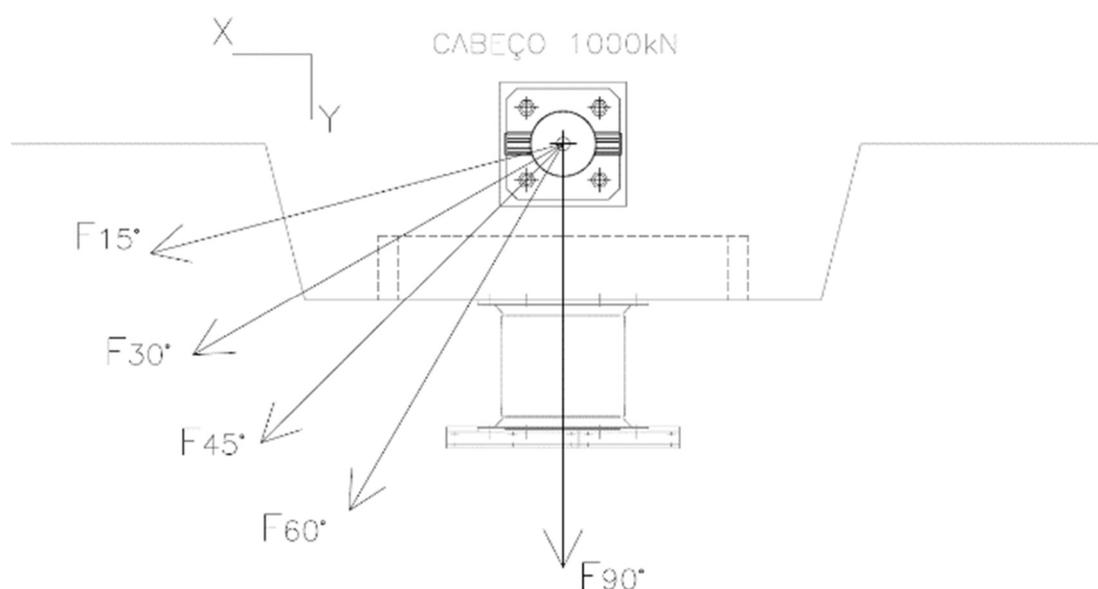


Figura 3.8 - Angulações para combinação de carga do esforço de amarração.

Tabela 3.4 - Esforços de amarração.

Ângulo de amarração	F _x (kN)	F _y (kN)
90°	0	1000
60°	500	860.6
45°	707	707
30°	860.60	500
15°	960	260

3.3.5. Combinações de Ações

Serão modeladas aplicadas diversas combinações de carga, utilizando os diversos carregamentos apresentados anteriormente. Para verificação da pior situação de carga as combinações serão feitas seguindo as recomendações da NBR 8681 (2003), Ações e Segurança nas estruturas de acordo com estado limite últimos normais de utilização, onde as ações permanentes serão sempre

consideradas através da equação e as ações variáveis normais serão consideradas para cada combinação, como sendo uma delas principal atuando com o valor característico F_k , e as demais como secundárias e tendo seus valores característicos reduzidos para $\Psi_0 F_k$, conforme é apresentado na Eq. (3.4). Deste, modo foram montadas as vinte combinações de carga, que são mostradas na Tabela 3.5.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (3.4)$$

Onde o $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações [kN], $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal para a combinação [kN], $F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável secundária para a combinação [kN] e Ψ_{0j} é o valor de redução para as demais ações variáveis.

Tabela 3.5 - Combinações de carregamentos.

Comb	Ação Perm.	Var. Princ.	Var. Sec.	Comb	Ação Perm.	Var. Princ.	Var. Sec.
01		Sobr. Vert.	Amr. 90° + MHC + Temp	10		Amr. 30°	Sobr. Vert. + MHC + Temp
02		Sobr. Vert.	Amr. 60° + MHC + Temp	11		Amr. 15°	Sobr. Vert. + MHC + Temp
03		Sobr. Vert.	Amr. 45° + MHC + Temp	12		Atr.	Sobr. Vert. + MHC + Temp
04		Sobr. Vert.	Amr. 30° + MHC + Temp	13		MHC	Amr. 90° + Sobr. Vert. + Temp
05	PP + Tirantes	Sobr. Vert.	Amr. 15° + MHC + Temp	14	PP + Tirantes	MHC	Amr. 60° + Sobr. Vert. + Temp
06		Sobr. Vert.	Atr. + MHC + Temp	15		MHC	Amr. 45° + Sobr. Vert. + Temp
07		Amr. 90°	Sobr. Vert. + MHC + Temp	16		MHC	Amr. 30° + Sobr. Vert. + Temp
08		Amr. 60°	Sobr. Vert. + MHC + Temp	17		MHC	Amr. 15° + Sobr. Vert. + Temp
09		Amr. 45°	Sobr. Vert. + MHC + Temp	18		MHC	Atr. + Sobr. Vert. + Temp

3.4. Modelagem das Molas

Os valores dos coeficientes de molas (verticais e horizontais) que irão representar as diversas camadas do perfil de solo, onde as estacas estudadas se encontram no cais, serão obtidos através de uma retroanálise dos resultados de uma prova de carga estática.

Estes resultados estáticos foram extraídos do relatório de Carregamento Dinâmico (PDA), no qual a empresa executante do ensaio, por meio do software CAPWAP® (*Case Pile Wave Analysis Program*) simulou resultados de um ensaio de carregamento estático a compressão. O Ensaio PDA estudado foi realizado, na estaca E1 do módulo 6 da primeira etapa de Modernização da obra do Porto Novo do Porto do Rio Grande, realizada pela executada pela empresa Serveng-Civilsan S.A.

A simulação realizada pelo CAPWAP® utiliza o modelo do solo e a da estaca anteriormente descritos variando o carregamento estático no topo da estaca. Os resultados de carregamento e deslocamento de topo provenientes da simulação do ensaio de carga estático são apresentados na Tabela 3.6, da mesma forma, foi gerado um gráfico de Carregamento (Q) X Deslocamento, exposto na Figura 3.9, onde será utilizada em uma futura etapa do presente trabalho para calibração das molas utilizadas.

Tabela 3.6 – Resultados de carregamento estático obtidos do ensaio PDA.

Carregamento (kN)	Deslocamento (mm)
167,00	0,374
380,00	0,855
649,00	1,439
1069,00	2,382
1662,00	3,713
2399,00	5,367
3219,00	7,208
4054,00	9,082
4850,00	10,869
5535,00	12,459
5871,00	13,573
5951,00	14,296
6000,00	14,820

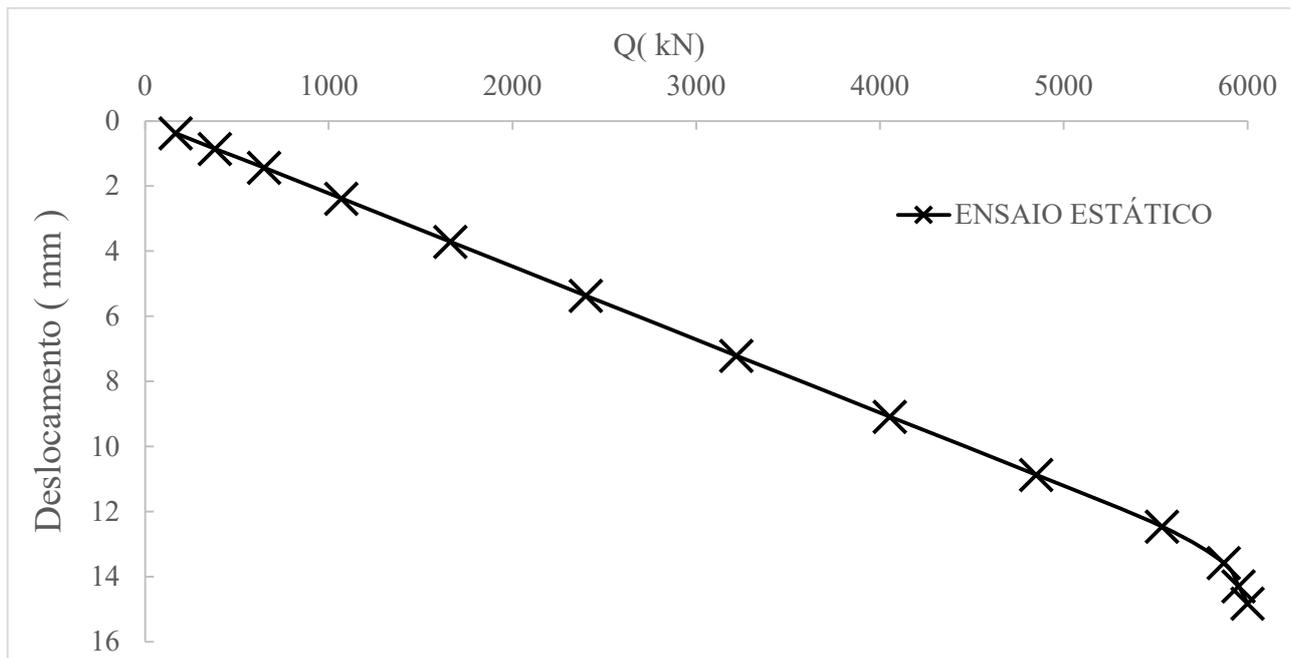


Figura 3.9 - Gráfico Q x Deslocamento de resultado da simulação de ensaio estático.

Na modelagem computacional das molas será utilizado o modelo de Winkler, representando o solo como um sistema independente de molas, horizontais e igualmente espaçadas entre si. Os coeficientes de rigidezes das molas foram calculados pela Eq. (3.2), na qual ΔZ representa o comprimento de influência da rigidez da mola, que é igual ao espaçamento entre elas, conforme apresentado por Wegmann (2018) e mostrado na Figura 3.5.

$$K = K_H \cdot \Delta Z \quad (3.2)$$

Onde K é o coeficiente de rigidez da mola em um determinado ponto, K_H é o coeficiente de rigidez lateral do solo e ΔZ é o comprimento de influência da rigidez da mola.



Figura 3.10 - Esquema de cálculo do coeficiente de rigidez de mola (Fonte: Wegmann, 2018)

Um ponto muito importante é determinar o coeficiente de rigidez da mola para o primeiro ponto da estaca, ou seja, o nível zero do terreno. Este ponto pela teoria deveria ter rigidez igual a 0 devido $z = 0,00\text{m}$, mas de Wegmann (2018), devido ao espaçamento das molas (ΔZ) esse ponto causa uma grande influência no valor de deslocamento horizontal da estaca de forma que se faz necessário representar a parcela de terreno abaixo desse primeiro ponto. Deste modo a mesma realizou uma análise nas equações do modelo de Winkler e apresentou que a Eq. (3.3) para o cálculo do coeficiente de mola do primeiro ponto da estaca, que podemos chamar de K_1 , este valor representa a parcela de um quarto do valor do espaçamento das molas (ΔZ).

$$K_1 = K_H \cdot \left(\frac{\Delta Z^2}{4} \right) \quad (3.3)$$

Onde K_1 é o coeficiente de rigidez da mola do primeiro ponto da estaca, K_H é o coeficiente de rigidez lateral do solo e ΔZ é o comprimento de influência da rigidez da mola.

Com a finalidade de obtenção das características do solo do local, será utilizado o relatório de sondagem tipo Standard Penetration Test (SPT) que se situa na área de influência da estaca (E1-M6) em que foi realizado do ensaio PDA. Os valores de NSPT são mostrados na Tabela 3.7 abaixo:

Tabela 3.7 - SPT S5 (Dziekaniak, 2005).

Z (m)	Material	NSPT	Z (m)	Material	NSPT
0	Água	0	-24	Areia Fina	26
-9	Água	0	-25	Areia Fina	39
-10	Argila Orgânica	1	-26	Areia Fina	11
-11	Argila Orgânica	1	-27	Areia Fina	10
-12	Argila Orgânica	1	-28	Areia Fina	8
-13	Argila Orgânica	1	-29	Argila c/ Areia Fina	9
-14	Areia Fina	4	-30	Argila c/ Areia Fina	8
-15	Areia Fina	22	-31	Argila c/ Areia Fina	11
-16	Areia Fina	21	-32	Argila c/ Areia Fina	10
-17	Areia Fina	23	-33	Areia Fina	16
-18	Areia Fina	25	-34	Areia Fina	31
-19	Areia Fina	22	-35	Areia Fina	31
-20	Areia Fina	26	-36	Areia Fina	47
-21	Areia Fina	24	-37	Areia Fina	62
-22	Areia Fina	24	-38	Areia Fina	41
-23	Areia Fina	44	-39	Areia Fina	180

3.5. Validações do Modelo

Para se dispor de uma confiança nos resultados da modelagem tridimensional do cais utilizando o software de elementos finitos Ansys, se realizará para a plataforma do cais testes de convergência de sua malha. Para a validação das fundações do cais, se utilizará de uma modelo de estaca isolada, onde serão realizados, testes de espaçamento das molas, a calibrações destas e também uma verificação com um modelo bidimensional.

3.5.1. Teste de Convergência de Malha

Com intuito de verificar se o espaçamento de malha da plataforma do cais utilizada apresentada atende as necessidades do modelo, serão realizados testes de convergência de resultados até que para um determinado espaçamento da malha, a variação se reduza a valores muito pequenos ou até semelhantes. Deste modo, serão testadas malhas com espaçamentos de 0,75m, 0,50m, 0,25m e 0,10m.

3.5.2. Teste de Espaçamento das Molas Verticais

Assim como no teste de convergência de malha da estrutura da plataforma do cais, se realizará um teste de convergência do espaçamento das molas. Onde serão testados os espaçamentos de 1,00m, 0,50m e 0,25m, entre as molas, até os resultados dos esforços normais obtidos atinjam um determinado valor de convergência. Nesta verificação será utilizada um modelo MISE utilizando como carregamento a combinação 01 de esforços.

3.5.3. Calibração das Molas Verticais

Logo definido o espaçamento das molas se realizará a etapa de calibração das mesmas, onde será modelada uma estaca isolada, utilizando os carregamentos no topo da estaca obtidos no ensaio estático. O intuito desta etapa será ajustar os coeficientes verticais de mola das estacas para aproximar uma nova curva Carga X Deslocamento com a obtida no ensaio propriamente dito anteriormente.

Para tal, as propriedades e características da estaca utilizada serão as mesmas informadas no relatório de ensaio dinâmico, onde a estaca E1-M6 possui um total de 43,70m de comprimento, diâmetro de 71.12cm, concreto fck 30MPa. Será considerado também o embuchamento da ponta da estaca e o perfil de solo do SPT-S5 (Dziekaniak, 2005).

3.5.4. Verificação do Modelo Tridimensional com Modelo Bidimensional

Posteriormente realizado o teste de convergência de espaçamento das molas e alcançado o valor mais adequado para utilização no modelo computacional, será realizado uma verificação com um modelo bidimensional através do software computacional Ftool (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*) desenvolvido pelo Professor Luiz Martha da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. O intuito desta etapa é realizar uma verificação do modelo do software Ansys com outro modelo computacional de análise de estruturas, desta forma aferindo a parte da estrutura do modelo.

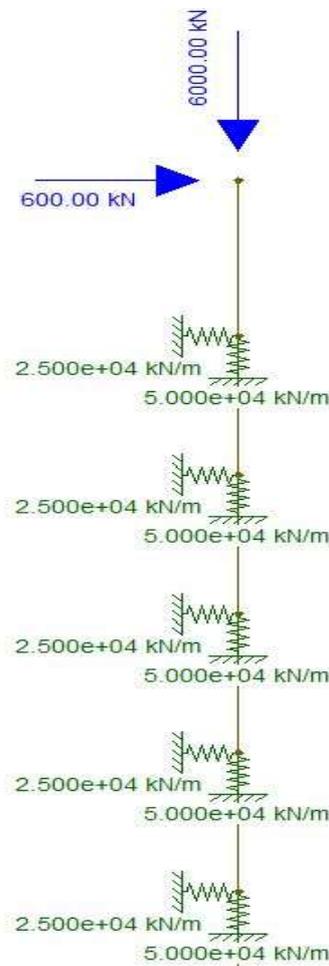


Figura 3.11 - Exemplo de molas do modelo bidimensional.

3.6. Modelo Convencional e Interação Solo-Estrutura

O modelo convencional (MC) de cálculo do cais, como o próprio nome refere-se, considerou-se as metodologias convencionais para obtenção dos esforços nas estacas, onde não são levadas em consideração as características e esforços ocorrem no perfil de solo em que as fundações estão

inseridas. No modelo MC foi considerada a estaca completamente engastada em um determinado comprimento enterrado utilizando a procedimento de Davisson e Robinson (1965), para a Viga V2, utilizou-se como condições de contorno a restrição dos movimentos na direção do eixo Z e X.

A modelagem da estrutura é exposta nas Figura 3.12, Figura 3.13 e Figura 3.14.

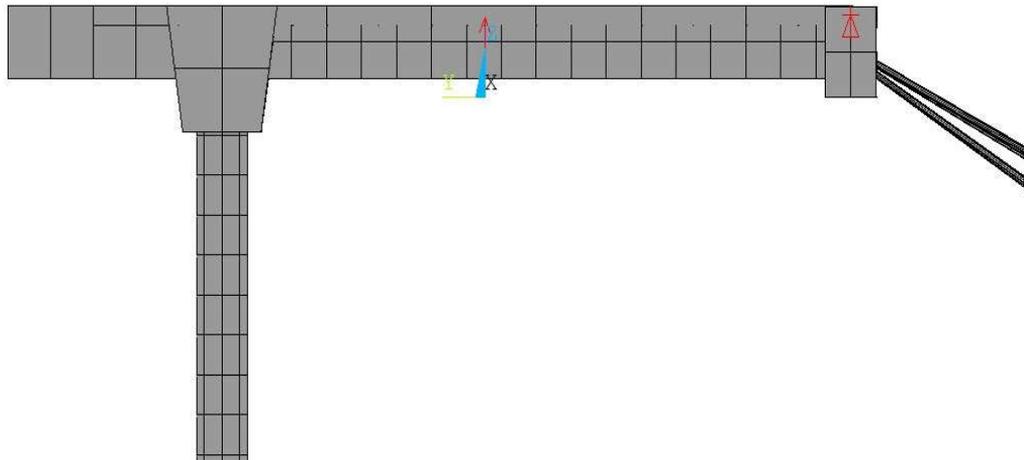


Figura 3.12 – Corte Modelo Convencional (MC).

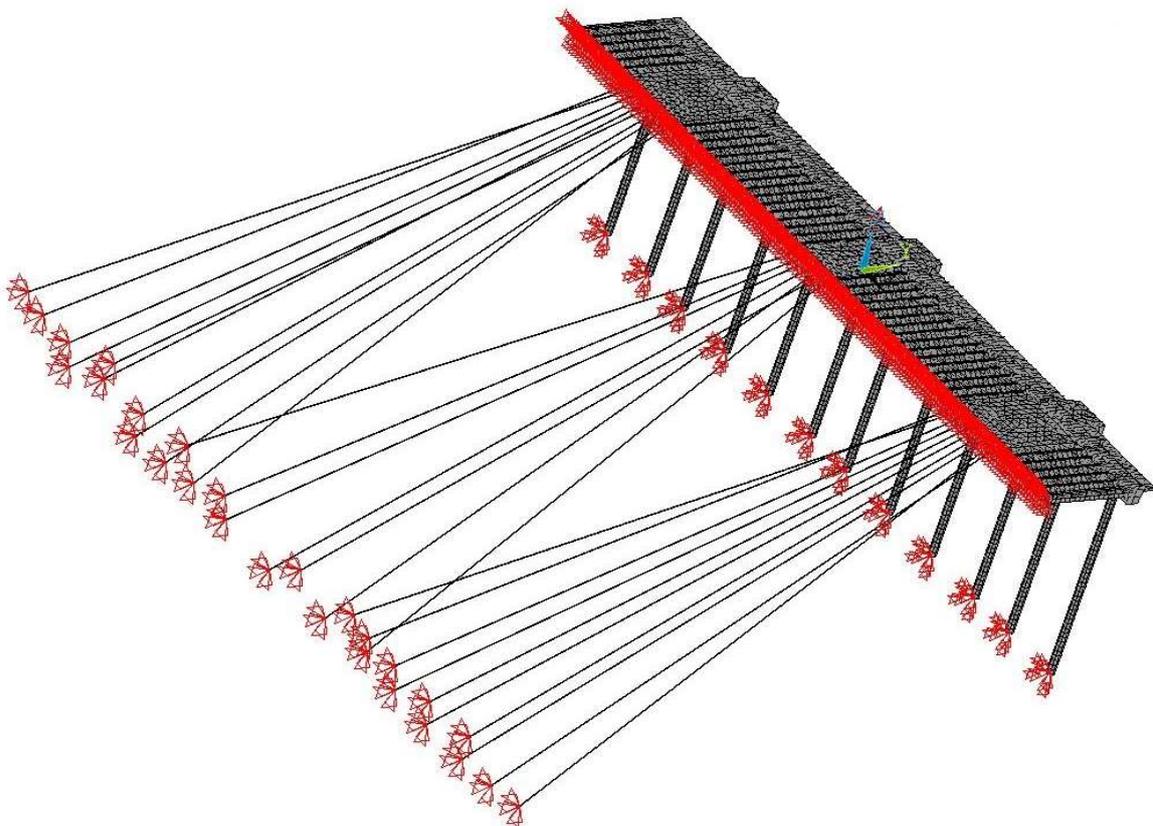


Figura 3.13 - Perspectiva Modelo MC.

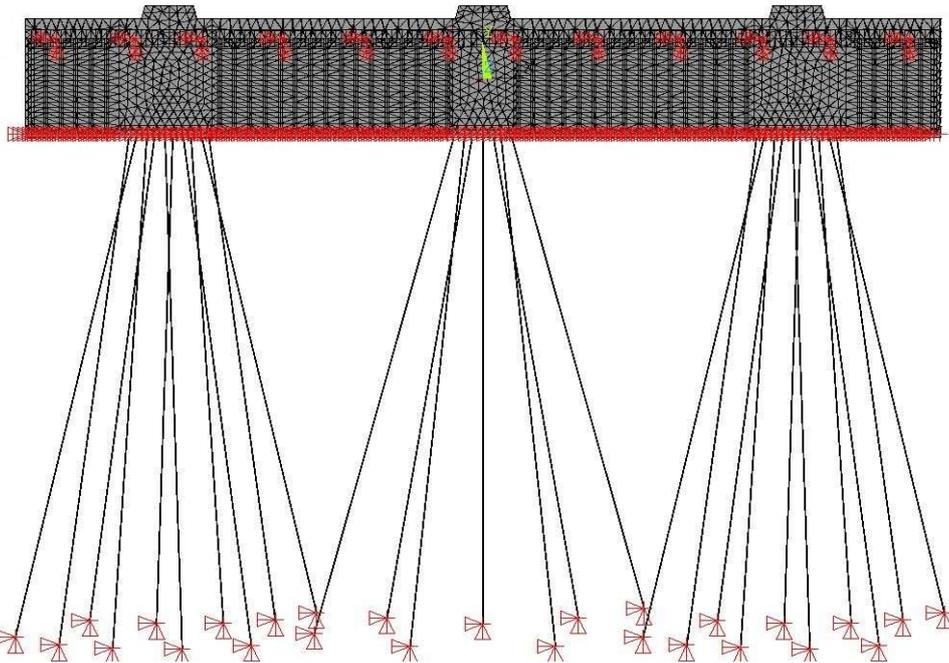


Figura 3.14 - Vista de topo Modelo MC.

Já para o modelo de interação solo-estrutura os efeitos do meio no qual a estaca está inserida foram considerados, representando o solo como um sistema independente de molas, horizontais e verticais, igualmente espaçadas entre si. A Figura 3.15 e Figura 3.16 apresentam o resultado da modelagem.

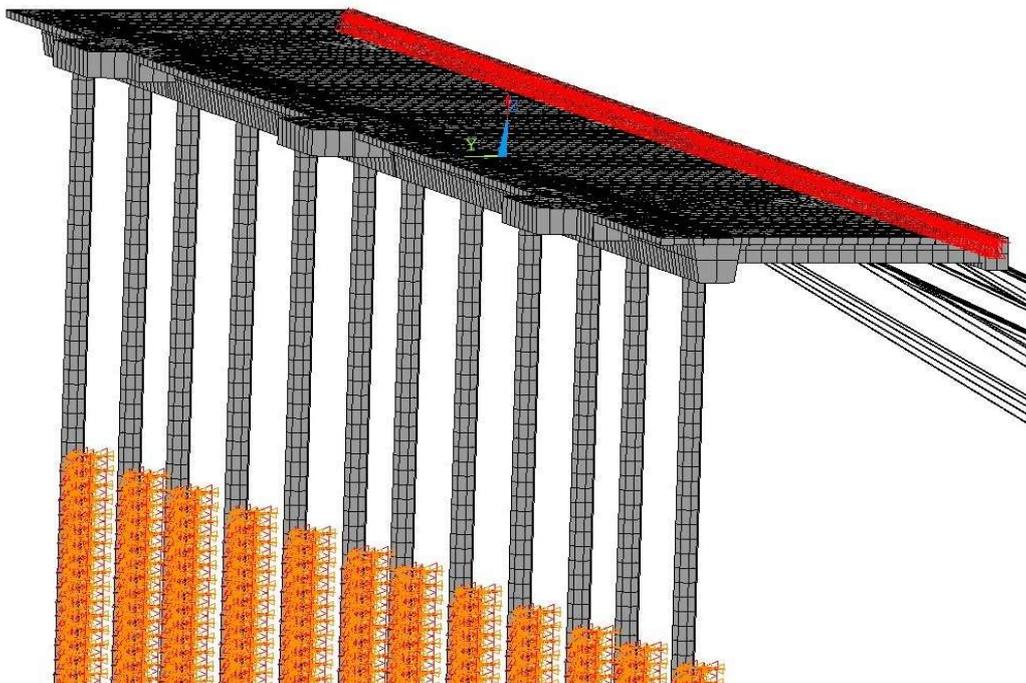


Figura 3.15 – Perspectiva modelo Interação Solo-Estrutura (MISE).

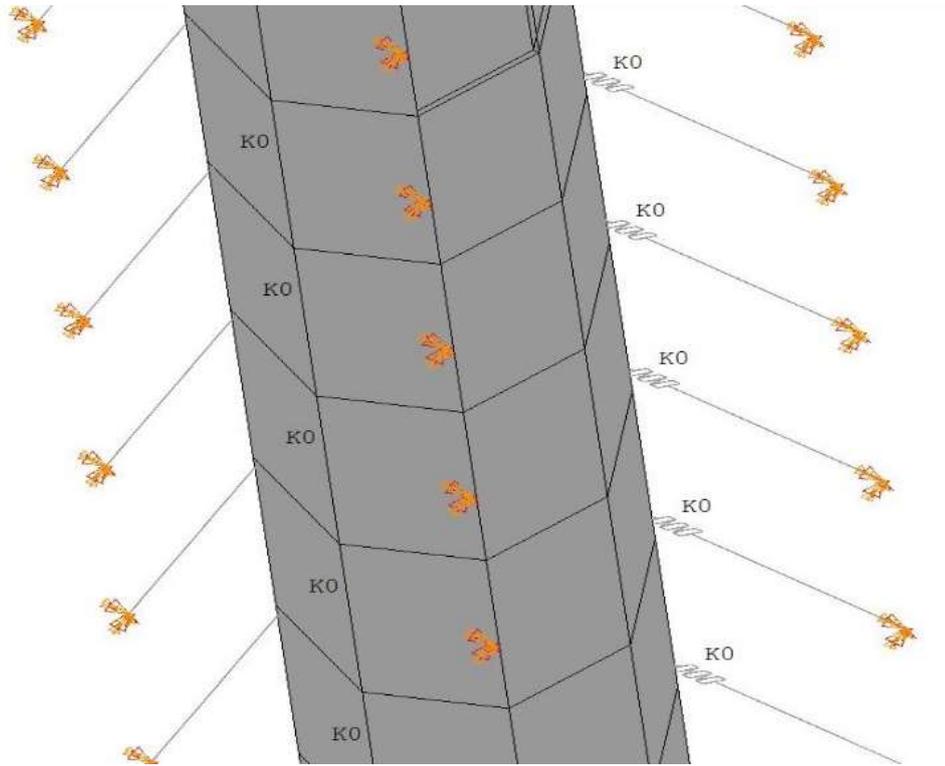


Figura 3.16 - Modelagem das Molas.

No modelo convencional, assim como no modelo interação solo-estrutura não se considerou o muro de gravidade no qual a plataforma tem sua extremidade posterior apoiada, nem seus efeitos inseridos na modelagem na modelagem da mesma. Os efeitos de interação dos tirantes com o solo também não foram levados em consideração para ambos os modelos, onde o esforço de protensão foi empregado em forma de deformação inicial.

4. RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os modelos computacionais (Convencional e Interação Solo-Estrutura) do Cais Público do Porto Novo de Rio Grande. Algumas análises foram necessárias para validação dos modelos, onde verificou-se: um teste de convergência de malha da plataforma do cais, o espaçamento das molas verticais, a comparação de resultados do modelo tridimensional com um modelo bidimensional de uma estaca isolada e a calibração das molas verticais. Posteriormente a validação dos modelos, foram propostas 18 combinações de carregamentos e efetuada as simulações para as mesmas. Desta forma, seguiu-se o proposto estudo com uma análise comparativa dos resultados obtidos entre os dois modelos computacionais.

4.1. Resultado do Teste Convergência de Malha

Para o modelo MC foram realizados testes de convergência de malha, onde foram testados os seguintes tamanhos de malhas com espaçamentos de 0,10m x 0,10m, 0,20m x 0,20m, 0,50m x 0,50m e 0,75m x 0,75m, utilizando apenas o carregamento do peso próprio da estrutura. A Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 apresentam comparações de resultados das forças nas direções dos eixos x, y e z, respectivamente para os diferentes tamanhos de malha.

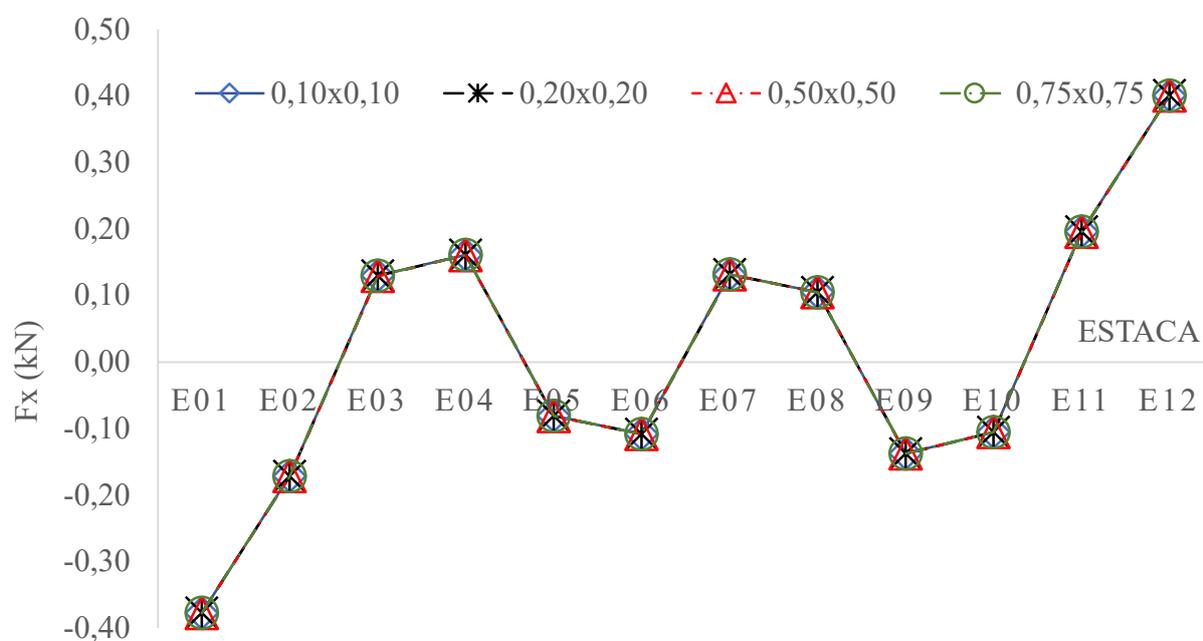


Figura 4.1 – Resultado do teste de convergência de malha (Fx).

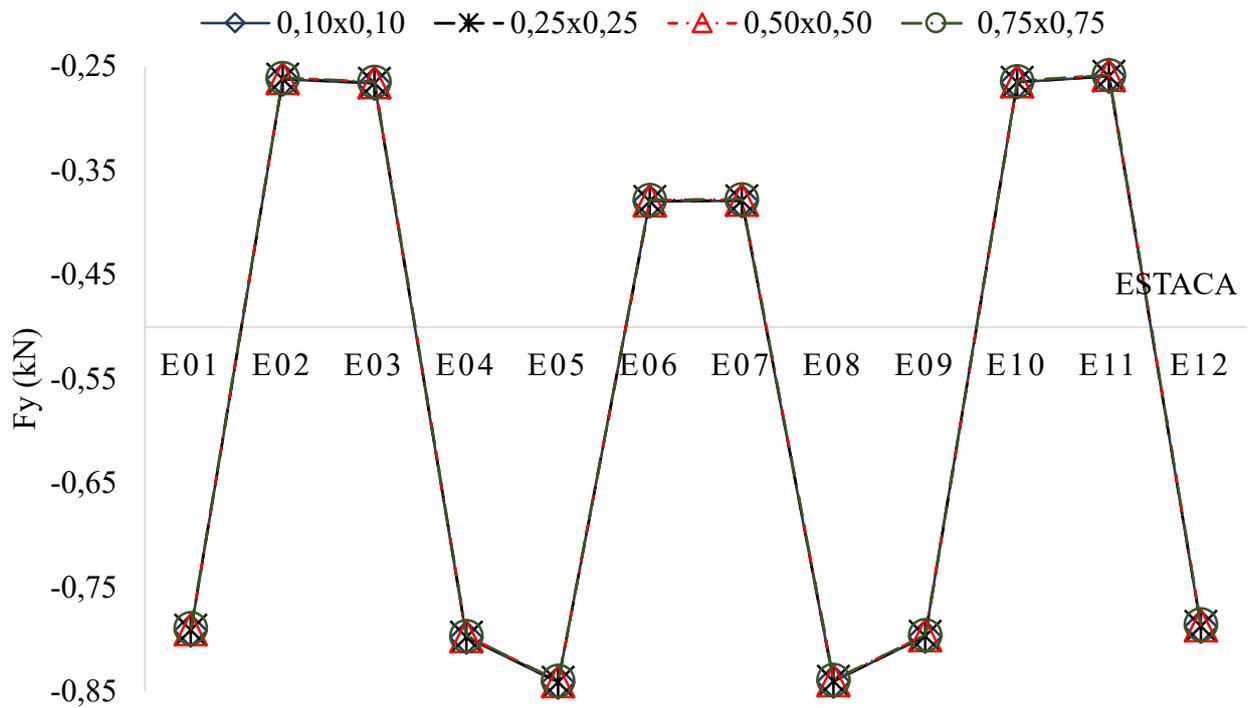


Figura 4.2 - Resultado do teste de convergência de malha (F_y).

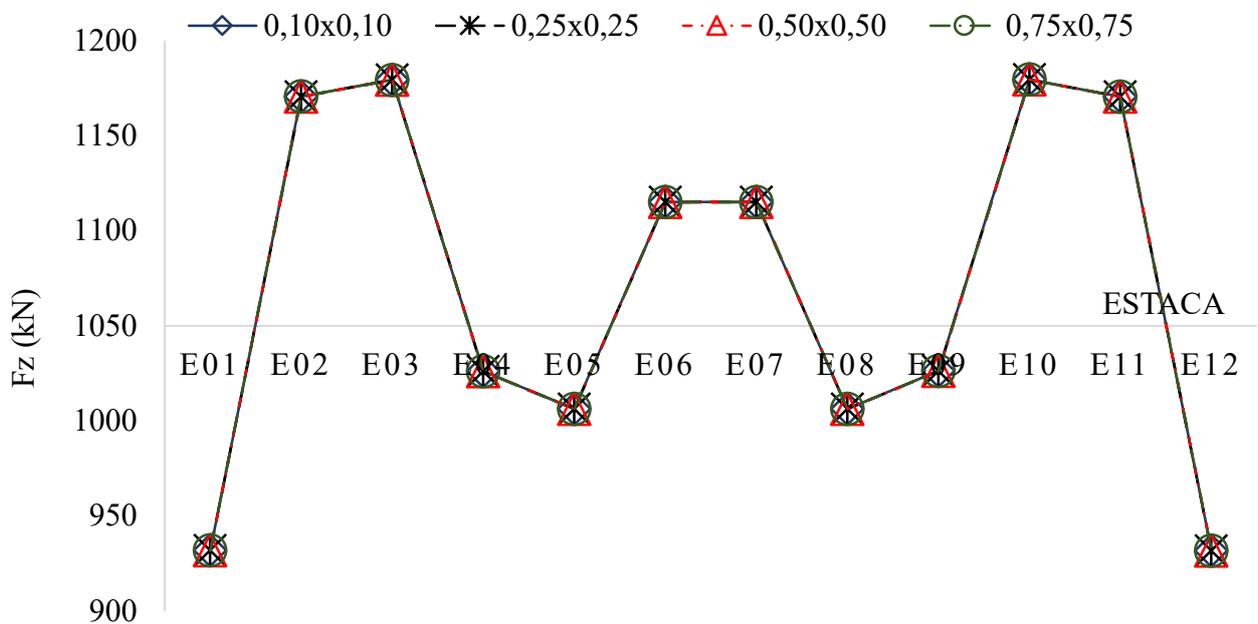


Figura 4.3 - Resultado do teste de convergência de malha (F_z).

Os valores dos esforços em x, y e z foram praticamente idênticos para os quatro tamanhos de malha. Para um modelo computacional o ideal seria adotar a malha com menor tamanho possível para se obter uma melhor discretização dos esforços da estrutura, mas com essa maior discretização da

malha é demandado um tempo muito maior para resolução do modelo computacional. Devido a esse motivo e a semelhança dos resultados a malha de 0,50x0,50 foi escolhida, pois apresenta valores e tempo de resolução bastante satisfatório.

4.2. Resultado do Teste de Espaçamento das Molas Verticais

Se fez necessário a realização de um teste para convergência dos esforços das molas verticais para um refinamento do modelo MISE. Deste modo, foram testadas as molas com espaçamentos de 1,00m, 0,50m e 0,25m entre si. A Tabela 4.1. apresenta a comparação com os resultados dos três testes realizados. Os resultados expostos são das diferenças dos esforços normais máximos das doze estacas do cais utilizando como carregamento a combinação 01.

Tabela 4.1 - Diferença de esforços normais para os diferentes espaçamentos de molas.

Estacas	Diferença (%)	
	Esp. 1,00m - ESP 0,50m	Esp. 0,50m - ESP 0,25m
01	12,10%	0,03%
02	7,46%	0,03%
03	3,85%	0,01%
04	2,60%	0,04%
05	1,08%	0,02%
06	1,36%	0,01%
07	1,47%	0,00%
08	1,74%	0,01%
09	7,70%	0,02%
10	10,11%	0,01%
11	6,93%	0,02%
12	14,72%	0,01%

Para o espaçamento de molas de 1,00m os valores comparados com ao espaçamento de 0,50m apresentam uma diferença significativa para grande maioria das estacas. Se compararmos os resultados de espaçamento das molas de 0,50m com os de 0,25m, nota-se que os valores foram praticamente idênticos, com o percentual de diferença próximos de 0%. Sendo assim, é possível atestar que houve a convergência de resultados os espaçamentos das molas. Deste modo, escolheu-se utilizar as molas com espaçamento de 0,50m, pois o mesmo apresenta bons resultados agilidade de resolução do modelo de cálculo.

4.3. Resultado da Calibração das Molas Verticais

Utilizando dos dados do ensaio SPT-S5 foram calculados os coeficientes horizontais de molas e em seguida foram obtidos os coeficientes verticais para cada uma das molas espaçadas de 0,5m entre si. Posteriormente, foram comparados os valores do ensaio estático com o obtido da simulação numérica, expostos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Comparação dos resultados de deslocamento de topo da estaca.

Q (kN)	Deslocamento de Topo		
	Ensaio Estático (mm)	Ansys (mm)	Diferença (%)
167,00	0,37	0,37	1,04%
380,00	0,86	0,84	1,52%
649,00	1,44	1,44	0,03%
1069,00	2,38	2,37	0,53%
1662,00	3,71	3,68	0,80%
2399,00	5,37	5,32	0,94%
3219,00	7,21	7,13	1,03%
4054,00	9,08	8,99	1,08%
4850,00	10,87	10,75	1,11%
5535,00	12,46	12,29	1,38%
5871,00	13,57	13,01	4,30%
5951,00	14,30	13,19	8,39%
6000,00	14,82	13,30	11,44%

Elaborou-se um gráfico Carregamento x Deslocamento comparando o resultados do ensaio estático com o do a simulação interação solo-estrutura do software Ansys, no qual é apresentada na Figura 4.5.

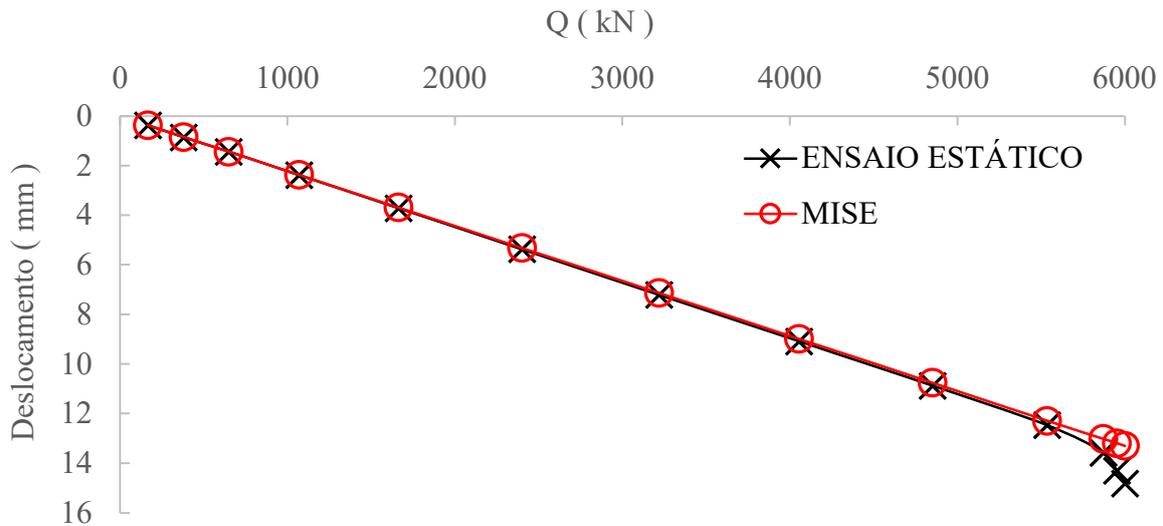


Figura 4.4 - Gráfico Q (kN) x Deslocamento (mm) entre os resultados do Ensaio estático x Modelo Ansys.

4.4. Resultado da Verificação do Modelo Tridimensional com Modelo Bidimensional

Foi verificado valores de resultado do modelo tridimensional com um modelo bidimensional de estaca isolada com intuito de confrontar o modelo Ansys com outro software de cálculo computacional e atestar a correta modelagem da estrutura. A Tabela 4.3 e a Figura 4.6 apresentam os esforços axiais por profundidade dos softwares Ansys e Ftool, assim como gráfico Q (kN) x z (m) comparando os resultados.

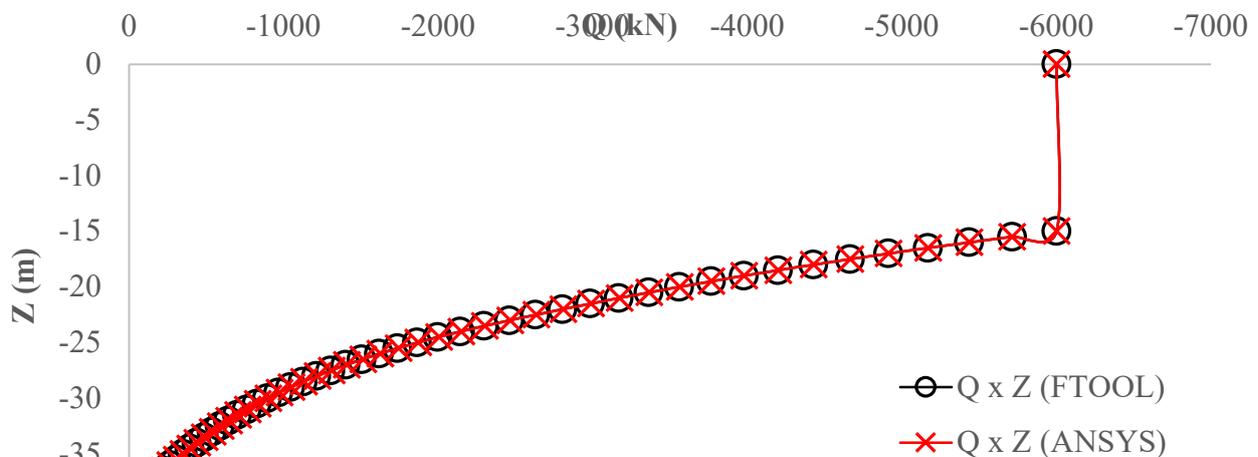


Figura 4.5 - Gráfico Q (kN) x Z (m) de resultados dos modelos Tridimensional (Ansys) e bidimensional (Ftool).

Tabela 4.3 - Resultados de esforços axiais dos softwares Ansys e Ftool.

Z (m)	N (kN)		Diferença (%)	Z (m)	N (kN)		Diferença (%)
	Ansys	Ftool			Ansys	Ftool	
0,00	-6000,00	-6000,00	0,00%	-27,00	-1409,00	-1399,98	0,64%
-15,00	-6000,00	-6000,00	0,00%	-27,50	-1310,80	-1301,92	0,68%
-15,50	-5711,70	-5711,37	0,01%	-28,00	-1218,50	-1209,79	0,72%
-16,00	-5434,70	-5433,97	0,01%	-28,50	-1131,70	-1123,17	0,76%
-16,50	-5168,40	-5167,26	0,02%	-29,00	-1050,00	-1041,66	0,80%
-17,00	-4912,20	-4910,71	0,03%	-29,50	-972,96	-964,90	0,84%
-17,50	-4665,70	-4663,82	0,04%	-30,00	-900,31	-892,54	0,87%
-18,00	-4428,40	-4426,10	0,05%	-30,50	-831,71	-824,24	0,91%
-18,50	-4199,80	-4197,09	0,06%	-31,00	-766,83	-759,70	0,94%
-19,00	-3979,50	-3976,33	0,08%	-31,50	-705,40	-698,62	0,97%
-19,50	-3767,00	-3763,39	0,10%	-32,00	-647,14	-640,72	1,00%
-20,00	-3561,90	-3557,85	0,11%	-32,50	-591,78	-585,74	1,03%
-20,50	-3363,90	-3359,31	0,14%	-33,00	-539,08	-533,43	1,06%
-21,00	-3172,40	-3167,37	0,16%	-33,50	-488,79	-483,55	1,08%
-21,50	-2987,20	-2981,66	0,19%	-34,00	-440,70	-435,87	1,11%
-22,00	-2807,90	-2801,82	0,22%	-34,50	-394,59	-390,18	1,13%
-22,50	-2634,10	-2627,49	0,25%	-35,00	-350,25	-346,27	1,15%
-23,00	-2465,50	-2458,32	0,29%	-35,50	-307,48	-303,93	1,17%
-23,50	-2301,70	-2293,99	0,34%	-36,00	-266,10	-262,98	1,19%
-24,00	-2148,30	-2140,11	0,38%	-36,50	-225,90	-223,23	1,20%
-24,50	-2004,50	-1995,98	0,43%	-37,00	-186,72	-184,49	1,21%
-25,00	-1869,70	-1860,94	0,47%	-37,50	-148,38	-146,59	1,22%
-25,50	-1743,30	-1734,38	0,51%	-38,00	-110,71	-109,36	1,23%
-26,00	-1624,70	-1615,72	0,56%	-38,50	-73,53	-72,63	1,24%
-26,50	-1513,40	-1504,42	0,60%	-39,00	-36,68	-35,90	2,17%

4.5. Resultados das Combinações de Carregamentos

Serão apresentadas as cinco combinações que geraram as piores situações de esforços axiais nas estacas, onde serão apresentadas em ordem decrescente, assim como os resultados comparativos entre o modelo convencional de cálculo e o modelo interação solo-estrutura.

4.5.1. Resultado Pior Situação 01 – Combinação 04

A Combinação 04 está denominada como Situação 01 (Tabela 4.4), pois foi a combinação que

gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 30°, guindaste portuário e temperatura.

O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A Figura 4.7 apresenta um gráfico comparativo entre o modelo convencional de cálculo e o interação solo-estrutura para a situação 01.

Tabela 4.4 – Resultados Situação 01 - combinação 04

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3252,20	-3149,60	-3,26%
E02	-2415,20	-2370,90	-1,87%
E03	-2928,50	-2841,80	-3,05%
E04	-3592,00	-3495,30	-2,77%
E05	-3740,90	-3669,10	-1,96%
E06	-3718,70	-3661,20	-1,57%
E07	-3547,50	-3504,40	-1,23%
E08	-3600,90	-3546,90	-1,52%
E09	-3815,60	-3754,00	-1,64%
E10	-4052,60	-3977,90	-1,88%
E11	-3889,20	-3810,90	-2,05%
E12	-2700,50	-2652,20	-1,82%

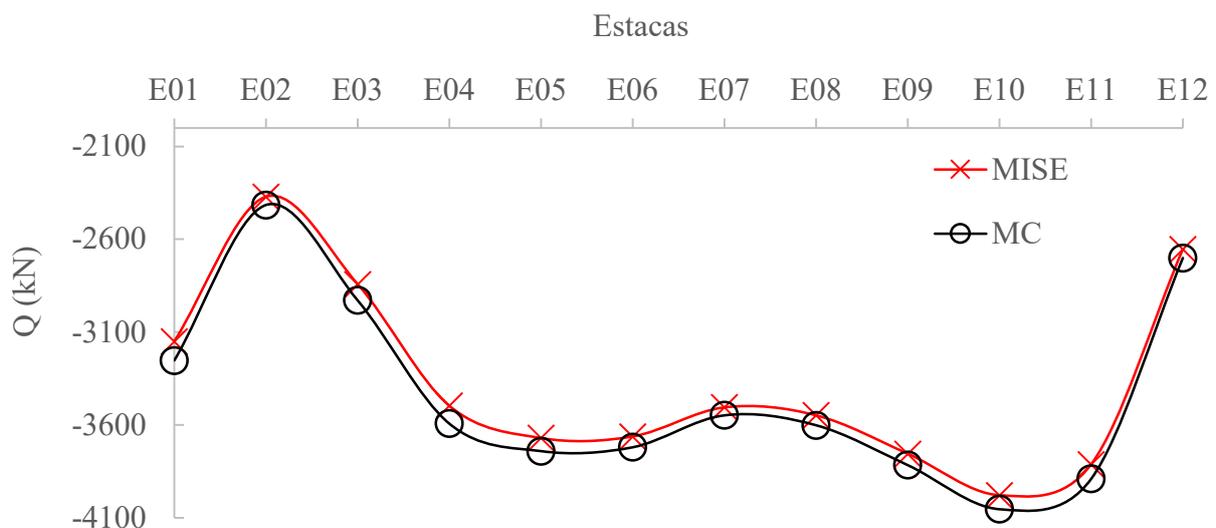


Figura 4.6 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 04).

4.5.2. Resultado Pior Situação 02 – Combinação 03

A Combinação 03 está denominada como Situação 02 (Tabela 4.5), pois foi a segunda combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 45°, guindaste portuário e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A Figura 4.8 apresenta um gráfico comparativo entre o modelo convencional de cálculo e o interação solo-estrutura para a situação 02.

Tabela 4.5 - Resultados Situação 02 - combinação 03.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3249,20	-3152,60	-3,06%
E02	-2423,30	-2387,90	-1,48%
E03	-2961,40	-2881,30	-2,78%
E04	-3606,70	-3516,40	-2,57%
E05	-3738,00	-3672,80	-1,78%
E06	-3717,90	-3667,20	-1,38%
E07	-3573,70	-3534,80	-1,10%
E08	-3613,20	-3563,60	-1,39%
E09	-3812,60	-3755,60	-1,52%
E10	-4051,60	-3981,40	-1,76%
E11	-3913,50	-3837,40	-1,98%
E12	-2711,90	-2667,80	-1,65%

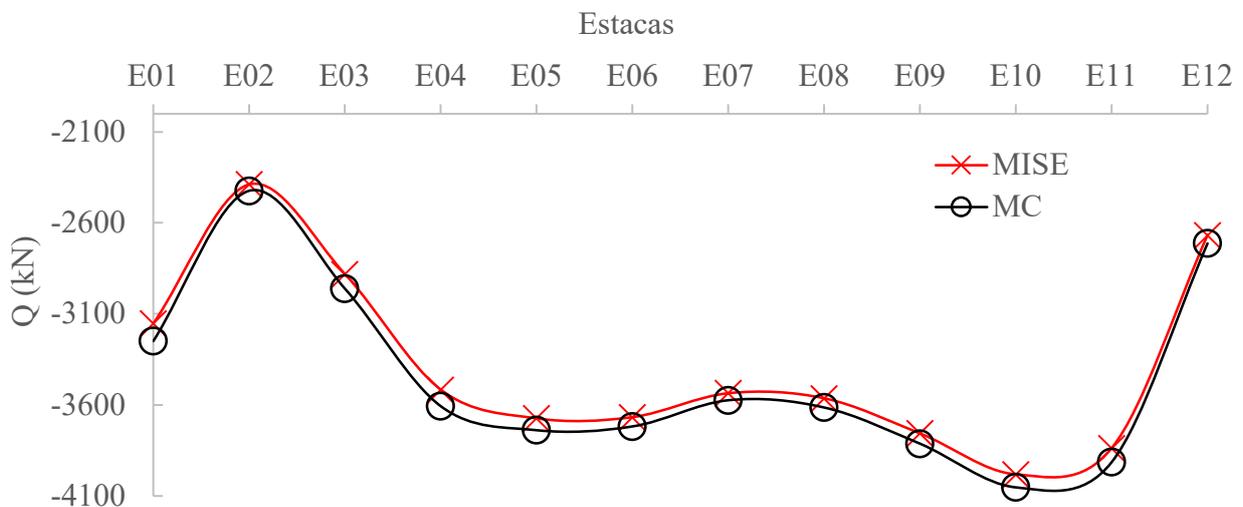


Figura 4.7 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 03).

4.5.3. Resultado Pior Situação 03 – Combinação 05

A Combinação 05 está denominada como Situação 03 (Tabela 4.6), pois foi a terceira combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 15°, guindaste portuário e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes.

Tabela 4.6 - Resultados Situação 03 - combinação 05.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3252,00	-3143,00	-3,47%
E02	-2401,70	-2348,70	-2,26%
E03	-2899,10	-2805,30	-3,34%
E04	-3579,50	-3475,90	-2,98%
E05	-3740,40	-3661,40	-2,16%
E06	-3712,70	-3648,00	-1,77%
E07	-3523,90	-3475,50	-1,39%
E08	-3590,50	-3530,90	-1,69%
E09	-3814,40	-3747,20	-1,79%
E10	-4045,20	-3964,70	-2,03%
E11	-3865,40	-3782,80	-2,18%
E12	-2690,90	-2637,50	-2,02%

A Figura 4.9 apresenta um gráfico comparativo entre o modelo convencional de cálculo e o interação solo-estrutura para a situação 03.

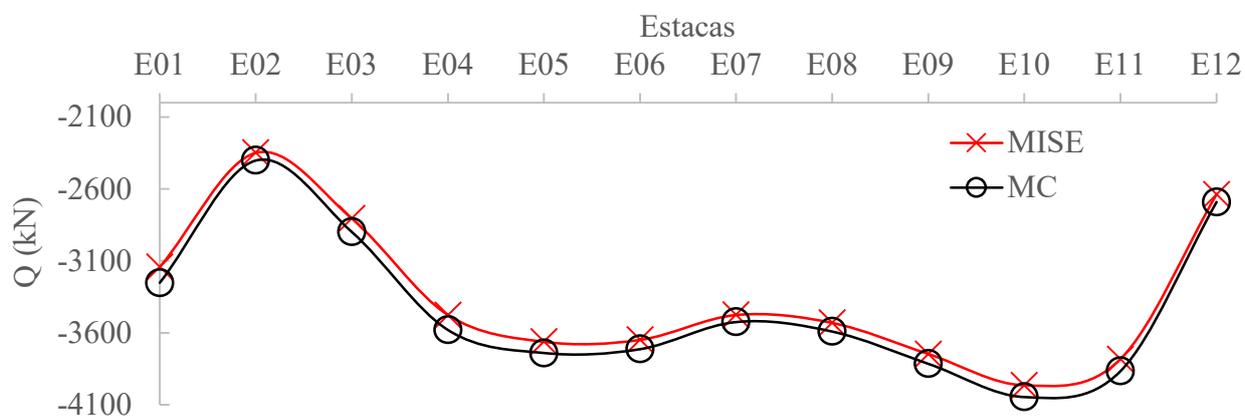


Figura 4.8 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 05).

4.5.4. Resultado Pior Situação 04 – Combinação 02

A Combinação 02 está denominada como Situação 04 (Tabela 4.7), pois foi a quarta combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 60°, guindaste portuário e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A Figura 4.10 apresenta um gráfico comparativo entre o modelo convencional de cálculo e o interação solo-estrutura para a situação 02.

Tabela 4.7 - Resultados Situação 04 - combinação 02.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3242,50	-3151,00	-2,90%
E02	-2424,30	-2397,60	-1,11%
E03	-2996,10	-2921,40	-2,56%
E04	-3622,90	-3537,90	-2,40%
E05	-3731,30	-3671,70	-1,62%
E06	-3709,10	-3664,30	-1,22%
E07	-3601,50	-3564,70	-1,03%
E08	-3626,90	-3580,00	-1,31%
E09	-3805,10	-3750,80	-1,45%
E10	-4040,50	-3973,10	-1,70%
E11	-3936,50	-3860,00	-1,98%
E12	-2724,90	-2683,20	-1,55%

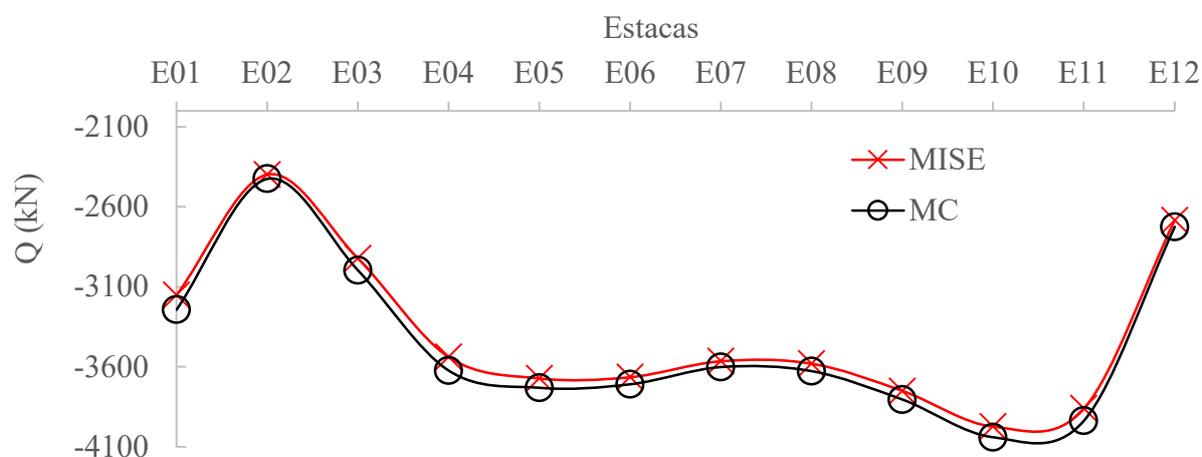


Figura 4.9 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 02).

4.5.5. Resultado Pior Situação 05 – Combinação 01

A Combinação 01 está denominada como Situação 05 (Tabela 4.8), pois foi a quinta combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 90°, guindaste portuário e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.11 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.8 - Resultados Situação 05 - combinação 01.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3221,70	-3136,60	-2,71%
E02	-2408,60	-2396,70	-0,50%
E03	-3062,00	-2994,40	-2,26%
E04	-3655,60	-3577,30	-2,19%
E05	-3709,70	-3657,40	-1,43%
E06	-3673,70	-3637,00	-1,01%
E07	-3654,20	-3616,70	-1,04%
E08	-3654,90	-3608,10	-1,30%
E09	-3780,20	-3726,60	-1,44%
E10	-3996,00	-3929,10	-1,70%
E11	-3974,30	-3890,50	-2,15%
E12	-2751,50	-2710,30	-1,52%

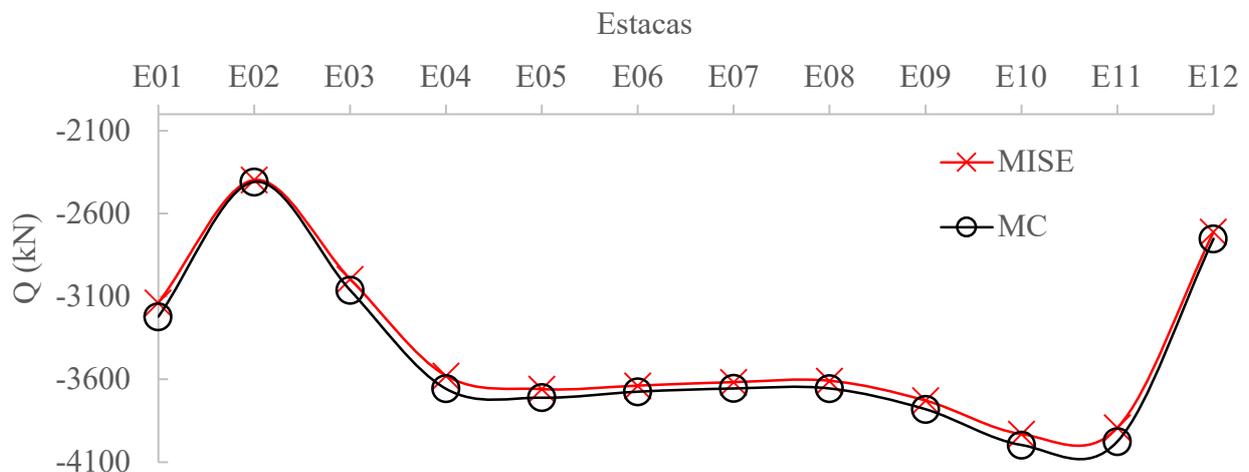


Figura 4.10 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 01).

4.5.6. Resultado Pior Situação 06 – Combinação 16

A Combinação 16 está denominada como Situação 06 (Tabela 4.9), pois foi a sexta combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal o guindaste portuário. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 30°, sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.12 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.9 - Resultados Situação 06 - combinação 16.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3893,10	-3780,80	-2,97%
E02	-2460,00	-2424,30	-1,47%
E03	-2815,20	-2726,50	-3,25%
E04	-3220,00	-3126,60	-2,99%
E05	-3292,90	-3222,60	-2,18%
E06	-3290,60	-3232,20	-1,81%
E07	-3125,30	-3081,70	-1,41%
E08	-3164,10	-3110,70	-1,72%
E09	-3378,60	-3317,50	-1,84%
E10	-3632,50	-3558,00	-2,09%
E11	-3484,40	-3406,10	-2,30%
E12	-2322,90	-2275,30	-2,09%

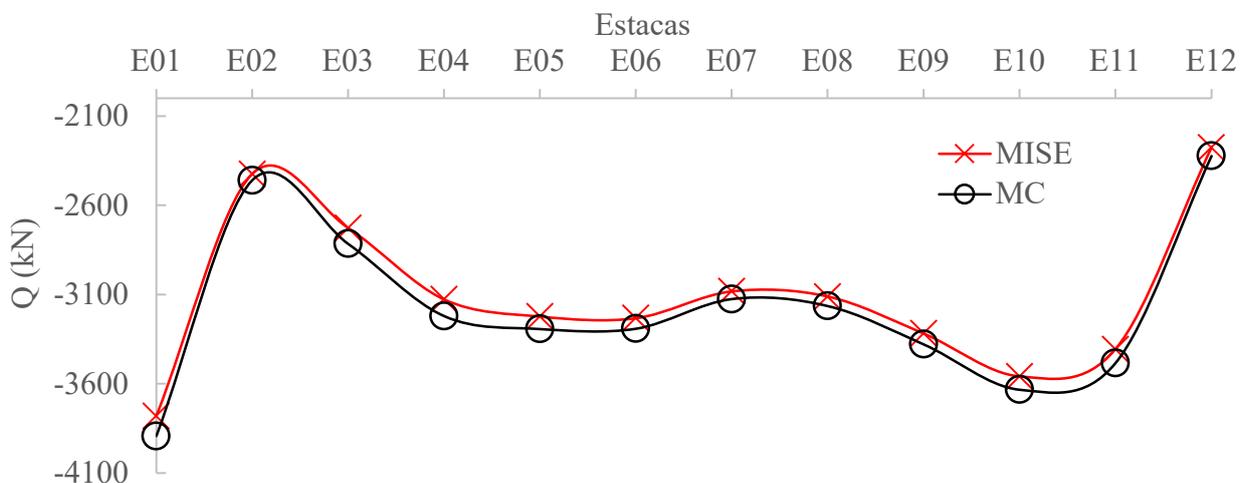


Figura 4.11 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 16).

4.5.7. Resultado Pior Situação 07 – Combinação 17

A Combinação 17 está denominada como Situação 07 (Tabela 4.10), pois foi a sétima combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal o guindaste portuário. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 15°, sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.13 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.10 - Resultados Situação 07 - combinação 01.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3892,90	-3774,10	-3,15%
E02	-2446,50	-2402,10	-1,85%
E03	-2785,70	-2690,00	-3,56%
E04	-3207,50	-3107,20	-3,23%
E05	-3292,30	-3214,90	-2,41%
E06	-3284,60	-3219,00	-2,04%
E07	-3101,80	-3052,80	-1,61%
E08	-3153,70	-3094,70	-1,91%
E09	-3377,50	-3310,70	-2,02%
E10	-3625,10	-3544,80	-2,27%
E11	-3460,50	-3378,00	-2,44%
E12	-2313,40	-2260,50	-2,34%

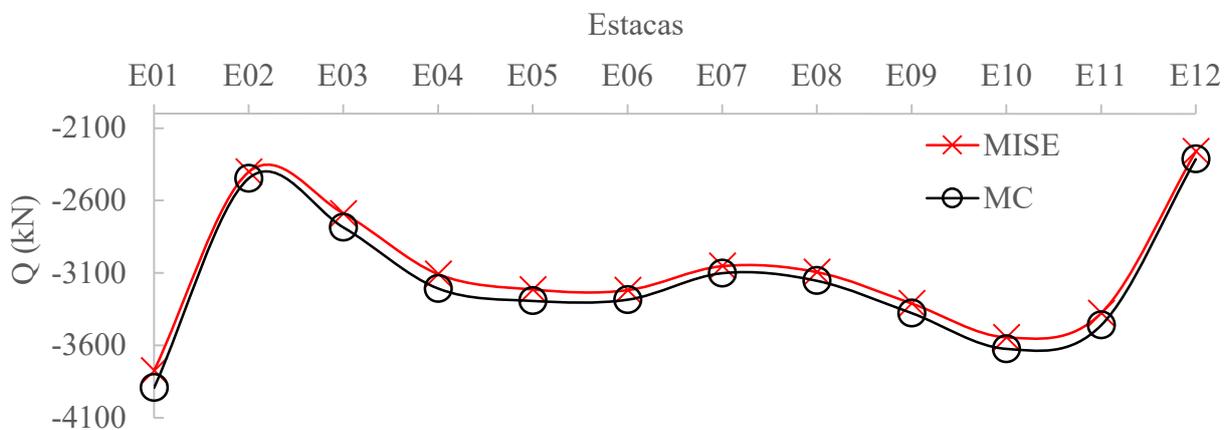


Figura 4.12 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 17).

4.5.8. Resultado Pior Situação 08 – Combinação 15

A Combinação 17 está denominada como Situação 08 (Tabela 4.11), pois foi a oitava combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal o guindaste portuário. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 45°, sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.14 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.11 - Resultados Situação 08 - combinação 15.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3890,10	-3789,64	-2,65%
E02	-2468,00	-2347,79	-5,12%
E03	-2848,10	-2837,80	-0,36%
E04	-3234,70	-3133,36	-3,23%
E05	-3290,00	-3152,23	-4,37%
E06	-3289,80	-3196,72	-2,91%
E07	-3151,60	-3131,07	-0,66%
E08	-3176,40	-3150,53	-0,82%
E09	-3375,60	-3291,78	-2,55%
E10	-3631,50	-3482,52	-4,28%
E11	-3508,60	-3392,75	-3,41%
E12	-2334,40	-2309,37	-1,08%

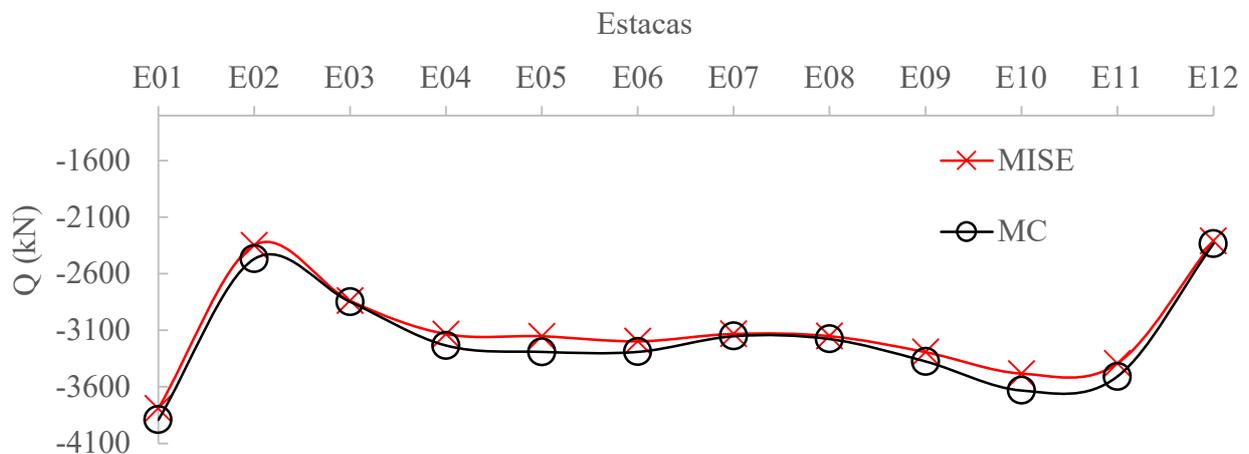


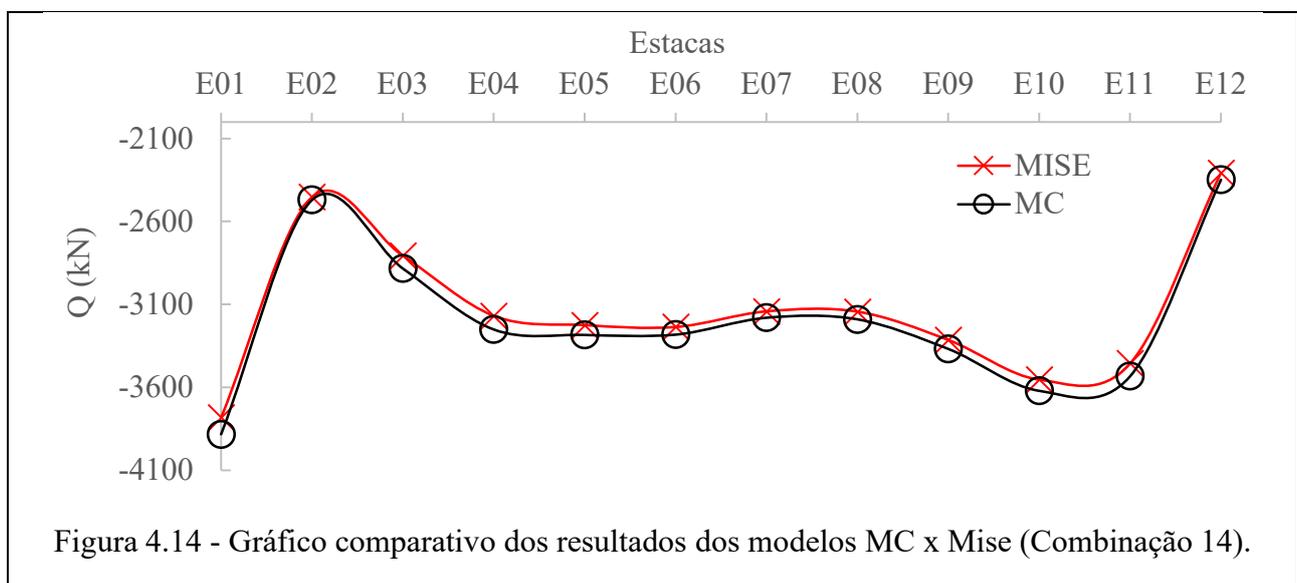
Figura 4.13 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 15).

4.5.9. Resultado Pior Situação 09 – Combinação 14

A Combinação 14 está denominada como Situação 09 (Tabela 4.12), pois foi a nona combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais. Nesta combinação considerou-se como ação principal o guindaste portuário. As ações secundárias utilizadas foram amarração a 60°, sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.15 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.12 - Resultados Situação 09 - combinação 14.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3883,40	-3782,10	-2,68%
E02	-2469,10	-2451,10	-0,73%
E03	-2882,70	-2806,10	-2,73%
E04	-3251,00	-3169,20	-2,58%
E05	-3283,20	-3225,10	-1,80%
E06	-3281,00	-3235,30	-1,41%
E07	-3179,30	-3141,90	-1,19%
E08	-3190,20	-3143,70	-1,48%
E09	-3368,10	-3314,20	-1,63%
E10	-3620,40	-3553,20	-1,89%
E11	-3531,70	-3455,20	-2,21%
E12	-2347,30	-2306,30	-1,78%



4.5.10. Resultado Pior Situação 10 – Combinação 13

A Combinação 13 está denominada como Situação 10 (Tabela 4.13), pois foi a décima combinação que gerou a pior cenário de carregamentos nas estacas do cais, Nesta combinação considerou-se como ação principal o guindaste portuário, As ações secundárias utilizadas foram amarração a 90°, sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e a faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura, O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes. A figura 4.16 apresenta um gráfico comparativo MC x MISE.

Tabela 4.13 - Resultados Situação 10 - combinação 13.

Estaca	Q (kN)		Diferença (%)
	MC	MISE	
E01	-3862,60	-3767,70	-2,52%
E02	-2453,40	-2450,10	-0,13%
E03	-2948,70	-2879,00	-2,42%
E04	-3283,60	-3208,50	-2,34%
E05	-3261,60	-3210,90	-1,58%
E06	-3245,50	-3208,00	-1,17%
E07	-3232,10	-3193,80	-1,20%
E08	-3218,10	-3171,80	-1,46%
E09	-3343,20	-3290,10	-1,61%
E10	-3575,90	-3509,20	-1,90%
E11	-3569,40	-3485,70	-2,40%
E12	-2374,00	-2333,30	-1,74%

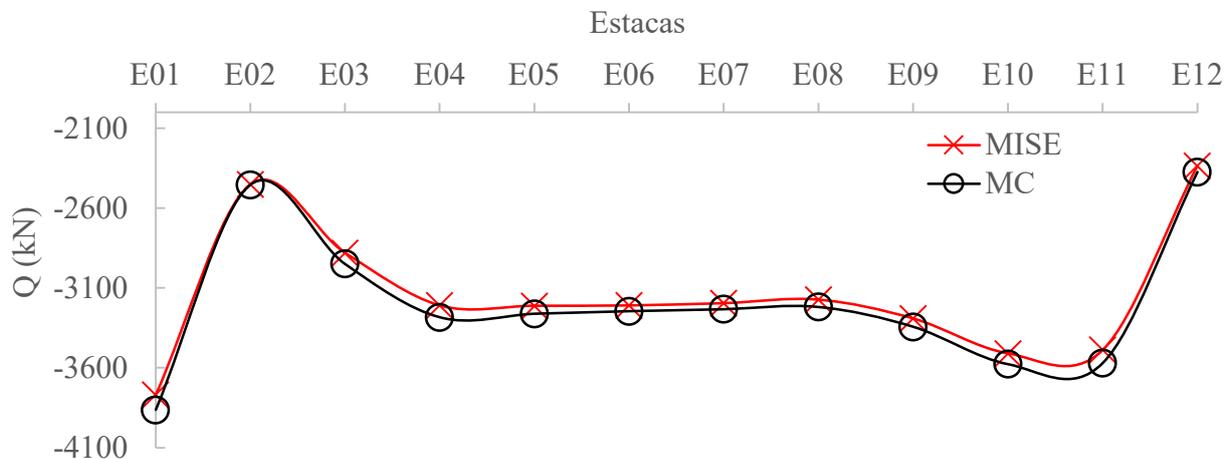


Figura 4.15 - Gráfico comparativo dos resultados dos modelos MC x MISE (Combinação 13),

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados das combinações de carregamentos, foi possível obter as piores situações de cálculo para a estrutura do Cais Público do Porto Novo do Porto do Rio Grande. Além disso tornou-se possível verificação e comparação entre os modelos de cálculo convencional e de interação solo-estrutura. No proposto trabalho, analisou-se para os dois modelos de cálculo os esforços axiais das estacas do cais, para as dezoito combinações de ações, onde se destacaram como as piores condições em ordem decrescente dez combinações apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resumo das piores situações de cálculo.

Pior Sit.	Comb.	Ação Perm.	Var. Princ.	Var. Sec.	Estaca	MC (kN)	MISE (kN)
1 ^a	4		Sobr. Vert.	Amr. 30° + MHC + Temp	E10	-4051,60	-3981,40
2 ^a	3		Sobr. Vert.	Amr. 45° + MHC + Temp	E10	-4051,60	-3981,40
3 ^a	5		Sobr. Vert.	Amr. 15° + MHC + Temp	E10	-4045,20	-3964,70
4 ^a	2		Sobr. Vert.	Amr. 60° + MHC + Temp	E10	-4040,50	-3973,10
5 ^a	1	P.P. + Tirantes	Sobr. Vert.	Amr. 90° + MHC + Temp	E10	-3996,00	-3929,10
6 ^a	16		MHC	Amr. 30° + Sobr. Vert. + Temp	E01	-3893,10	-3780,80
7 ^a	17		MHC	Amr. 15° + Sobr. Vert. + Temp	E01	-3892,90	-3774,10
8 ^a	15		MHC	Amr. 45° + Sobr. Vert. + Temp	E01	-3890,10	-3789,64
9 ^a	14		MHC	Amr. 60° + Sobr. Vert. + Temp	E01	-3883,40	-3782,10
10 ^a	13		MHC	Amr. 90° + Sobr. Vert. + Temp	E01	-3862,60	-3767,70

Nas dez piores situações, incluso as outras combinações de carga que obtiveram resultados inferiores aos apresentados, todas as estacas obtiveram apenas esforços de compressão. O peso próprio e a protensão dos tirantes foram consideradas como carregamentos permanentes em todas as combinações de carga.

Na 1^a pior situação (combinação 04) o maior esforço obtido foi na estaca E10, com uma força

de 4052,60kN de compressão no modelo MC e de 3977,90kN no modelo MISE. A menor foi da estaca E12, com uma força de compressão de 2700,00kN no modelo MC e de 2652,20kN no modelo MISE. Nesta combinação é considerado como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e uma faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar, as ações secundárias utilizadas foram amarração a 30°, guindaste portuário e temperatura. Todos os resultados das estacas do desta combinação do modelo interação solo-estrutura apresentaram uma redução de esforços sendo a maior de 3,26% e a menor de 1,23%, em média de todas as estacas a redução de carregamentos foi de 2,05% para a combinação 04.

Para 2ª pior situação (combinação 03) o maior esforço obtido foi na estaca E10, com uma força de 4051,60kN de compressão no modelo MC e de -3981,40kN no modelo MISE. A menor foi da estaca E02, com uma força de compressão de 2423,30kN no modelo MC e de 2387,90kN no modelo MISE. Nesta combinação é considerado como ação principal a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e uma faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar, as ações secundárias utilizadas foram amarração a 45°, guindaste portuário e temperatura. Todos os resultados das estacas do desta combinação do modelo interação solo-estrutura apresentaram uma redução de esforços sendo a maior de 3,06% e a menor de 1,10%, em média de todas as estacas a redução de carregamentos foi de 1,87% para a combinação 03.

Na 3ª, 4ª e 5ª piores situações também obtiveram reduções em seus carregamentos e seus valores são inferiores as duas primeiras piores situações de esforços. Já para a 5ª pior situação (combinação 16) o maior esforço obtido foi na estaca E01, com uma força de 3893,10kN de compressão no modelo MC e de 3780,80kN no modelo MISE. A menor foi da estaca E12, com uma força de compressão de 2322,90kN no modelo MC e de 2275,30kN no modelo MISE. Nesta combinação é considerado como ação principal a atividade do guindaste portuário patolado com a lança a 135°, as ações secundárias utilizadas foram amarração a 30°, a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e uma faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar e temperatura. Todos os resultados das estacas do desta combinação do modelo interação solo-estrutura apresentaram uma redução de esforços sendo a maior de 3,25% e a menor de 1,41%, em média de todas as estacas a redução de carregamentos foi de 2,18% para a combinação 16.

A 6ª pior situação (combinação 17) considera também como ação principal a atividade do guindaste portuário patolado com a lança a 135°, e as ações secundárias utilizadas foram a sobrecarga vertical no cais, desconsiderando a área do guindaste e uma faixa de 1,00m do bordo do cais no lado do mar, temperatura, mas amarração considerada foi com o ângulo de 30°. o maior esforço obtido foi na estaca E01, com uma força de 3892,90kN de compressão no modelo MC e de 3774,10kN no

modelo MISE. A menor foi da estaca E12, com uma força de compressão de 2313,40kN no modelo MC e de 2260,50kN no modelo MISE.

Efetuada uma análise geral dos resultados, as cinco primeiras piores situações de esforços ocorrem devido a utilização da sobrecarga vertical como carga variável principal. Este tipo de ação em estruturas portuárias é de grande importância, pois são consideradas grandes cargas por metro quadrado, devido a variabilidade dos materiais a serem estocados na plataforma do cais e também de equipamentos a serem utilizados e ações da natureza que podem ocorrer na vida útil da estrutura do cais. Mesmo utilizando o guindaste portuário nestas combinações de carregamento, para a estaca que foi a mais solicitada estava na área onde a sobrecarga vertical era predominante e também próxima ao bloco externo recebendo parte do carregamento de amarração deste bloco.

Já as cinco últimas piores situações de esforços são devido a utilização do carregamento do guindaste portuário, principal equipamento de movimentação do cais. Nas combinações dos modelos foi considerado o guindaste patolado na extremidade lateral do cais, com a lança a 135° no qual a patola mais próxima ao bordo lateral do cais apresenta uma carga elevada, assim transferindo seu carregamento para a estaca mais próxima, que nos cenários expostos foi à estaca E01. Nestas combinações o esforço causado pelo guindaste sobressai ao carregamento da sobrecarga vertical devido ao elevado valor de capacidade máxima do guindaste utilizado. Se realizarmos uma média entre a porcentagem das diferenças de todas as 10 piores situações a média da redução de esforços é igual a 2,19%.

Sendo assim, conclui-se que para a estrutura do Cais do Porto Novo do Porto do Rio Grande a utilização da metodologia de interação solo-estrutura, com molas verticais e horizontais, traz poucos benefícios ao projeto, apresentando uma redução dos esforços, pois sua redução é da ordem de 2% em média. Mesmo se houvesse um grande número de estacas considerado para o projeto, talvez ainda essa metodologia que poderia gerar uma economia financeira muito irrelevante para o empreendimento, se comparado aos custos de execução de uma investigação geotécnica mais detalhada para realização deste tipo de análise solo-estrutura. Deste modo, o método convencional mesmo apresentando valores apenas um pouco mais elevados que os do modelo MISE, se faz proveitoso, pois se obtém valores mais conservadores e não se faria necessário o gasto com uma análise mais detalhada do solo no qual a fundação iria se inserir.

Um dos motivos que pode contribuir para esta baixa redução, é a não consideração da análise solo-estrutura para o muro de gravidade, que é o apoio posterior do cais, e divide a carga com a linha de estacas absorvendo grande parte dos esforços verticais. Outro aspecto que se pode levar em conta no proposto estudo, é que para o cais propriamente dito, os esforços horizontais foram projetados

para serem absorvidos principalmente pelos tirantes (inseridos no modelo) e pelo paramento posterior do cais. Desta forma, o esforço horizontal absorvido pelas estacas torna-se ínfimo para a análise estrutural. A utilização de molas horizontais se faria proveitoso quando o solo necessita absorver cargas horizontais, talvez se nesta análise incluísse a análise solo-estrutura nos tirantes e paramentos posteriores, ou que o cais possuísse apenas estacas ou inclinadas em sua disposição, esta aplicação se faria útil.

Com intuito de contribuir para estudos de estruturas portuárias, de análises de interação solo-estrutura e também para estruturas do cais do Porto Novo do Porto do Rio grande, algumas sugestões para trabalhos futuros, são a inclusão de outros elementos do cais na análise de interação solo-estrutura, como por exemplo, os tirantes do cais e também o muro no qual o cais se apoia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9782**: Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais. Rio de Janeiro, 1987 (CANCELADA).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES AQUAVIÁRIOS (ANTAQ), **Anuário 2017**, 2017, Disponível em: <<http://portal.antaq.gov.br/>>.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Obras e Gestão de Portos e Costas**. 2. ed. São Paulo: Editora Blucher, 2009.
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Engenharia Portuária**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2014.
- ALONSO, U. R.. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012.
- ANSYS INC, *User's Manual*, v,10 Houston: Swanson Analysis System Inc, 2009.
- BRITISH STANDARDS, **BS 6349**: *Maritime Works - Part 4: Code Of Practice For Design Of Fendering And Mooring Systems*, 2014.
- CHRISTAN, P. 2012. **Estudo da Interação Solo-Estaca Sujeito a Carregamento Horizontal em Ambientes Submersos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba.
- COMIN, C.; SOUZA, R. M. Estruturas portuárias - distribuição de esforços na infraestrutura devidos a amarração e atracação de embarcações. **Revista IBRACON Estruturas e Materiais**. São Paulo, v. 10, n. 3, p. 626-638, 2017.
- DAVISSON, M. T. (1963). *Estimating buckling loads for piles*. 2^a PCSMFE 1963, São Paulo.
- DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. *Bending and buckling of partially embedded piles*, **Proceedings of 6th: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineers**, Canadá, vol 2, p 243-246, 1965.
- DZIEKANIAK, N. G., 2005. **Remodelação de Obras Portuárias em Estacas Mistas no Porto Novo do Rio Grande**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande – FURG.
- FINATO, F. S., 2018. **Análise Probabilística do Esforço de Atracação em Estruturas Portuárias**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

- GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL, 2018, Disponível em: <<https://estado.rs.gov.br/porto-do-rio-grande-comemora-aniversario-com-crescimento-de-movimentacao>>.
- GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL, 2018, Disponível em: <<https://estado.rs.gov.br/porto-do-rio-grande-comemora-aniversario-com-crescimento-de-movimentacao>>.
- GUSMÃO, A. D., 1990. **Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações**. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- GUSMÃO FILHO, J. A., 1995. **Contribuição à Prática de Fundações: A Experiência de Recife**. Tese de Concurso para Professor Titular da Escola de Engenharia da UFPE, Pernambuco, PE, Brasil.
- HENAO, A. F. R.; PARDO, J. P. S. *Elastic stability of pile-supported wharves and piers*. **Engineering Structures**, v, 97, p, 140–151, 2015.
- IMMICH, T. B.; KLAMT, R. A., SILVA, L. G. Z. 2016. Análise Comparativa Do Comportamento Estrutural De Uma Edificação Através De Modelos Computacionais Com A Consideração Da Interação Solo-Estrutura. **Revista GEDECON**, v.4, n.2, p.26-53, 2016.
- MARINHO, I. J. P., 2002. **Projeto ótimo de estruturas metálicas de arribancadas reutilizáveis via Ansys**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- MASON, J. **Estruturas Portuárias**. 1. ed, Rio de Janeiro: Editora Campus Ltda, 1981.
- MEIRELES, J. F. B., 2007. **Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente**. Tese (Doutorado Engenharia Mecânica). Universidade do Minho.
- MENDES, E. J., 2016. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina.
- NUNES, M. L.; REAL, M. V., 2019. Estimation of the Piles Axial Load in the Public Wharf of Porto Novo During an Operation of a Port Crane. **RESM – Research On Engineering Structures & Materials**, v., 5, n, 4, p, 347-353, 2019.
- RAMOS, A. P., 2016. **Análise probabilística dos esforços nas fundações de um cais de contêineres**, Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande – FURG.
- RAMOS, A. P.; LIMA, J. P. S.; RIBEIRO, B. Z.; REAL, M. V. x'Estudo probabilístico das cargas nas estacas de dolphins de amarração e atracação, **Engevista**, v, 19, n, 2, p, 459–481, 2017.
- RIBEIRO, B. Z., 2017. **Análise Probabilística dos Esforços nas Estacas de um Cais de Contêineres de paramento aberto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

- SU, L.; LU, J.; ELGAMAL, A.; ARULMOLDI, A. A. *Seismic performance of a pile-supported wharf: Three-dimensional finite element simulation*, **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v, 95, p, 167–179, 2017.
- TENG, W. C., **Foundation Design**. 5 ed., Prentice-Hall, Inc, 1992.
- TERZAGHI, K, Evaluation of coefficients of subgrade reaction, **Geotechnique**,, v, 5, n, 4, p, 41–50, 1955.
- THORESEN, C. A. **Port Designer's Handbook**. 3 ed, London: ICE Publishing, 2014.
- TSINKER, G. P., **Handbook of Port And Harbor Engineering: Geotechnical and Structural Aspects**, 1 ed, New York,,: Springer-Verlag New York Inc, 2014.
- UNIFIED FACILITIES CRITERIA. **UFC 4-152-01: Design: Piers and Wharves**. Washington D.C., 2017.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 1 ed, São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2011.
- VIEGAS, C, H, H,; REAL, M, D, V,; MOURA, M, W, *Análise estrutural de um cais de contêineres através dos métodos dos elementos finitos*, **Revista de Engenharia e Tecnologia**,, v, 7, n, 2, p, 1–12, 2015.
- WEGMANN, M. D., 2018. **Análise da interação solo-estrutura em Dólfins de amarração e atracação**. 2018, Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande – FURG.,
- WINKLER, E, *Die lehre von der Elastizität und Festigkeit*, **PRAG**: Dominicus, 1867.
- XIE, Y.; LIU, C.; GAO, S.; TANG, J.; CHEN, Y. Lateral load bearing capacity of off shore high-piled wharf with batter piles, **Ocean Engineering**, [s, l,], v, 142, p, 377–387, 2017.