

# MEMÓRIA DE CÁLCULO

## AMPLIAÇÃO E MODERNIZAÇÃO DO PORTO DO RIO

### CAIS DA GAMBOA – CABEÇOS 80 a 100

**Cliente** : CDRJ – Companhia Docas do Rio de Janeiro

**Operação:** CDRJ

**Local** : Rio de Janeiro / RJ

0	22/02/2024	Emissão Inicial	MMSL	FESC	JTPM	CO
Rev.	Data	Descrição da revisão	Elaborado por	Verificado por	Aprovado por	CE

#### CE - Códigos de emissão

<b>CC</b> Conforme construído	<b>ES</b> Estudo	<b>OR</b> Para orçamento	<b>PR</b> Preliminar
<b>CD</b> Cancelado	<b>LC</b> Liberado p/ Construção	<b>PC</b> Para compra	<b>CO</b> Para comentários
<b>CO</b> Para comentários	<b>IN</b> Para informação	<b>PD</b> Para detalhamento	

---

**ÍNDICE**

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>5</b>
1.1	Objetivos	5
1.2	Obras de Modernização do Cais	6
1.2.1	Aumento da profundidade atual	6
1.2.2	Aumento da retroárea	7
1.2.3	Aumento da capacidade de carga dos cabeços de amarração e troca de defensas.	7
<b>2</b>	<b>Histórico</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>Documentos de referência</b>	<b>11</b>
3.1	Documentos de Projeto	11
3.2	Normas Brasileiras	11
3.3	Normas Estrangeiras	11
<b>4</b>	<b>Descrição da Obra</b>	<b>12</b>
4.1	Metodologia adotada para as fundações	18
4.1.1	Escolha da solução ideal sob o ponto de vista técnico – executivo	19
4.2	Principais fases executivas	20
<b>5</b>	<b>Materiais a serem empregados</b>	<b>22</b>
5.1	Aço para inserts metálicos em geral	22
5.2	Concreto armado para a estrutura e fundações	22
5.3	Aço das Camisas Metálicas	22
<b>6</b>	<b>Condições Ambientais</b>	<b>23</b>
6.1	Variações do nível d'água	23
6.2	Variação de Temperatura	23
6.3	Condições Geotécnicas	23
6.3.1	Sondagens típicas da região	24
6.4	Correntes	27
<b>7</b>	<b>Ações na Estrutura do Cais</b>	<b>28</b>
7.1	Peso próprio	28
7.2	Sobrecarga	28
<b>8</b>	<b>ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO</b>	<b>29</b>
8.1	Geometria do Modelo	29
8.2	Parâmetros dos Materiais	30

---

---

8.3	Análise de deslocamentos após Dragagem .....	33
8.3.1	Deslocamentos totais após dragagem .....	33
8.3.2	Deslocamentos no muro após dragagem.....	34
8.3.3	Deslocamentos na linha de estacas raiz .....	35
8.4	Análise de deslocamentos em Operação.....	36
8.4.1	Deslocamentos totais em operação .....	36
8.4.2	Deslocamentos no muro após dragagem.....	38
8.4.3	Deslocamentos na linha de estacas raiz .....	39
8.5	Esforços nos elementos.....	40
8.5.1	Parede de estacas raiz .....	40
8.6	Tensões Horizontais na Parede de Estacas Raiz .....	42
8.7	Tensões Horizontais no Muro Existente.....	43
<b>9</b>	<b>Análise dos parâmetros do solo e da estabilidade do cais .....</b>	<b>44</b>
9.1	Avaliação de estabilidade da fase pós-dragagem .....	45
9.2	Avaliação de estabilidade da fase de Operação .....	45
9.3	Avaliação de estabilidade com amarração .....	46
<b>10</b>	<b>Análise Estrutural .....</b>	<b>47</b>
10.1	Geometria.....	47
10.2	Propriedades dos Materiais .....	49
10.3	Propriedades das Seções dos elementos .....	50
10.3.1	Lajes .....	50
10.3.2	Estacas Tubadas .....	51
10.4	Carregamentos atuantes .....	53
10.4.1	Peso próprio .....	53
10.4.2	Sobrecarga distribuída.....	53
10.4.3	Variação de Temperatura .....	54
10.4.4	Empuxo .....	54
10.4.5	Atracação .....	56
10.4.6	Amarração .....	57
10.5	Esforços atuantes .....	58
10.6	Combinação de Carregamentos .....	62
<b>11</b>	<b>VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>64</b>
11.1	Estacas.....	64

---

---

11.2	Estacas Raízes.....	66
11.2.1	Lajes.....	70
11.3	Dimensionamento de lajes.....	73
<b>12</b>	<b>Controle de Qualidade da Obra .....</b>	<b>74</b>
12.1	Considerações técnicas.....	74
12.2	Controle de qualidade das fundações.....	75
12.2.1	Provas de carga estáticas para as cargas verticais.....	75
12.2.2	Provas de carga estáticas horizontais.....	76
12.2.3	Provas de carga dinâmicas.....	77
12.2.4	Nega e Repiques elásticos .....	77
12.3	Controle dos cabeços de amarração .....	77
12.4	Controle do concreto e aço .....	78
12.5	Monitoramento da estrutura .....	78
<b>13</b>	<b>Conclusão .....</b>	<b>79</b>
<b>ANEXO I</b>	<b>.....</b>	<b>81</b>
	Estudo de Atracação .....	81

---

## 1 Introdução

### 1.1 Objetivos

Esta memória de cálculo tem por objetivo elaborar o projeto básico para o aumento da profundidade e a execução de uma plataforma de trabalho para a ampliação e modernização do **PORTO DO RIO - CAIS DA GAMBOA – CABEÇOS 80 a 100**.



**Baía de Guanabara - Porto do Rio - Trecho Gamboa - Cabeços 80 a 100**

Estas obras são fundamentais para assegurar a competitividade comercial do Porto dando continuidade à expansão do trecho entre os cabeços 100 e 124 em execução.

A presente memória desenvolverá os seguintes itens:

- Definição dos parâmetros básicos de projeto;
- Cálculo dos principais esforços atuantes nas fundações e estruturas;
- Controle de qualidade necessário;

A análise da retroárea existente não faz parte do escopo deste relatório e não foi considerada a eventual necessidade de reforço nesta região para as novas cargas de utilização do cais ou do suporte de equipamentos durante a construção da obra.

A metodologia executiva da obra deverá permitir o uso normal dos berços vizinhos, sem modificar as condições atuais do meio ambiente, mantendo as características básicas do cais.

Ainda, tendo em vista assegurar não só a segurança da obra e da estrutura existente, mas também a sua durabilidade, **a obra terá um rigoroso controle de qualidade**.

A seguir apresentam-se as principais obras de necessrias para a modernizao do cais da Gamboa no Porto do Rio

## 1.2 Obras de Modernizao do Cais

### 1.2.1 Aumento da profundidade atual

A profundidade atual do cais pode variar entre 8,80m conforme sondagens existentes e 10,50m conforme experincia da obra vizinha entre os cabeos 100 e 124. Essas profundidades no atendem a maiorias dos navios modernos, que necessitam de pelo menos **13,50m**.

Desta forma a profundidade ser aumentada em at 5,00m., que corresponde a um aumento substancial, de cerca de 60%.

Com esta nova profundidade (13,50m.) ser possvel o uso de navios do Tipo Panamax, com 289 m de comprimento, 32,3 m de largura e 12 m de calado, aumentando substancialmente a rentabilidade e a competitividade do Porto.

A nova profundidade provocar uma grande escavao perto da conteno do cais, formada por um muro de peso constitudo por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, projetada e construda para uma profundidade bem menor.

Logo, esta estrutura existente, com mais de cem anos, obriga o uso de uma soluo executiva cuidadosa, que no provoque deslocamentos e esforos adicionais danosos no cais.

Desta forma, foram descartadas solues de fundao e conteno da rea dragada que possam instabilizar ou enfraquecer, ainda que momentaneamente, o conjunto existente, como por exemplo, o uso de injees de nata de cimento com presses superiores a 2,00MPa.

A soluo proposta descarta a necessidade de aterro emguas da Bahia da Guanabara. H somente o afastamento da linha de atracao atravs de plataforma apoiada sobre estacas.

### **1.2.2 Aumento da retroárea**

A retroárea atualmente disponível para suporte e apoio do Porto é muito reduzida, limitando e encarecendo as operações portuárias.

Desta forma, será executada uma nova plataforma de trabalho que aumentará a retroárea existente em cerca de 2.940,00m<sup>2</sup>.

### **1.2.3 Aumento da capacidade de carga dos cabeços de amarração e troca de defensas.**

Os novos navios necessitarão de cabeços de amarração para suportar **1.500,00kN**.

Aparentemente a estrutura original do cais está em boas condições para receber os reforços necessários.

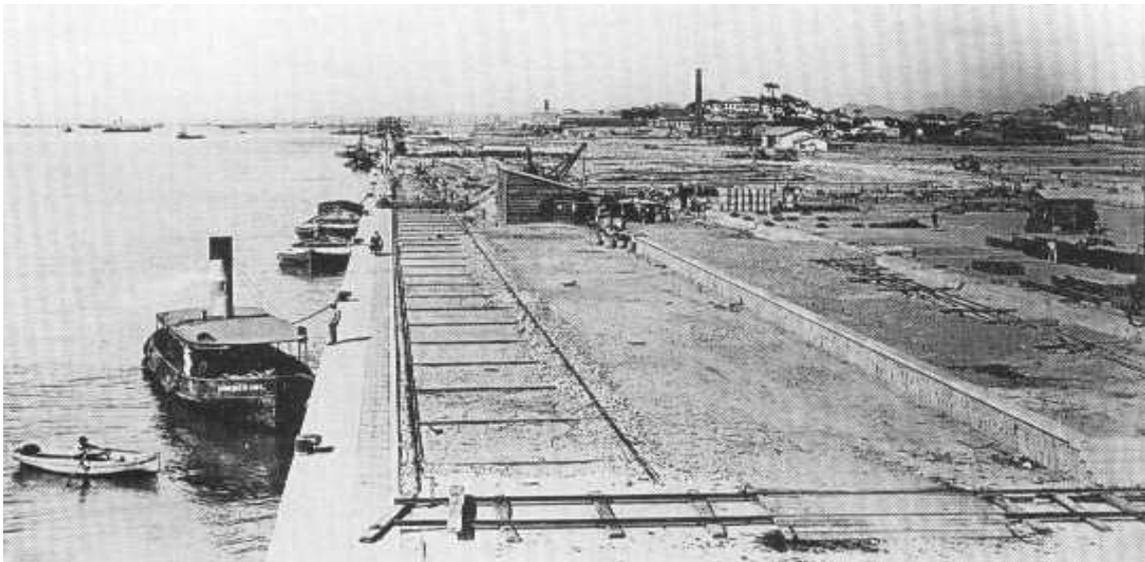
Evidentemente, dragagens próximas ao cais só podem ser feitas após a execução destas obras de reforço.

## 2 Histórico

A estrutura do Porto do Rio na região da Gamboa consiste de um muro de peso, constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico.

A base do muro foi construída com o uso de chapas metálicas, presentes até hoje.

Devido às técnicas disponíveis na época, a sua construção foi muito difícil, sofrendo diversos percalços, sendo o Cais da Gamboa, inicialmente designado Lauro Muller, somente inaugurado oficialmente em 20 de julho de 1910.



**Figura 1 - Cais Lauro Muller**

A A.P.R.J. cabia a realização das obras de melhoramento e ampliação das instalações portuárias, sua reparação, conservação, renovação e a exploração industrial e comercial do Porto do Rio de Janeiro, fiscalizada diretamente pelo Departamento Nacional de Portos Rios e Canais – D.N.P.R.C., depois autarquizado como Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis – D.N.P.V.N., e depois transformado na PORTOBRÁS, sempre subordinado ao Ministério da Viação e Obras Públicas, depois Ministério dos Transportes.

Em decorrência da aplicação da Lei nº 8.630, de 25/02/93, as atividades de operação portuária foram sendo gradualmente transferidas, por intermédio de contratos de arrendamento de áreas, a empresas do setor privado, constituídas para atuar sob a forma de Terminais Portuários, em moldes semelhantes aos verificados nos principais portos europeus.

Atualmente, a área do Porto Organizado do Rio de Janeiro é constituída por:

1. Pelas instalações portuárias existentes na margem direita da Baía da Guanabara, na cidade do Rio de Janeiro, desde seu extremo leste, onde se localiza o Píer Mauá, até sua extremidade norte, onde foi implantado o Cais do Caju, abrangendo os Cais da Gamboa e de São Cristóvão, as ilhas, docas, píeres, armazéns, pátios e edificações diversas, inclusive vias de circulação rodoviária e linhas férreas, além dos terrenos ao longo de suas faixas marginais e/ou adjacentes pertencentes à União, incorporadas ou não ao patrimônio do Porto, ou sob sua guarda e responsabilidade.
2. Pela infraestrutura de proteção e acesso aquaviário, incluindo as áreas de fundeio, bacias de evolução, canais de acesso e áreas adjacentes, até as margens das instalações terrestres existentes ou que venham a ser construídas e mantidas pela Administração do Porto, ou qualquer outro órgão do poder público.

As instalações do Porto Público do Rio de Janeiro compreendem 6.740 m de cais contínuo e um píer com 883 m de comprimento, estando subdivididas nos seguintes trechos:

- a. **Cais Mauá:** - consistente num Píer de 883 m de comprimento, com a área de 35.000 m<sup>2</sup> de pátios descobertos;
- b. **Cais da Gamboa:** - do Píer Mauá ao Canal do Mangue, numa extensão de 3.150 m, englobando 20 (vinte) Berços com profundidades variando de 7,00 m a 10,30 m e possuindo 16 (dezesesseis) Armazéns e 02 (dois) Pátios Descobertos destinados a cargas gerais.
- c. **Cais de São Cristóvão:** - do Canal do Mangue à Curva do Cemitério do Caju (Cemitério São Francisco Xavier), entre os Armazéns 30 e 31, numa extensão de 1.525 m, englobando 6 (seis) Berços com profundidades variando de 6,00 m a 8,00 m, podendo ser aprofundados para até 10,00 m, e possuindo 2 (dois) Armazéns com a área coberta total de 12.100 m<sup>2</sup>, além de 23.000 m<sup>2</sup> de Pátios Descobertos;
- d. **Cais do Caju:** - Da Curva do Cemitério do Caju até a extremidade norte do porto, numa extensão de 1340 m, englobando 5 (cinco) Berços, com a profundidade de 12,30 m, onde se localizam os Terminais de Contêineres, além do Terminal Roll-On - Roll-Off, com 1 (um) Berço com profundidade para a operação de embarcações de 10 m de calado, e que dispõe de 3 (três) Armazéns com 21.000 m<sup>2</sup> de área coberta e 117.000 m<sup>2</sup> de Pátios Descobertos

Além dessas instalações, o porto possui o **Terminal de Manguinhos**, que consiste num Quadro de Bóias para descarga de líquidos a granel destinados à Refinaria de Manguinhos, com profundidade para a operação de embarcações de até 10,36 m de calado.

Sob a fiscalização da Autoridade Portuária do Rio de Janeiro existem, ainda, os seguintes **Terminais Privativos**:

- a. O **TORGUÁ** – Terminal de Combustíveis da PETROBRÁS, localizado nas ilhas d'Água e Redonda;
- b. O **Terminal Esso** – da Exxon Química Ltda., na ilha do Governador, que movimentava Produtos Químicos;
- c. O **Terminal da Shell** – da Shell do Brasil S.A., também localizado na ilha do Governador, e que movimentava Combustíveis Líquidos; e
- d. O **Terminal de Manguinhos** – da Refinaria de Manguinhos, na baía de Guanabara.

### 3 Documentos de referência

Os documentos utilizados nesta análise foram os seguintes:

#### 3.1 Documentos de Projeto

- Projeto Básico;
- Sondagens TOPGEO (2011);
- Desenhos de mecânica fornecidos pela contratante.

#### 3.2 Normas Brasileiras

Todos os cálculos e dimensionamentos seguem prescrições das Normas Brasileiras ou estrangeiras quando aquelas não se aplicarem e se baseiam nas teorias consagradas da resistência dos materiais e concreto armado.

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- NBR 11832 – Defensas Portuárias de Elastômeros;
- NBR 11240 – Utilização de Defensas Portuárias;
- NBR 13209 – Planejamento Portuário – Obras de Acostagem;
- NBR 13246 – Planejamento Portuário – Aspectos náuticos;
- NBR 02.007.02-003 – Planejamento Portuário – Obras de Abrigo;
- NBR 6123 – Forças Devido ao Vento em Edificações;
- NBR 9062 – Projeto e Execução de Concreto Pré-moldado;

#### 3.3 Normas Estrangeiras

- PIANC - Permanent International Association of Navigation Conference - Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002
- BS 6349 - Maritime Structure;
- EAU - Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways - 1996 - 70 Edition;
- ROM Standard 2.0-11 - Recomendaciones para el proyecto y ejecución em Obras de Atraque y Amarre.
- API - RP2A - American Petroleum Institute.
- AISC - American Institute of Steel Construction.

## 4 Descrição da Obra

As obras de ampliação e modernização do trecho de cerca de 503,00m do Cais da Gamboa serão constituídas pelo **alargamento da plataforma do cais em 5,65 metros em direção ao mar (entre as locações dos cabeços 80 e 100 existentes) e um substancial aumento de profundidade, da cota -8,80m. para a cota -13,50**, com uma grande escavação praticamente ao lado de um muro de peso, constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, construído no início do século passado.

Esta nova plataforma, que aumentará o cais em cerca de 2.940 m<sup>2</sup>, facilitará a execução da obra e as futuras condições de operação do cais. A plataforma será apoiada em seu lado terra sobre o muro de pedras de cantaria e concreto ciclópico e, em seu lado mar, sobre estacas escavadas/tubadas de 80cm de diâmetro ancoradas em rocha e em solo muito resistente, com SPT > 50.

Para conter o solo entre as estacas tubadas e reforçar a interface solo x rocha, será executada uma linha de estacas raiz (D=50/40cm) pinadas em rocha, que formarão uma parede contínua para contenção do terreno dragado.

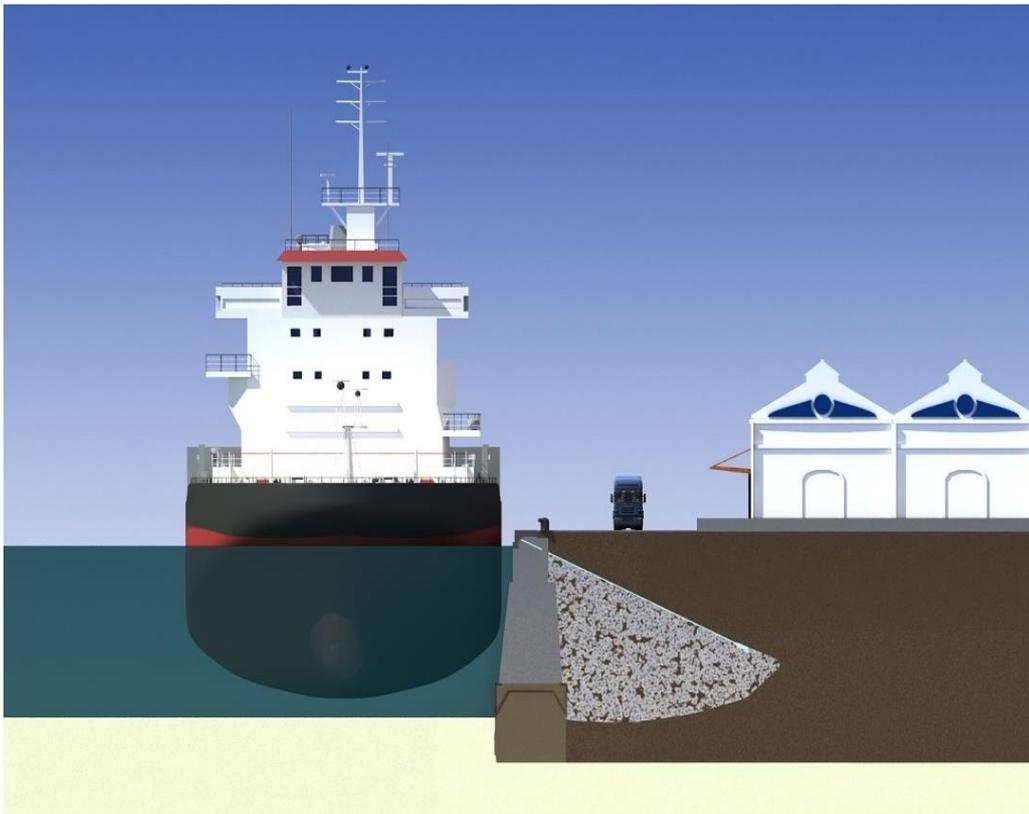
A plataforma será composta de pré-moldados e concretagem in loco.

O tratamento de bordo será feito através de paramentos pré-moldados de fechamento e paramentos especiais para instalação de defensas.

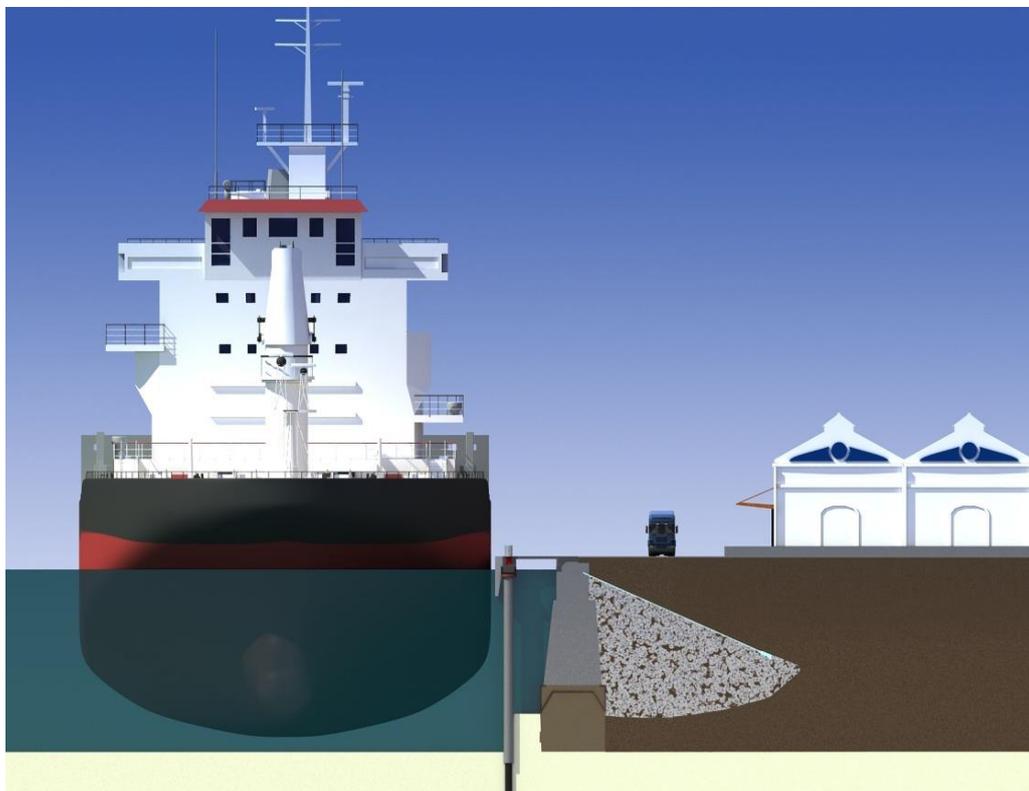
Para o combate aos esforços de amarração dos navios, serão adotados cabeços de amarração de **1.500,00kN**, espaçados de 24m entre si.

Os esforços horizontais de amarração dos navios e dos empuxos do solo serão amenizados através de estacas inclinadas nas laterais da projeção dos cabeços de amarração.

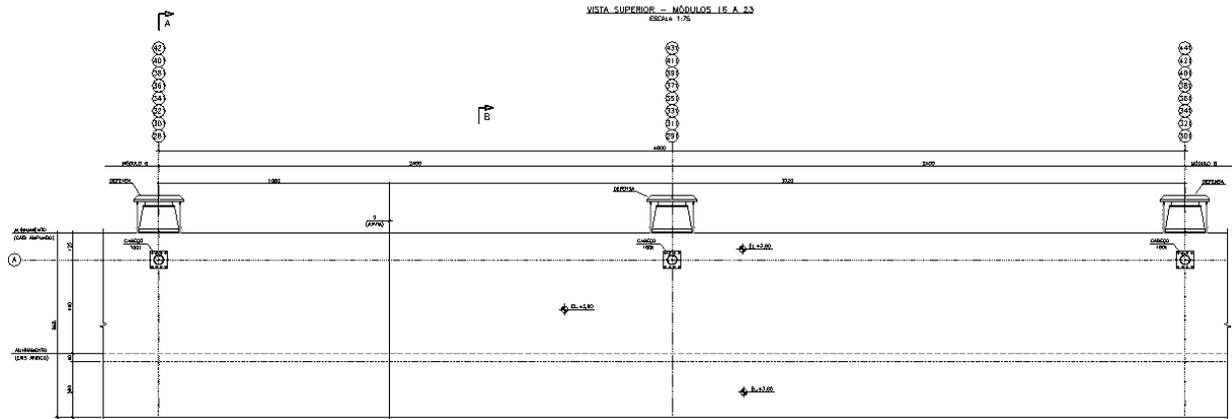
A metodologia executiva utilizada deverá garantir o uso normal dos berços vizinhos, sem modificar as condições atuais do meio ambiente, mantendo as características básicas do cais.



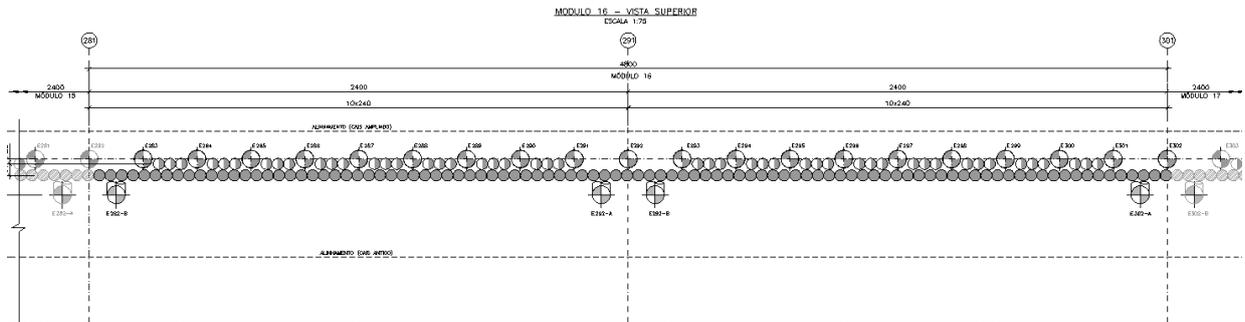
**Figura 2 - Esquema de atracação no cais atual**



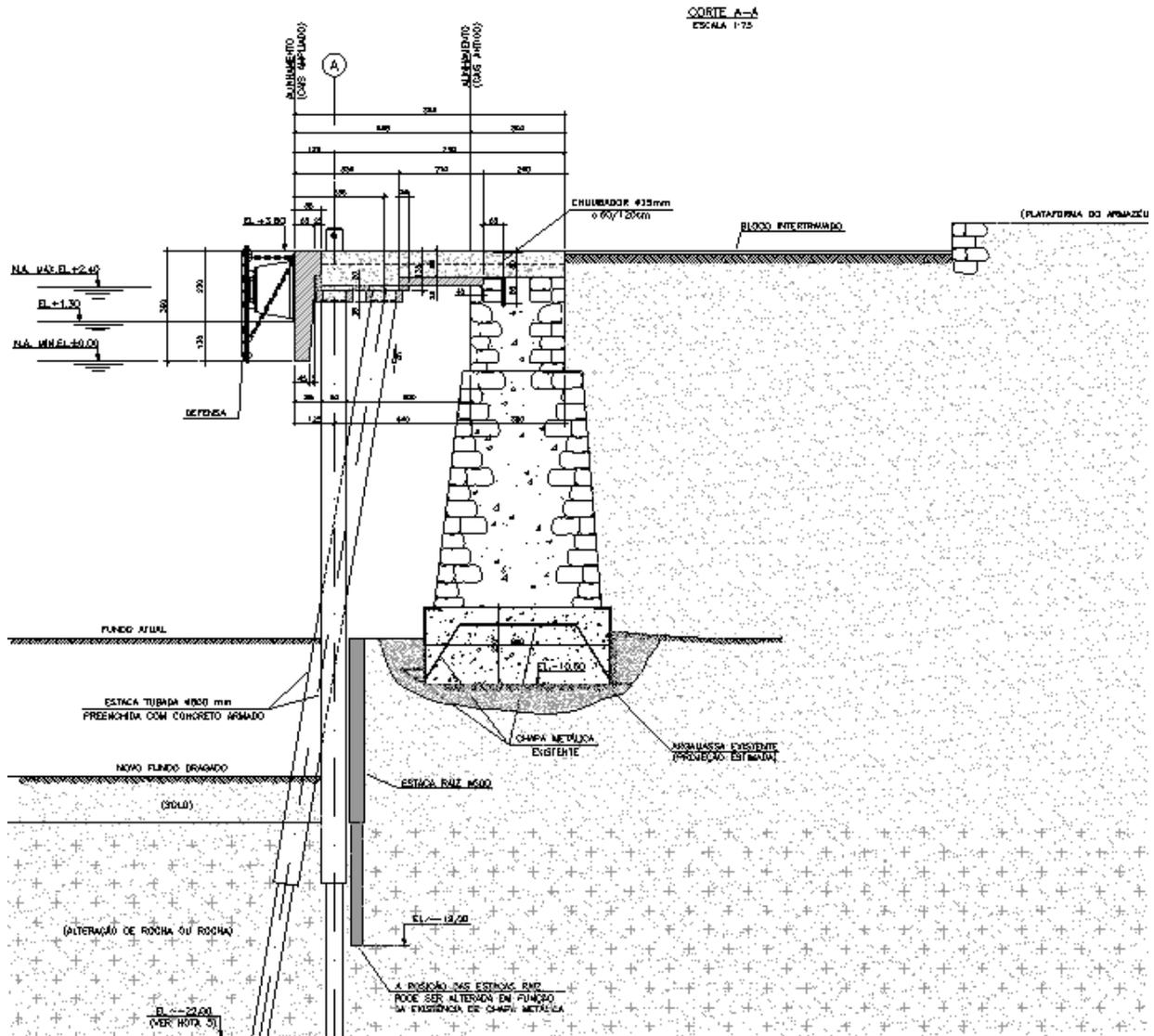
**Figura 3 - Esquema de atracação no cais com reforço**



**Figura 4 - Planta típica da estrutura por módulo de 48,00m.**



**Figura 5 - Planta típica do estaqueamento por módulo de 48,00m.**



**Figura 6 - Corte típico da estrutura**

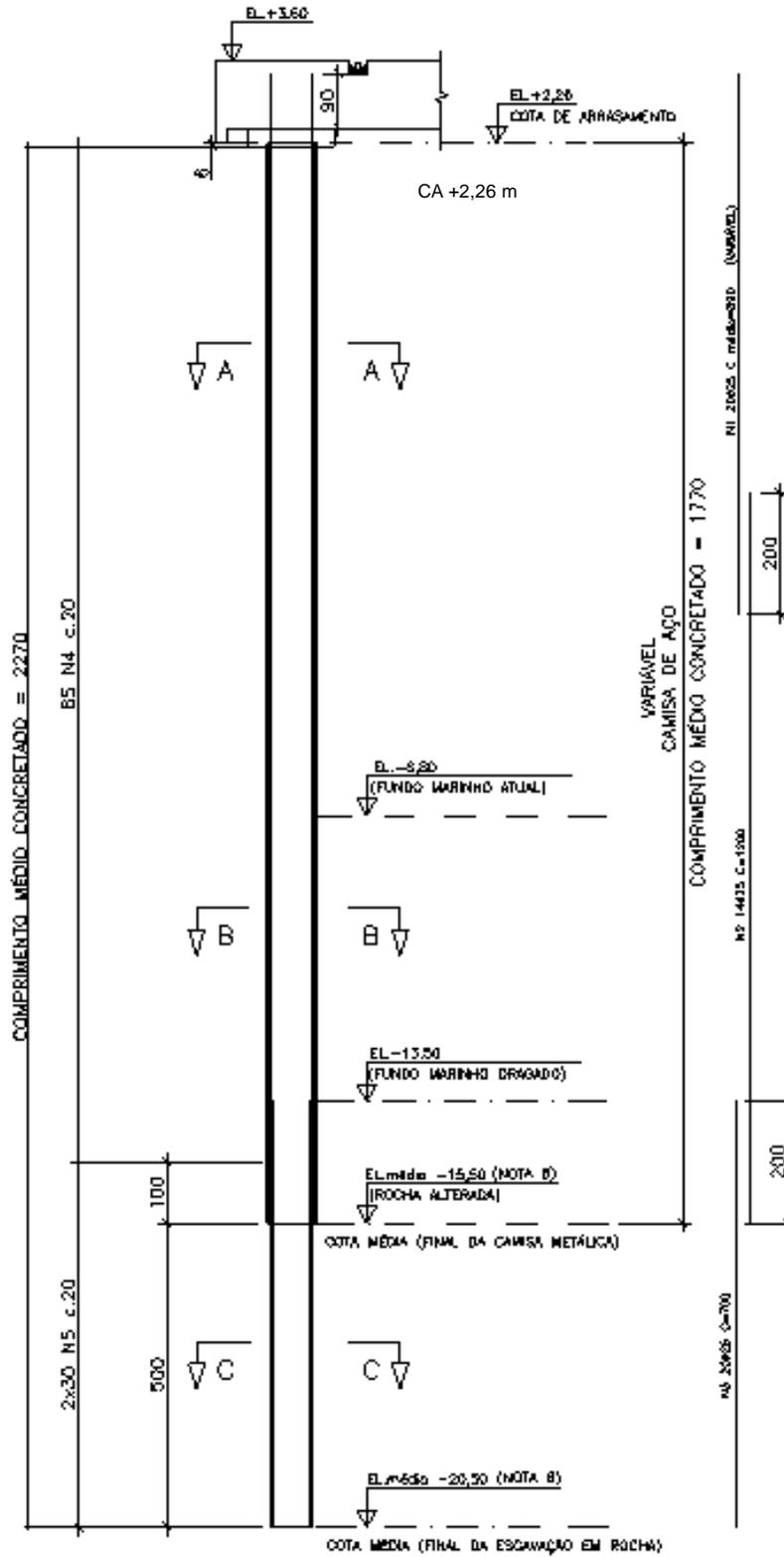


Figura 7 - Geometria mediana das estacas tubadas



## 4.1 Metodologia adotada para as fundações

A região local possui características geológicas complexas, onde pode-se encontrar a transição imediata de solo mole para solo muito resistente, possuindo as diversas camadas de solo comprimentos variáveis e uma camada de argamassa e/ou rachão em frente ao muro, com a existência de chapas metálicas.

Um rigoroso controle de qualidade é de fundamental importância devido à idade da construção existente e da possibilidade de ocorrência de camadas mais espessas e pontuais de areia.

Este comportamento da estratigrafia pode vir a ser observado, uma vez que a região está localizada sobre a antiga foz de vários pequenos rios que desaguavam na Baía de Guanabara, podendo formar os chamados “Paleo-Vales”.

Outro fator importante é a estimativa dos parâmetros do solo e do maciço rochoso que devem ser confirmados ou adaptados em função dos resultados dos ensaios que serão realizados em estacas piloto ou nas estacas iniciais. A obtenção destes parâmetros com precisão será fornecida aos projetistas para análise do projeto.

O comprimento final médio das estacas, atualmente está previsto em cerca de **24,0m** a partir da cota de arrasamento **+2,00m**.

É prevista cravação da camisa metálica até elevação -17,00m e estima-se que da cota -17,00 até a profundidade de -22,00 a perfuração das estacas será realizada em rocha muito alterada a sã.

As análises dos resultados das provas de carga em estacas piloto e durante a obra, juntamente com os dados a serem obtidos durante as perfurações, confirmarão o comprimento final das estacas e as características do pino de engastamento na rocha.

Como não existem dados detalhados sobre a execução do muro e a falta de “as built”, o sistema construtivo das estacas  $D=80,00\text{cm}$  e raiz  $D=50,00/40,00\text{cm}$  devem ter capacidade de ultrapassar os eventuais obstáculos existentes – restos de concreto ciclópico, enrocamentos - e penetrar no maciço rochoso.

Além disso, a pinagem contínua das estacas raiz no maciço rochoso, ao longo do comprimento do cais, tem por objetivo aumentar o fator de segurança ao deslizamento após a dragagem, sendo um elemento fundamental no desempenho na interface solo x rocha alterada.

Para atender às cargas de atracação dos novos navios, serão instalados cabeços de amarração resistentes a **1.500,00kN**.

Por especificação do projeto os cabeços serão espaçados de 24m, assim como as defensas cônicas para atracação dos Navios.

Não faz parte do escopo deste projeto a análise da retroárea.

#### **4.1.1 Escolha da solução ideal sob o ponto de vista técnico – executivo**

A estrutura do Porto do Rio na região da Gamboa consiste de um muro de peso, constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, projetada e construída para uma profundidade de 8,50m.

Além disto, devido às técnicas disponíveis na época, a sua construção foi muito difícil, sofrendo diversos percalços, sendo o Cais da Gamboa inaugurado oficialmente em 20 de julho de 1910, tendo atualmente 113 anos.

Estes fatos obrigam no uso de uma solução técnico-executiva que garanta a preservação e a estabilidade do muro centenário e da retroárea existente em todas as etapas construtivas e de utilização.

Dessa maneira, deve-se descartar soluções de fundação e contenção da área dragada que possam:

A - Instabilizar ou enfraquecer, ainda que momentaneamente, a base do muro existente, como por exemplo o uso de metodologias que utilizem injeções de nata de cimento com pressões superiores a 5,00MPa. Assim sendo está descartado o uso de CCP e ou Jet Grouting.

B- Cortina de estacas pranchas metálicas ou outras soluções que não consigam ultrapassar a camada de rocha alterada e penetrar na rocha sã.

Desta forma, o emprego de estacas raiz (D=50/40cm) pinadas, ou seja engastadas em rocha, formando uma parede de contenção contínua foi adotado como solução mais adequada.

O uso de estacas raiz com penetração na rocha é de fundamental importância para garantir o reforço das camadas de rocha muito alteradas, garantindo a resistência da interface rocha muito alterada na rocha sã e nos paleo vales.

## 4.2 Principais fases executivas

**Fase 01** – Execução das estacas metálicas tubadas, preenchidas com concreto armado, **D=80,00cm em solo e pino em rocha alterada a sã.**

As análises dos resultados das provas de carga em estacas piloto e durante a obra confirmarão ou definirão o comprimento final das estacas, atualmente previsto em cerca de **24,00m** a partir da cota de arrasamento **+2,00m**

Desta forma, a **estimativa** de comprimentos médios são os seguintes:

- **Comprimento médio das estacas**  
Da cota +2,00 até a profundidade de **-22,00m.**, ou seja, **24,00m de estaca**
- **Comprimento médio das Camisas metálicas**  
Da cota +2,00 até a profundidade de **-17,00.**, ou seja, **19,00m** de camisa metálica D=80,00cm .
- **Perfuração em rocha alterada a sã**  
Da cota -17,00 até a profundidade de **-22,00m.**, ou seja, **5,00m** de perfuração em rocha alterada a sã. É possível que a limpeza interna da camisa metálica não avance em material com NSPT>30 golpes, devendo garantir continuidade do pino nessa região.

Estas estacas possuem o objetivo de conter a base do muro de arrimo do cais existente e suportar a nova plataforma.

**O comprimento das estacas deve ser conferido ou adaptado por provas de carga estáticas, provas de carga dinâmicas e pela análise da rocha retirada durante a execução das estacas piloto e das estacas da obra.**

**Fase 02** – Execução de parede de estacas raiz, **D=50,00/40,00cm** em solo e no maciço rochoso para contenção do solo de suporte da base do muro de arrimo do cais existente.

As estacas raiz são fundamentais para que seja evitada a perda de solo arenoso sobre a base do muro existente, após a dragagem de 5,00m. do leito marinho em frente ao cais existente.

Além disso, é um elemento fundamental no desempenho na interface solo x rocha alterada.

Estima-se que as estacas terão diâmetro acabado de 50,00cm da cota -8,80m, ou inferior, até a cota -15,00m.

A partir desta cota existe a possibilidade da existência de rocha muito alterada a sã ou solo muito resistente, com SPT>30 golpes.

Desta forma as estacas devem penetrar mais 04 metros com diâmetro acabado de 40,00cm, atingindo a cota -19,00m, em média.

O comprimento das estacas raiz deve ser conferido ou adaptado pela análise do solo e da rocha a serem retirados durante a execução das estacas .

É importante esta comprovação de que as estacas são retilíneas verticais e estanques.

Desta forma a execução das estacas deve ser realizada com gabarito apropriado e com a qualidade comprovada da estanqueidade.

É de fundamental importância, para a segurança do cais existente que os eventuais problemas de concretagem sejam corrigidos antes da dragagem do solo até a cota -13,50m.

As estacas devem ser concretadas com pressão de injeção da ordem de 0,40MPa

**Fase 03** – Execução dos chumbadores no muro existente para suporte da nova plataforma;

**Fase 04** – Execução da nova plataforma de concreto armado.

**Fase 05** – Fornecimento e Troca dos cabeços e defensas.

## 5 Materiais a serem empregados

### 5.1 Aço para inserts metálicos em geral

- SAE 1020 Galvanizado.

### 5.2 Concreto armado para a estrutura e fundações

Deve-se considerar que o meio ambiente é muito agressivo.

- Concreto -  $f_{ck} > 45,00$  MPa, classe IV de agressividade ambiental, cobrimento nominal de 5,0cm.
- Uso de micro sílica na proporção de 10% do peso do cimento
- Fissura máxima admissível  $w=0,2$ mm.
- Aço para Concreto Armado CA-50 –  $f_{yk} = 500$ MPa.
- Consumo mínimo de cimento de  $400,00$ kg/m<sup>3</sup>
- Fator água cimento máximo de 0,40
- Argamassa para estacas raízes –  $f_{ck} > 30$  MPa (consumo mínimo de cimento de  $600$  kg/m<sup>3</sup>)

### 5.3 Aço das Camisas Metálicas

- Aço das Estacas – ASTM A36
- $f_{yk}=250$ MPa,  $E_s=210$ GPa,  $\varpi = 0,20$

---

## 6 Condições Ambientais

### 6.1 Variações do nível d'água

Os níveis d'água flutuantes devido à oscilação da maré considerados foram:

- Máximo: NA = +2,40m
- Mínimo: NA = -0,00m

### 6.2 Variação de Temperatura

Foi considerado uma variação térmica ambiental de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ .

### 6.3 Condições Geotécnicas

De uma maneira geral, o subsolo na região entre o muro existente e a frente do cais é composto de uma camada de:

- Areia: Topo entre EL. -8,8 a -15,5 metros, com espessura média de 5m
- Rocha Gnaissica: Topo estimado entre -15,5 e -17,5 metros, inicialmente muito alterada de baixa recuperação nos primeiros 4m, chegando à rocha sã

**Na região da base do cais existe um muro de concreto ciclópico com espessura de 2,0 a 4,0m, apoiado em chapas metálicas com espessura média de 10,0mm.**

Nas proximidades dessa região, encontra-se areia compacta a muito compacta, com pedregulhos e, em vários trechos, argamassa de cimento e areia, provavelmente lançada para acertos nas variações das cotas das dragagens realizadas para a construção da base do muro do cais.

As novas sondagens realizadas indicam que durante a execução da obra em 1910, o projeto original foi adaptado, com o aumento da base do muro, tanto em comprimento quanto em altura, inclusive com a colocação de chapas metálicas na região do aumento da base.

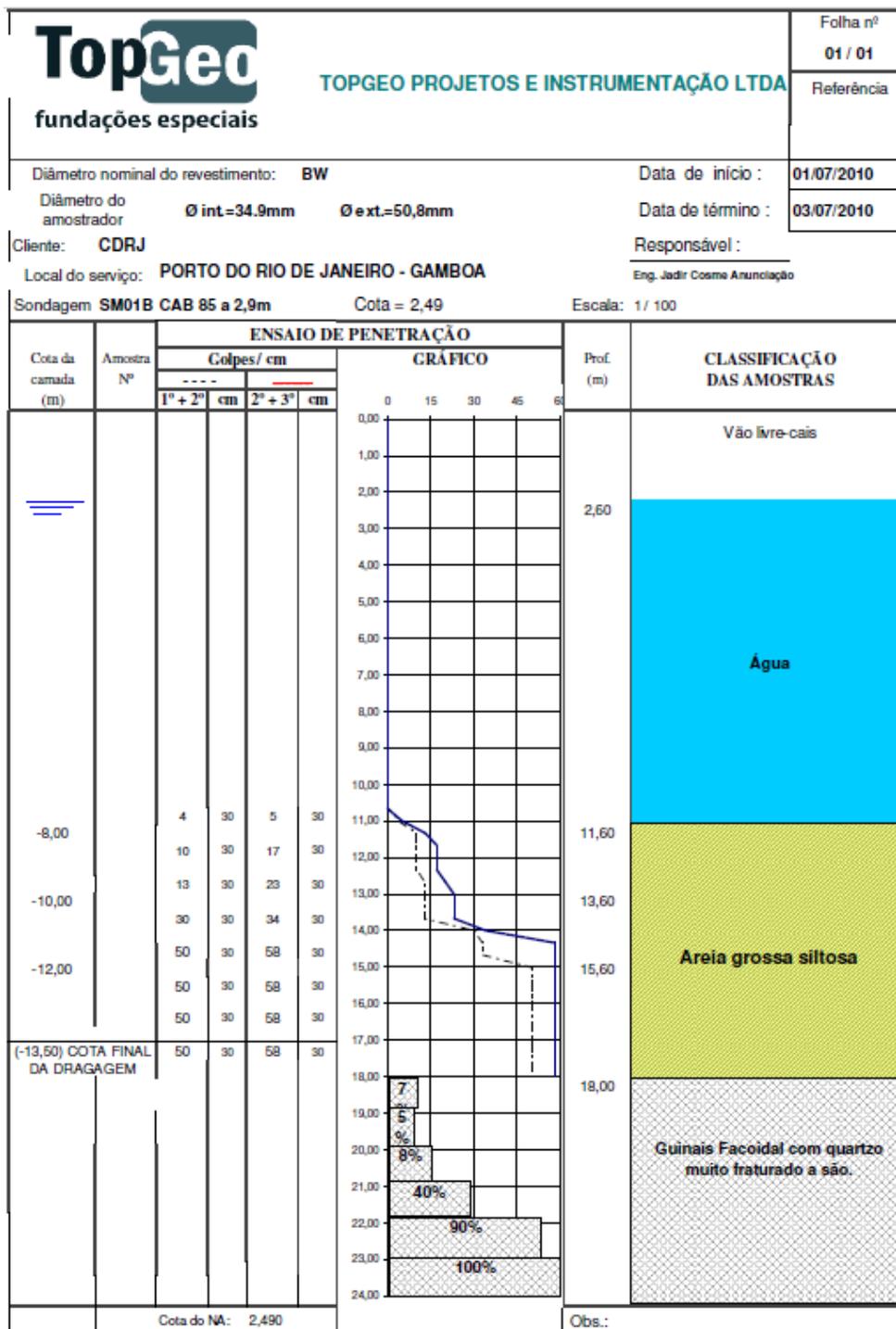
**Não existe o projeto “as built” destas adaptações. Aparentemente estas chapas metálicas projetam-se até cerca de 2,90m. do alinhamento do topo do cais.**

---

### 6.3.1 Sondagens típicas da região

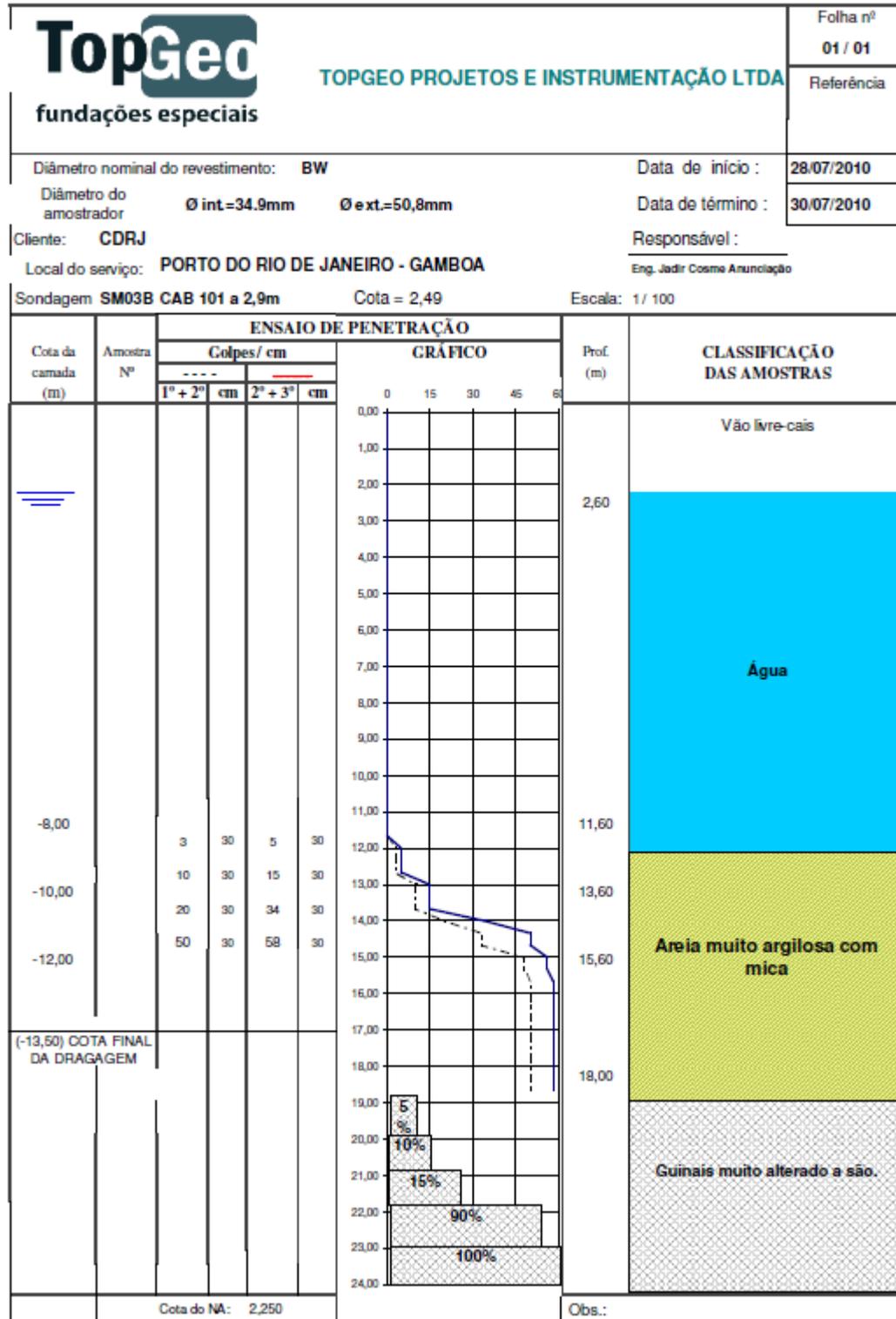
A seguir apresentam-se algumas sondagens realizadas no trecho Gamboa próximas aos cabeços 85, 92 e 101.

- Sondagem - SM01 - Próxima ao cabeço 85





○ Sondagem - SM03 - Próxima ao cabeço 101

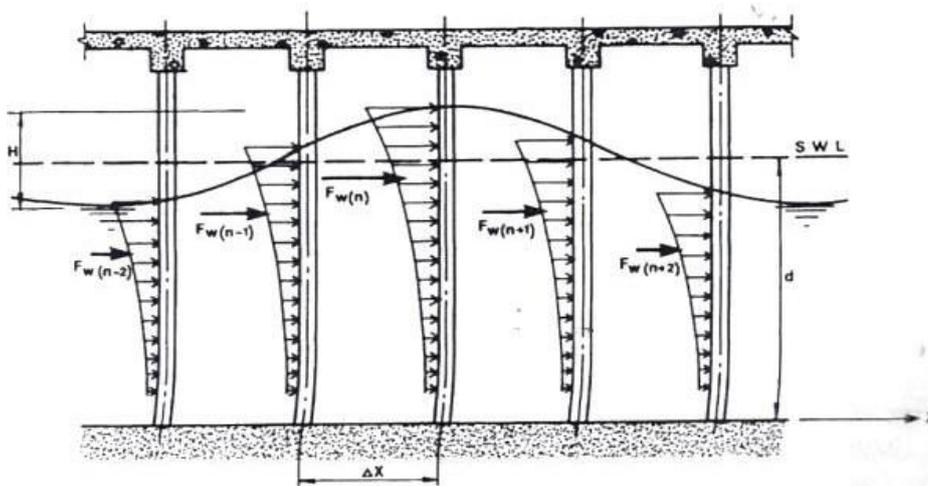


## 6.4 Correntes

A região onde se localiza o trecho da Gamboa é uma região abrigada com baixa velocidade máxima de corrente.

Foi adotada a velocidade máxima de corrente durante a maré vazante de **2,0 m/seg.**

A velocidade tem intensidade decrescente com a profundidade. Para efeitos de cálculo, pode-se considerar uma distribuição triangular decrescente com a profundidade da velocidade de escoamento.



**Figura 9 - Distribuição de cargas nas estacas devido a correntes e ondas – Shore Protection Manual (U.S. Army, 1984)**

---

## 7 Ações na Estrutura do Cais

### 7.1 Peso próprio

Para as peças de Concreto Armado, foi considerado um peso específico de 25kN/m<sup>3</sup>. Nas peças estruturais de aço, tais como revestimento das estacas, será considerado um peso específico de 78,5kN/m<sup>3</sup>.

### 7.2 Sobrecarga

Sobrecarga solicitada pelo cliente sobre o Cais e na região de estocagem:

- SC = 100,0 kN/m<sup>2</sup>

Na área de circulação da retroárea:

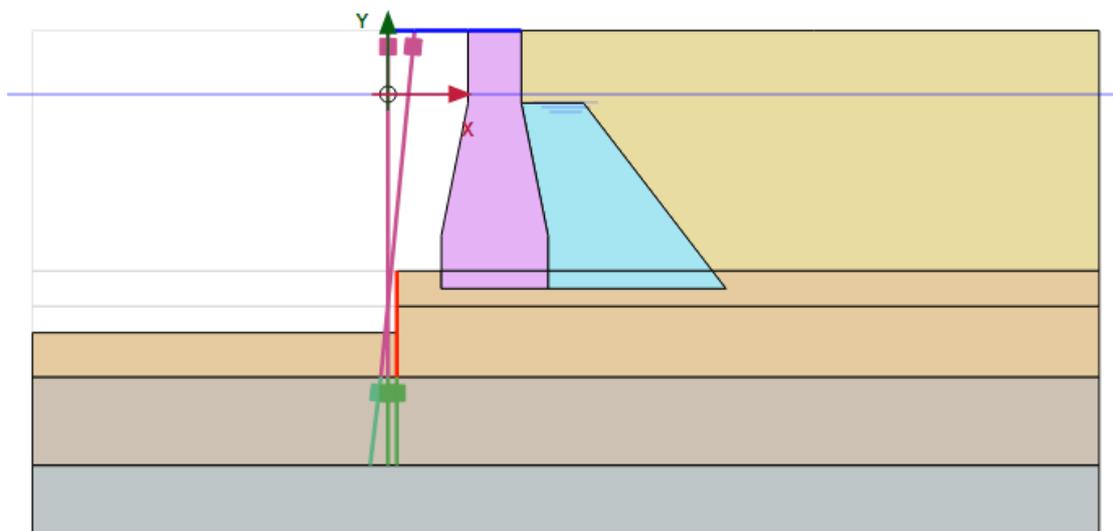
- SC = 20,0 kN/m<sup>2</sup>
-

## 8 ANÁLISE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

Para avaliação do comportamento do solo e das estruturas componentes do projeto, foi desenvolvido modelo em elementos finitos no software Plaxis permitindo a verificação dos esforços e deformações de todo o sistema.

### 8.1 Geometria do Modelo

O modelo permite a análise do desenvolvimento de tensões e deformações tanto no solo quanto nos elementos estruturais ao longo das etapas construtivas. As etapas foram inseridas conforme as fases executivas da obra.

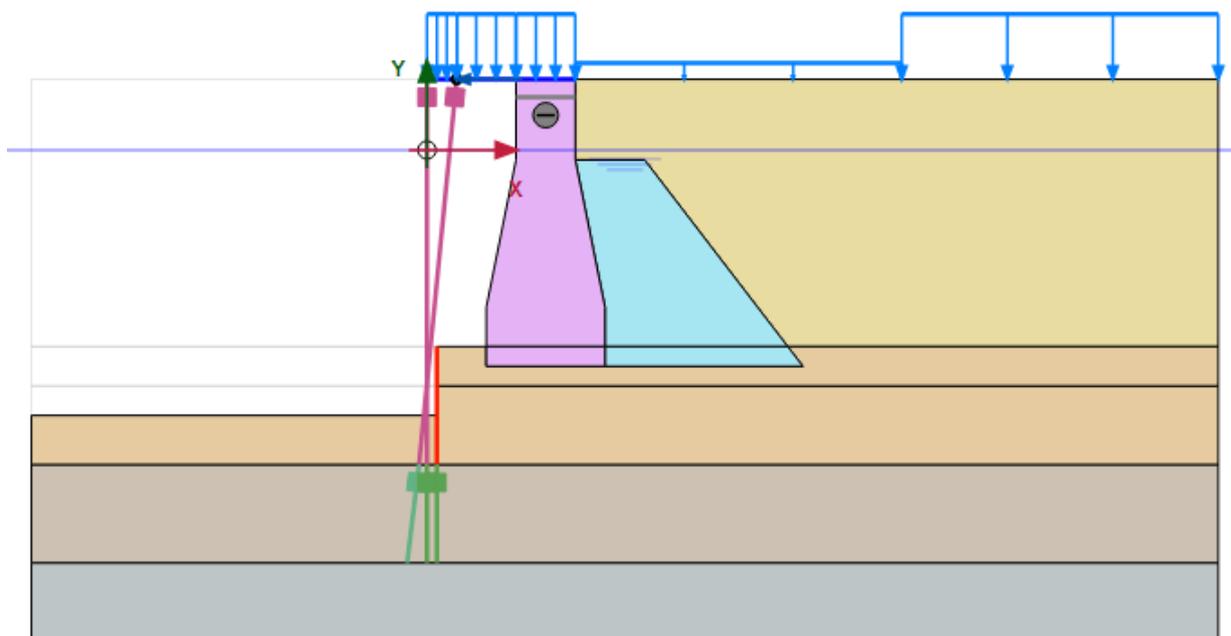


**Figura 10 - Geometria do Modelo Plaxis 2D**

Conforme estabelecido, para que não se limite a utilização de certas cargas nas regiões de estocagem e berços pré-estabelecidos, foi adotada a carga máxima admitida de estocagem para toda a extensão do projeto.

As sobrecargas aplicadas têm os seguintes valores:

- 1) 100 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga exigida sobre a nova plataforma
- 2) 20 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga ao longo da faixa de rodagem de caminhões
- 3) 100 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga relativa à estocagem de materiais gerais. A área de estocagem é afastada em aproximadamente 15 metros da face externa do muro existente.



**Figura 11 - Geometria do modelo completo após dragagem em operação**

**8.2 Parâmetros dos Materiais**

Considerando a estratigrafia encontrada nas novas sondagens, foram estimadas propriedades de solo baseados em nossa experiência e relatos bibliográficos, como por exemplo, correlação entre compactidade e parâmetros de resistência.

Compactidade	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ °
Fofa	1,6	0	25 - 30
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40
Compacta	2,0	0	40 - 45
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45

Para areias, por exemplo, segundo Teixeira & Godoy (1996) o módulo elástico do material pode ser estimado por :

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N$$

Onde,  $\alpha = 3$  e  $K \sim 900$  kPa para areias e  $\sim 1.000$  kPa para areia com pedregulhos.

Os parâmetros adotados para os solos, enrocamento e muro foram os seguintes:

**Tabela 1 – Parâmetros de solo, rocha e muro**

Identification		Aterro	Areia Argilosa Média	Rocha
Identification number		1	2	3
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained	Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	17	17	26
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	18	18	26
E	kN/m <sup>2</sup>	4,00E+04	5,00E+04	8,00E+06
$\nu$ (nu)		0,3	0,35	0,2
G	kN/m <sup>2</sup>	1,54E+04	1,92E+04	3,33E+06
E <sub>oed</sub>	kN/m <sup>2</sup>	5,39E+04	6,73E+04	8,89E+06
c <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	5	20	1
$\phi$ (phi)	°	37	36	55

Identification		Muro	Enrocamento	Alteração de Rocha
Identification number		4	5	6
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Non-porous	Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	22,00	20,00	20,00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	22,00	21,00	20,00
E	kN/m <sup>2</sup>	18,00E6	120,0E3	120,0E3
$\nu$ (nu)		0,20	0,30	0,30
G	kN/m <sup>2</sup>	7.50E+09	46,15E3	46,15E3
E <sub>oed</sub>	kN/m <sup>2</sup>	20,00E6	161,5E3	161,5E3
c <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>		1,000	1,000
$\phi$ (phi)	°		50,00	47,00

Para elementos de placa como parede de estacas raiz e laje superior, temos:

**Tabela 2 – Parâmetros de elementos contínuos**

Identification		Est. Raiz	Laje
Identification number		1	2
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
<b>EA_1</b>	kN/m	1,60E+07	3,31E+07
<b>EA_2</b>	kN/m	1,60E+07	3,31E+07
<b>EI</b>	kN m <sup>2</sup> /m	8,53E+05	3,34E+06
<b>d</b>	m	0,8	1,1
<b>w</b>	kN/m/m	15	27
<b>v (nu)</b>		0,2	0,2

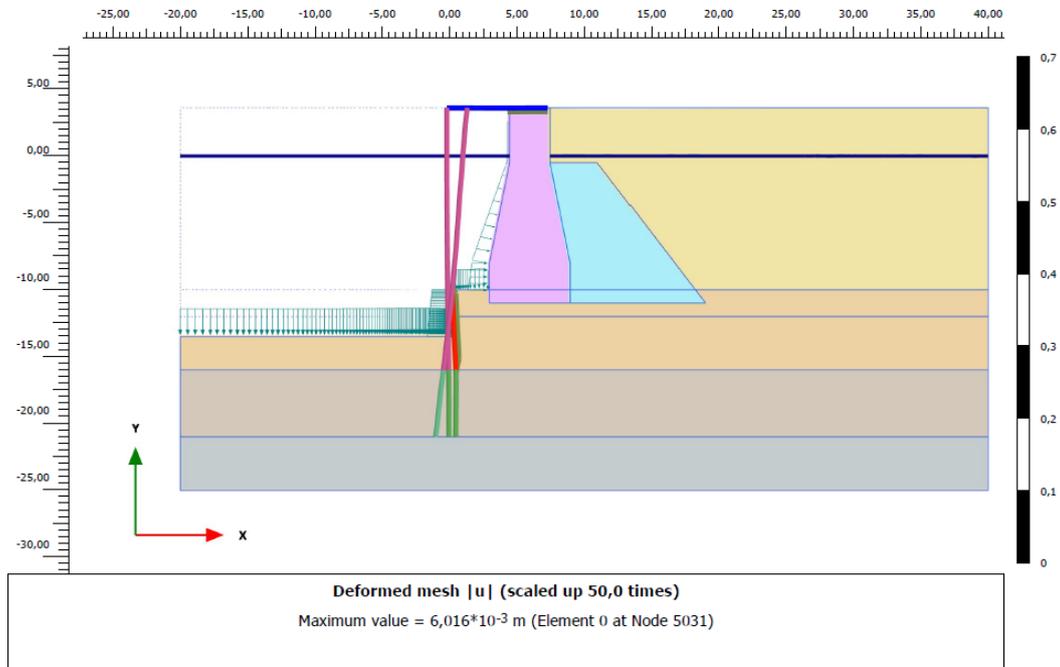
Para elementos de estacas, temos:

**Tabela 3 – Parâmetros de estacas**

Identification		Estaca D80	Estaca D80 INCL	Raiz Vertical	Raiz Inclinada	Raiz Pino
Identification number		1	2	3	4	5
Material type		Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
<b>γ</b>	kN/ m <sup>3</sup>	24	24	22	22	22
<b>L_spacing</b>	m	2,4	12	2,4	12	0,25
Cross section type		Predefined	Predefined	Predefined	Predefined	Predefined
Predefined cross section type		Solid circular beam				
<b>Diameter</b>	m	0,8	0,8	0,5	0,5	0,4
<b>A</b>	m <sup>2</sup>	0,5027	0,5027	0,1963	0,1963	0,1257
<b>I</b>	m <sup>4</sup>	0,02011	0,02011	3,07E-03	3,07E-03	1,26E-03
<b>E</b>	kN/ m <sup>2</sup>	3,00E+07	3,00E+07	1,80E+07	1,80E+07	1,80E+07

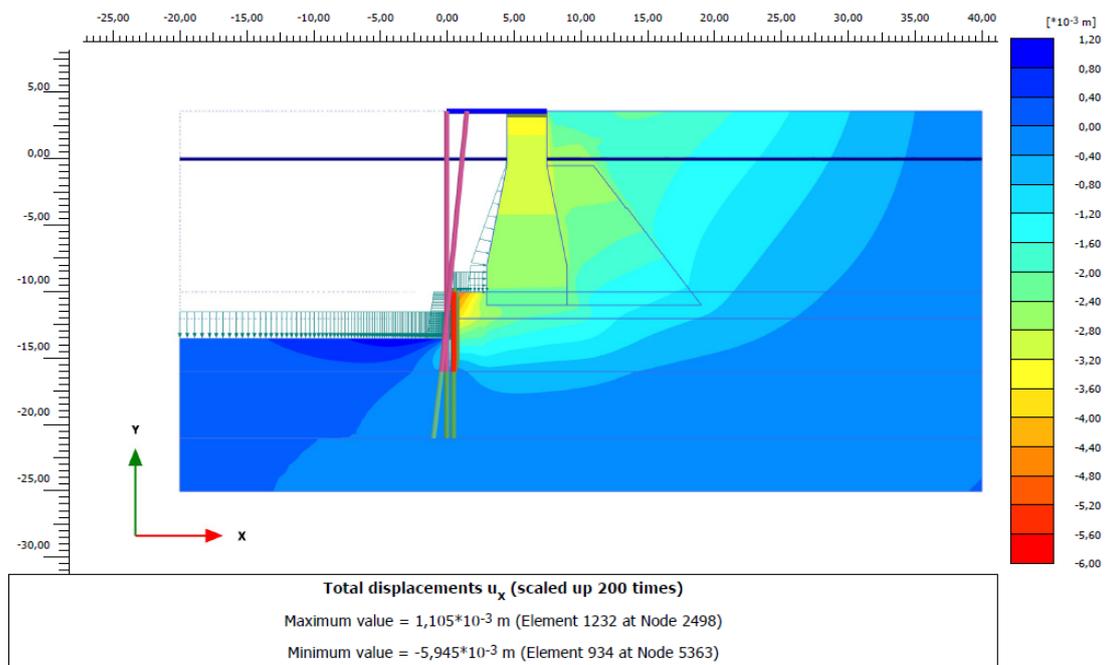
### 8.3 Análise de deslocamentos após Dragagem

#### 8.3.1 Deslocamentos totais após dragagem



**Figura 12 - Deformada após dragagem -13,50m**

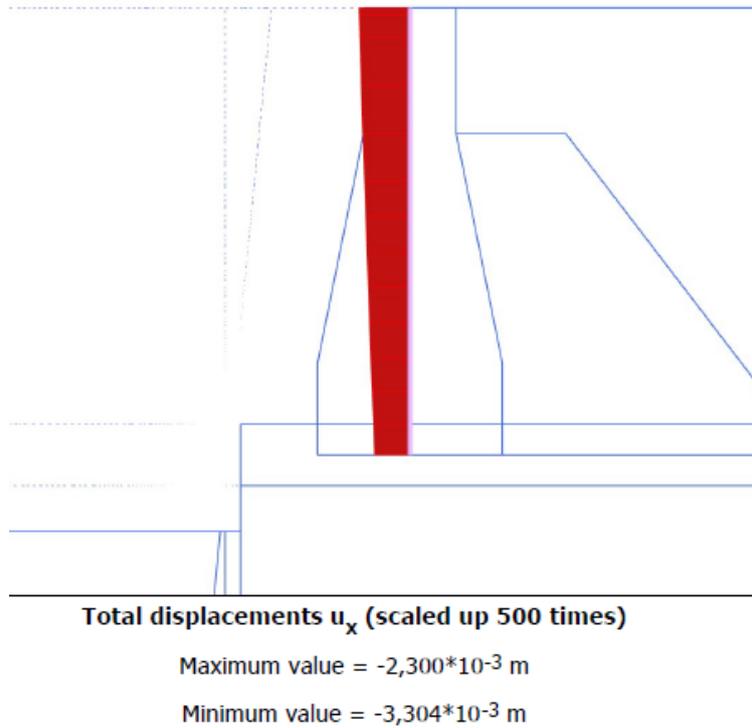
Deslocamento máximo total = 6,0 mm



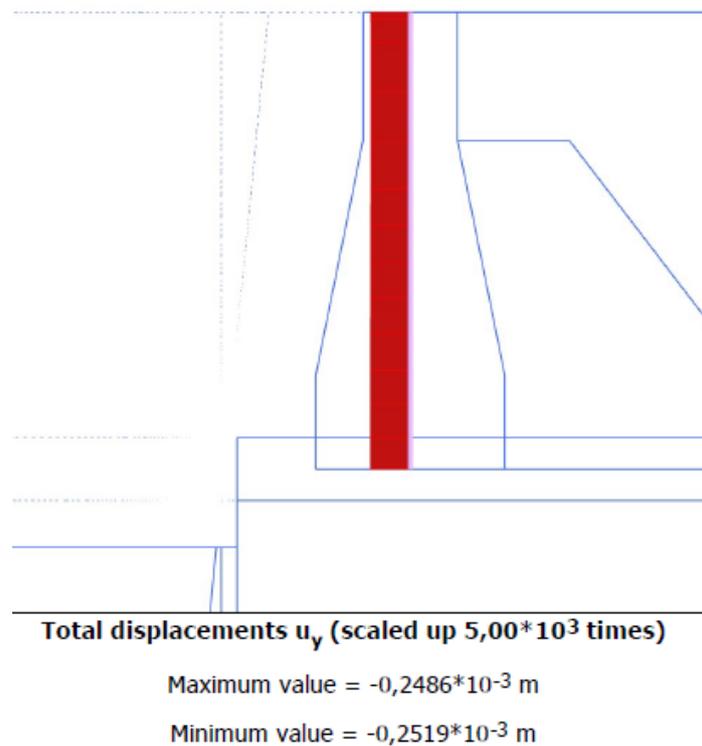
**Figura 13 - Deslocamentos horizontais após dragagem**

Deslocamento horizontal máximo = 6,0 mm

### 8.3.2 Deslocamentos no muro após dragagem

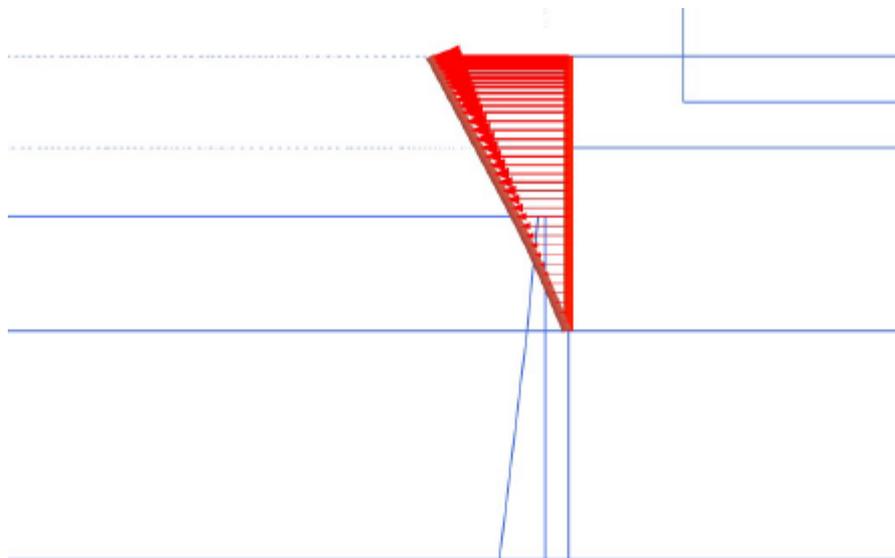


**Figura 14 - Deslocamento horizontal do muro após dragagem**



**Figura 15 - Deslocamento vertical do muro após dragagem**

### 8.3.3 Deslocamentos na linha de estacas raiz



**Total displacements  $u_x$  (scaled up 500 times)**

Maximum value =  $-0,06639 \cdot 10^{-3}$  m (Element 17 at Node 2888)

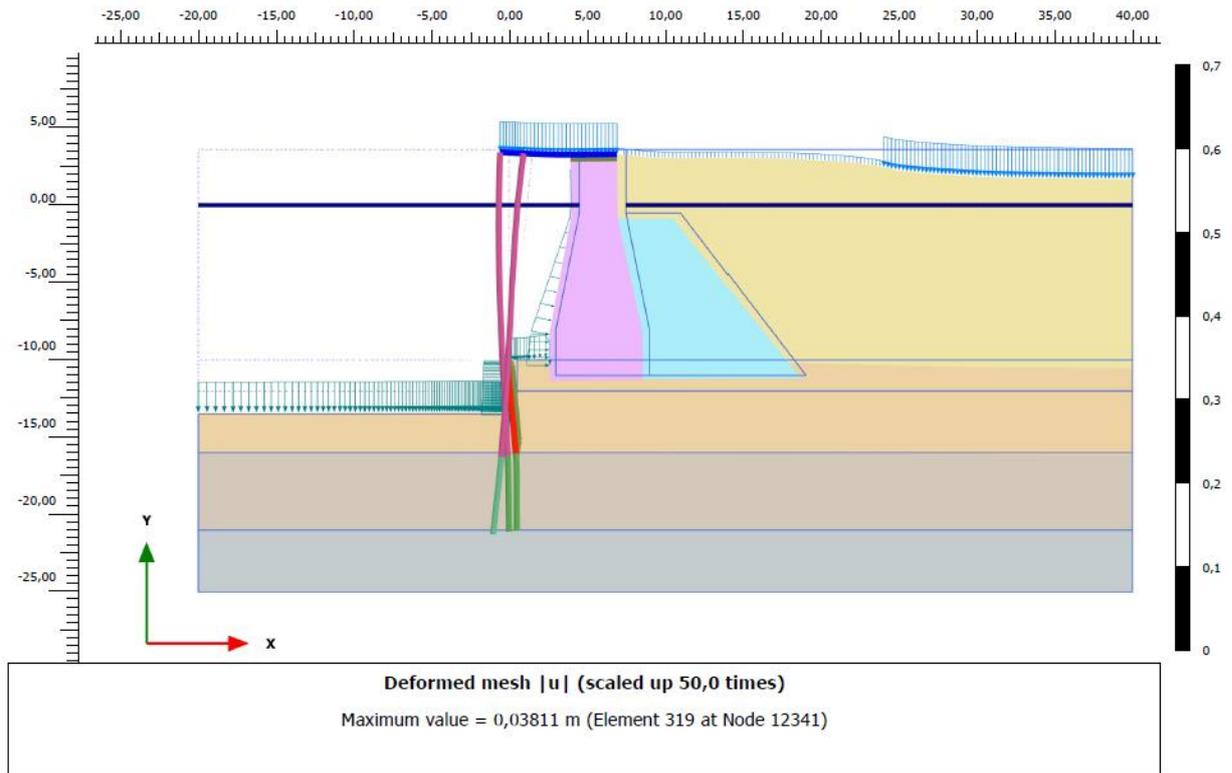
Minimum value =  $-6,006 \cdot 10^{-3}$  m (Element 9 at Node 5031)

**Figura 16 - Deformação da linha de estacas raiz após dragagem**

### 8.4 Análise de deslocamentos em Operação

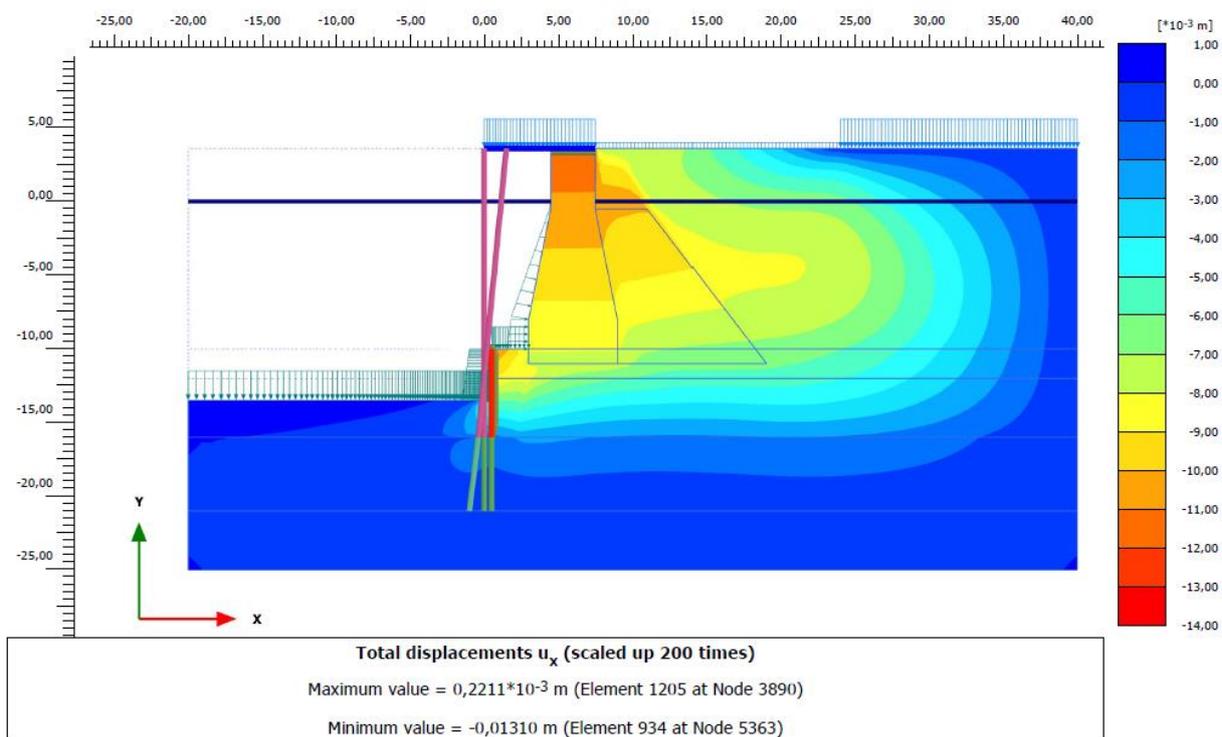
Nestes casos, foi considerada sobrecarga cheia atuante conforme esquema demonstrado acima.

#### 8.4.1 Deslocamentos totais em operação

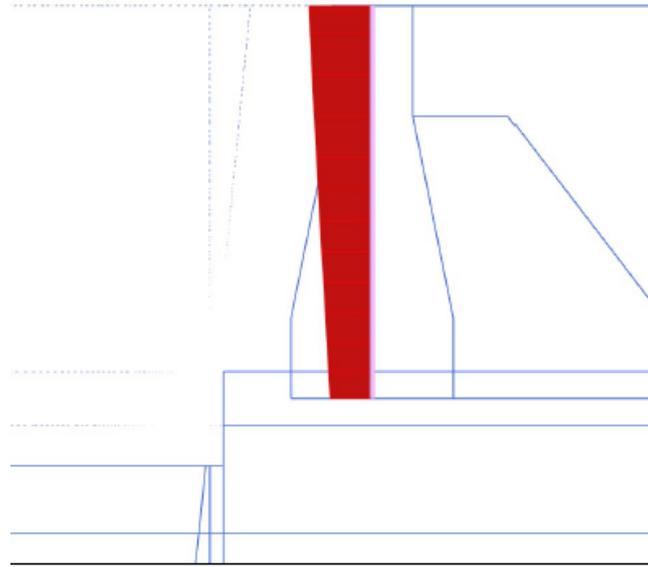


**Figura 17 - Deformada em operação**

Deslocamento máximo total = 38 mm

**Figura 18 - Deslocamentos horizontais em operação****Deslocamento horizontal máximo = 13 mm**

#### 8.4.2 Deslocamentos no muro após dragagem

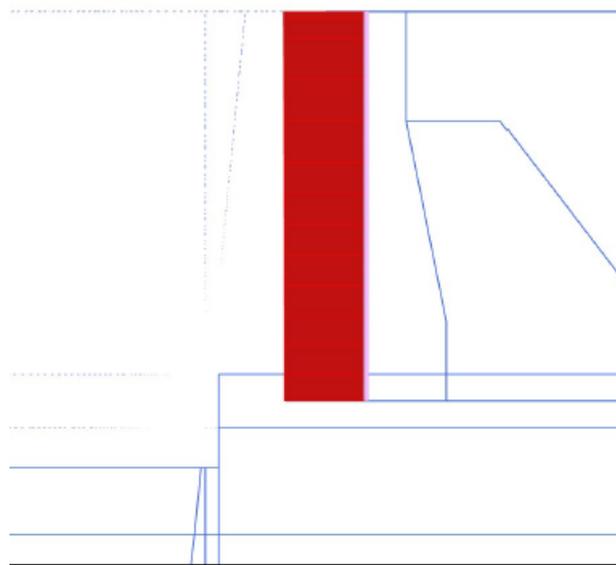


Total displacements  $u_x$  (scaled up 200 times)

Maximum value =  $-7,761 \cdot 10^{-3}$  m

Minimum value =  $-0,01168$  m

Figura 19 – Deslocamento horizontal do muro em operação



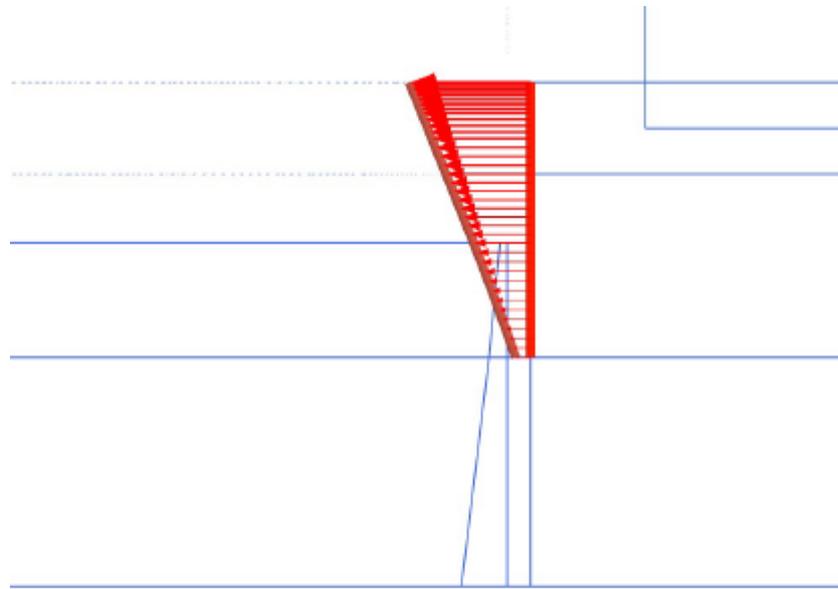
Total displacements  $u_y$  (scaled up 500 times)

Maximum value =  $-6,097 \cdot 10^{-3}$  m

Minimum value =  $-6,179 \cdot 10^{-3}$  m

Figura 20 - Deslocamento vertical do muro em operação

### 8.4.3 Deslocamentos na linha de estacas raiz



**Total displacements  $u_x$  (scaled up 200 times)**

Maximum value =  $-1,596 \cdot 10^{-3}$  m (Element 17 at Node 2888)

Minimum value =  $-0,01314$  m (Element 9 at Node 5031)

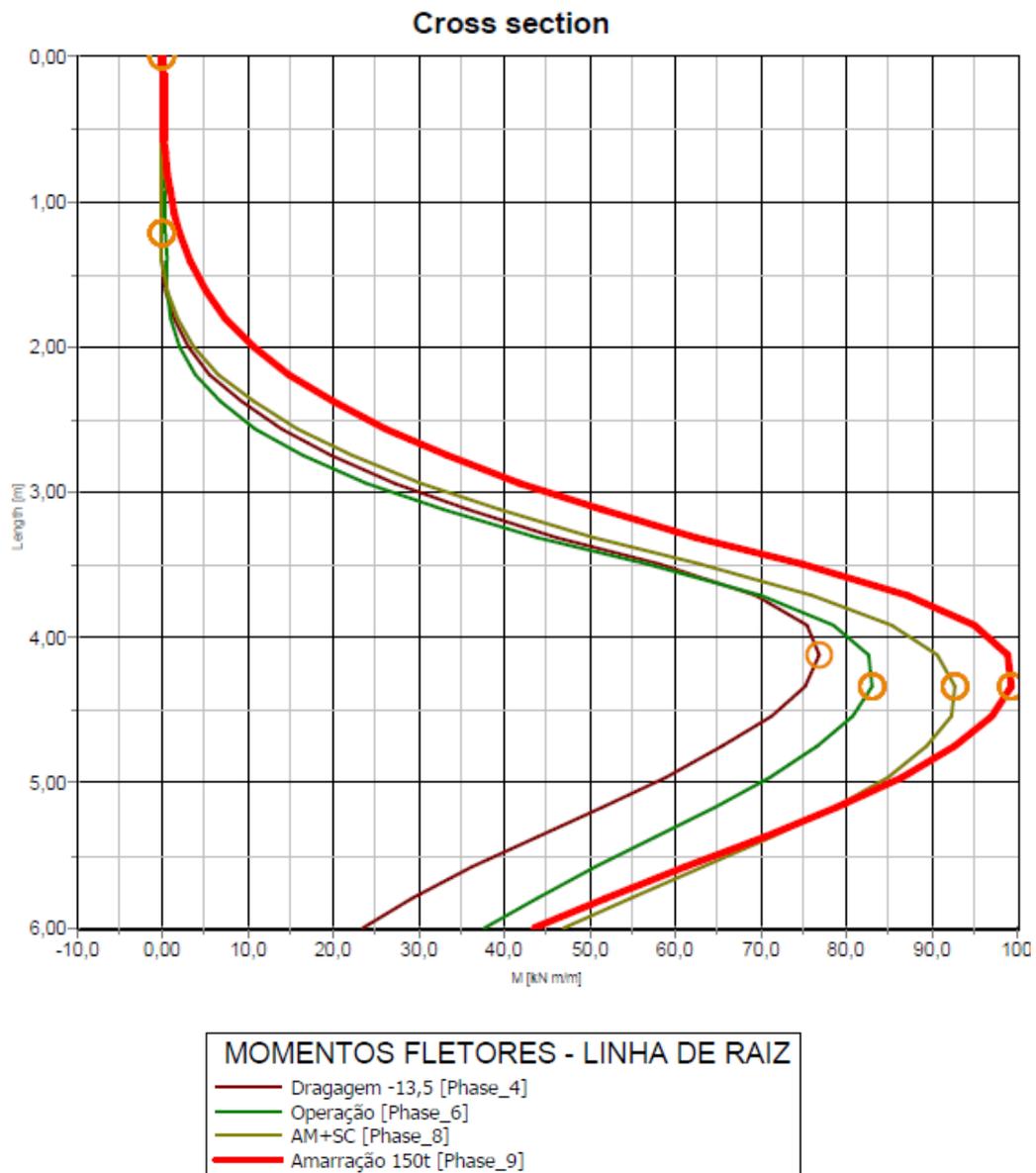
**Figura 21 - Deformação da linha de estacas raiz em operação**

### 8.5 Esforços nos elementos

Para determinação dos esforços nos elementos de fundação foi avaliada a etapa de operação com emprego de todas as sobrecargas definidas.

#### 8.5.1 Parede de estacas raiz

- Momentos Fletores

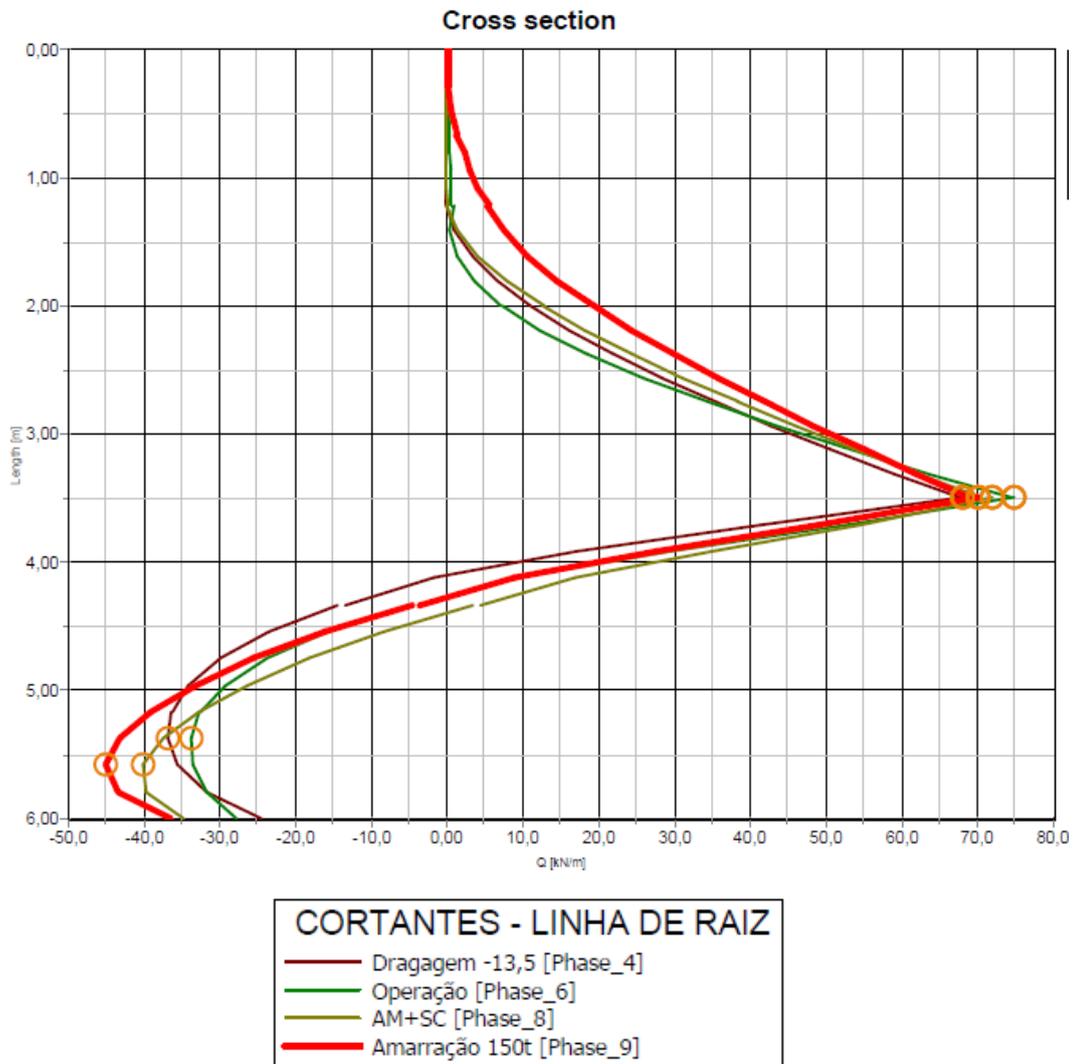


**Figura 22 - Envolvórias de momentos fletores - Linha de Raiz**

**Momento Máximo = 99 kNm/m**

Md = 140 kNm/m

- Esforços Cortantes



**Figura 23 - Envoltória de esforços cortantes - Linha de raiz**

**Cortante máximo = 75 kN/m**

**Qd = 105 kN/m**

### 8.6 Tensões Horizontais na Pared de Estacas Raiz

Como saída do programa, podemos avaliar as tensões horizontais efetivas atuantes ao longo do trecho de contenção.

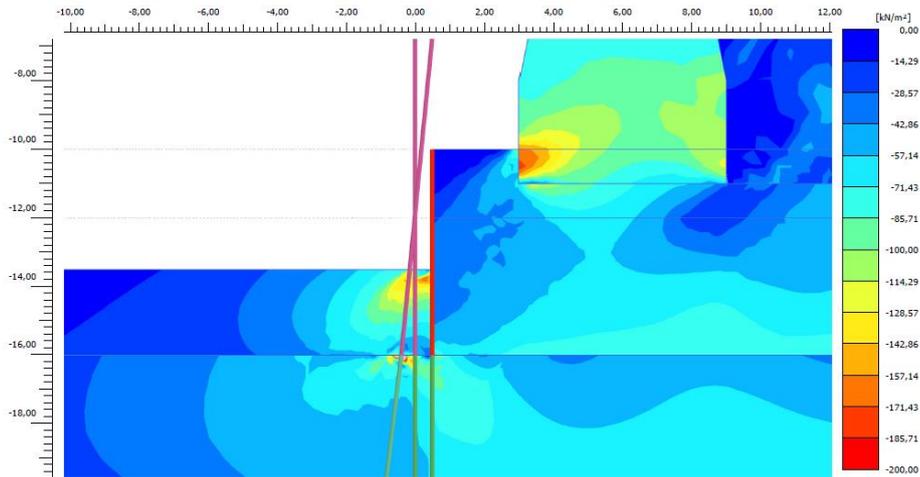


Figura 24 - Tensões efetivas horizontais próximas à contenção

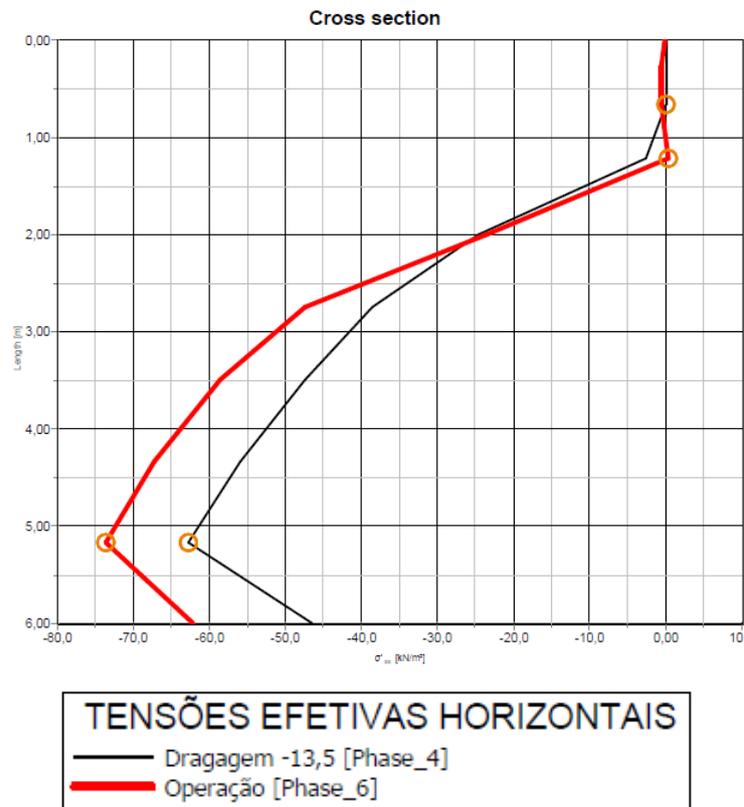
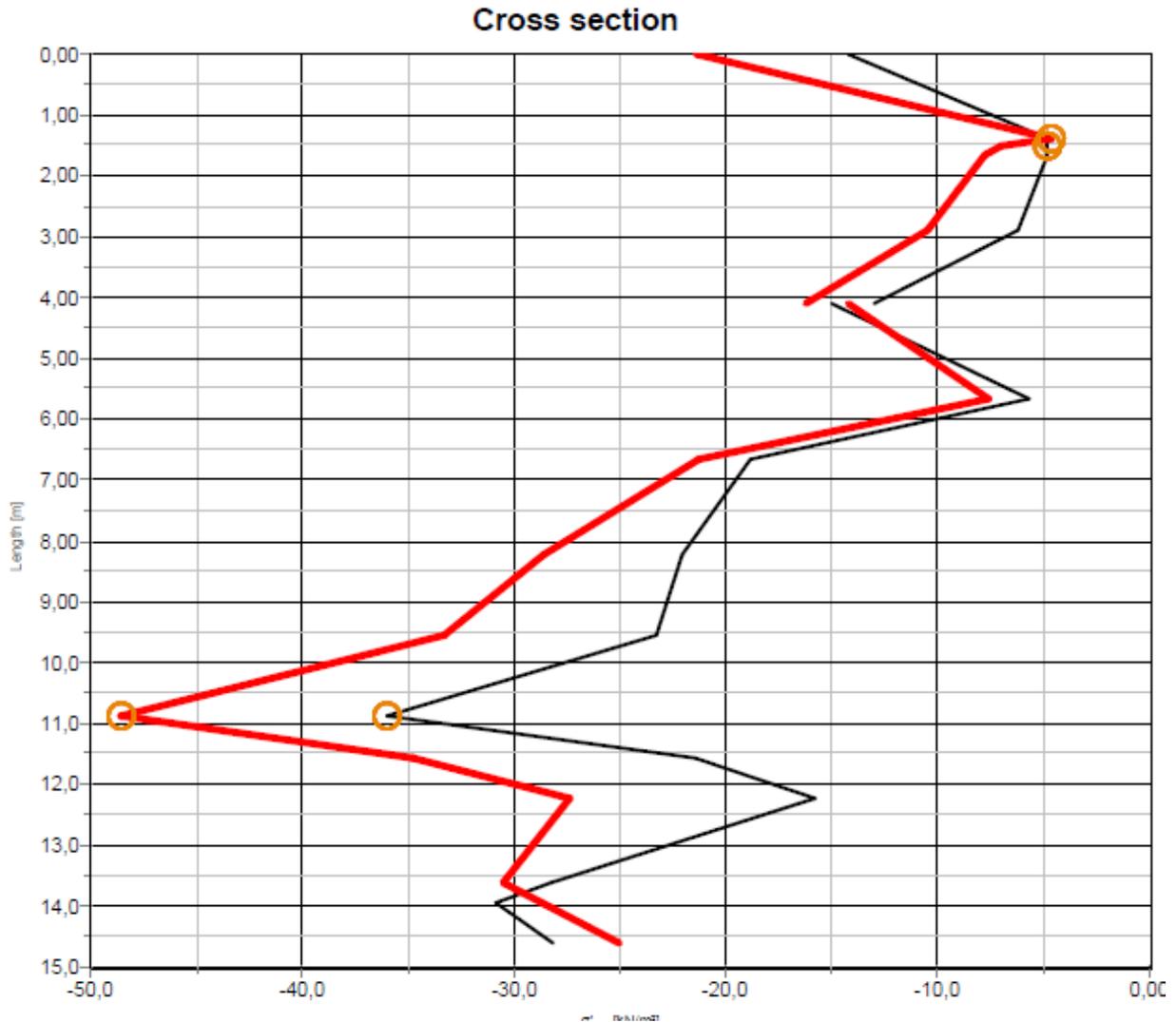


Figura 25 - Diagrama de tensões efetivas

**Tensão horizontal máxima = 74 kPa/m**

## 8.7 Tensões Horizontais no Muro Existente

Como saída do programa, podemos avaliar as tensões horizontais efetivas atuantes ao longo do muro.



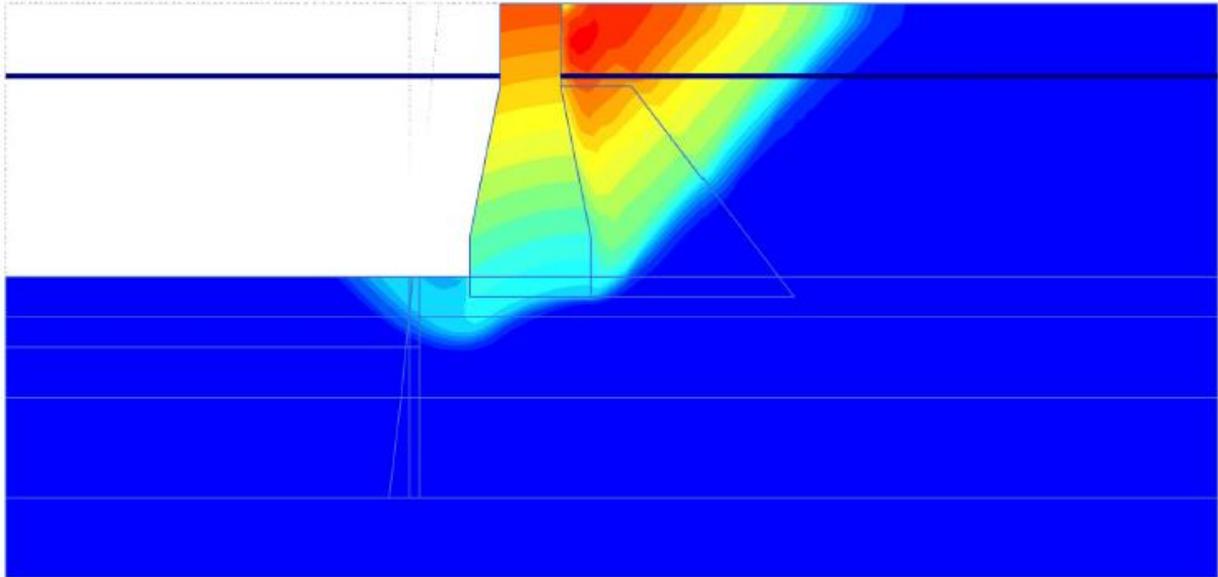
**Figura 26 - Diagrama de tensões efetivas**

Empuxo total no muro = 316 kN/m

**Tensão horizontal média = 22 kPa/m**

## 9 Análise dos parâmetros do solo e da estabilidade do cais

Para a avaliação dos parâmetros do solo, foi realizada uma análise da estabilidade global do cais.



**Figura 27 - Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Pré-Obra**

Foi estimado um Fator de Segurança  $FS = 1,76$ .

Mesmo após 100 anos da sua construção, acredita-se que o muro em concreto ciclópico e pedras de cantaria esteja em excelente estado, apesar de não estarem disponíveis melhores análises de sua integridade.

Consideramos, a princípio, o fator de segurança coerente com o esperado para o local.

Sendo assim, os parâmetros adotados para os materiais estão dentro de limites aceitáveis.

### 9.1 Avaliação de estabilidade da fase pós-dragagem

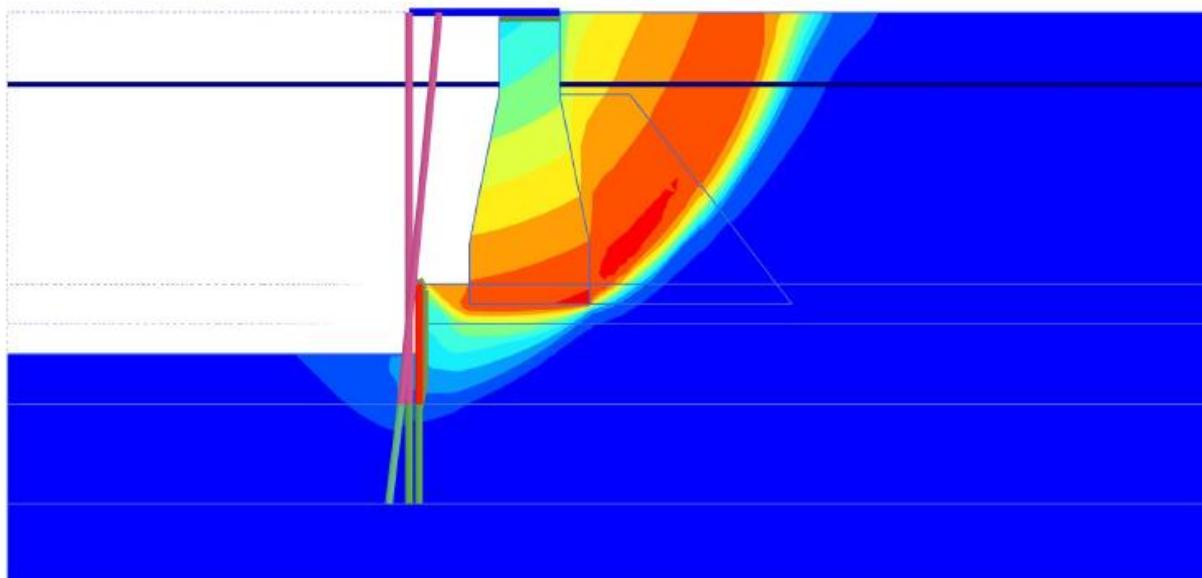


Figura 28 - Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Após Dragagem -13,50m

$$FS = 2,13 > 1,50 \text{ (ok)}$$

### 9.2 Avaliação de estabilidade da fase de Operação

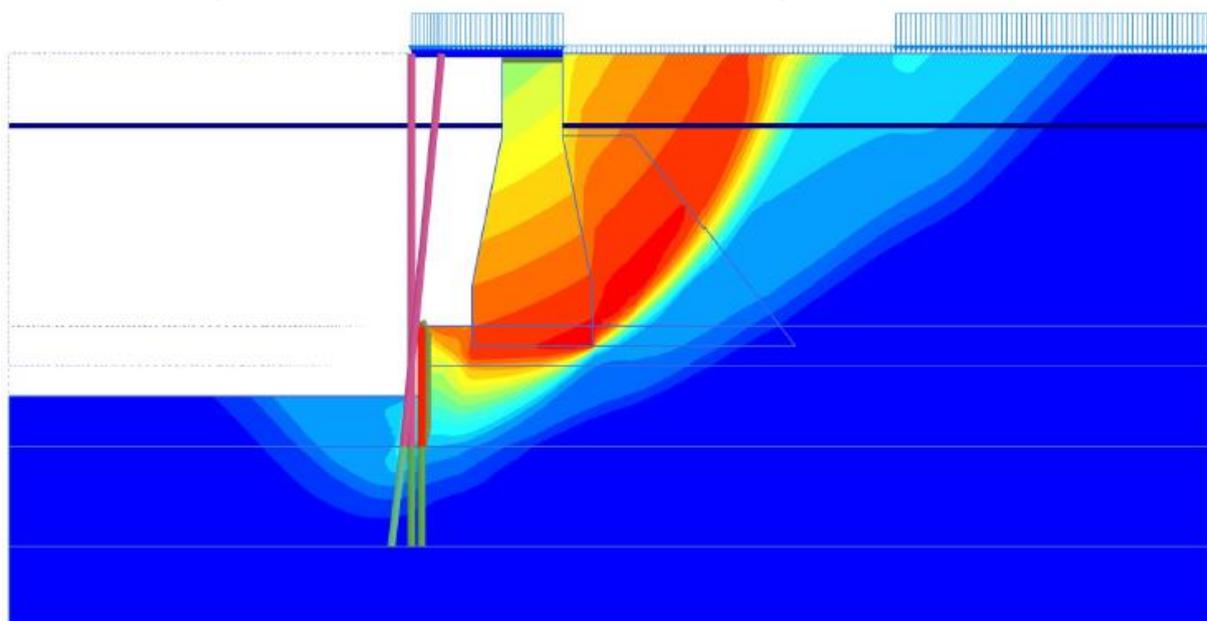
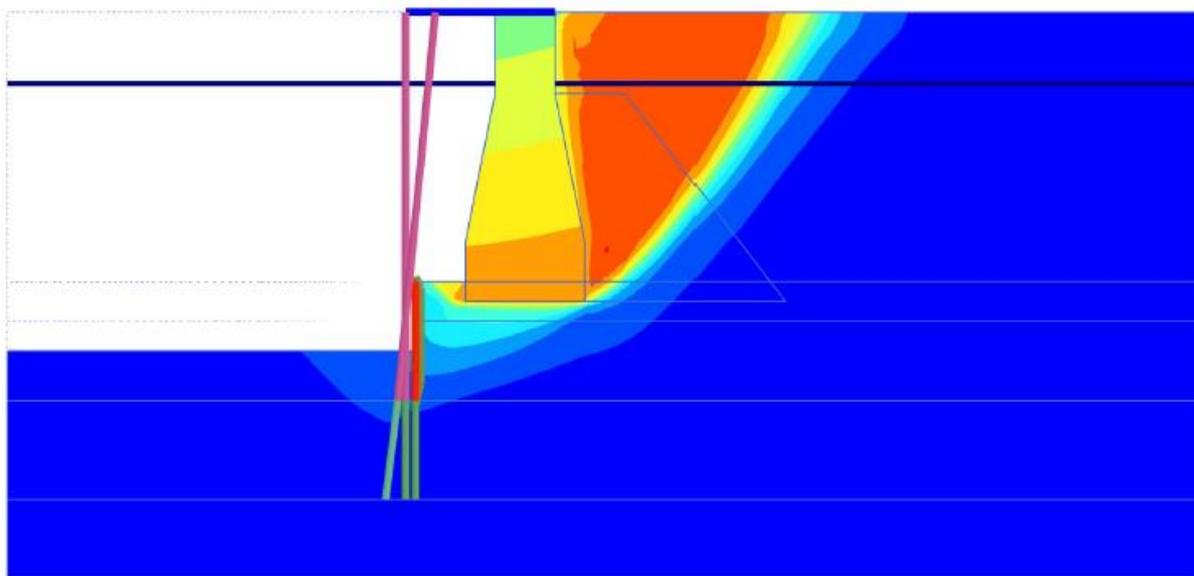


Figura 29- Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Após Dragagem com SC de operação

$$FS = 2,01 > 1,50 \text{ (ok)}$$

### 9.3 Avaliação de estabilidade com amarração

Foi incluída análise para verificação considerando o efeito da carga de amarração de 1500 kN espalhada no cais.



**Figura 30 - Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Após Dragagem com carga de amarração**

$$\text{FS} = 1,92 > 1,50 \text{ (ok)}$$

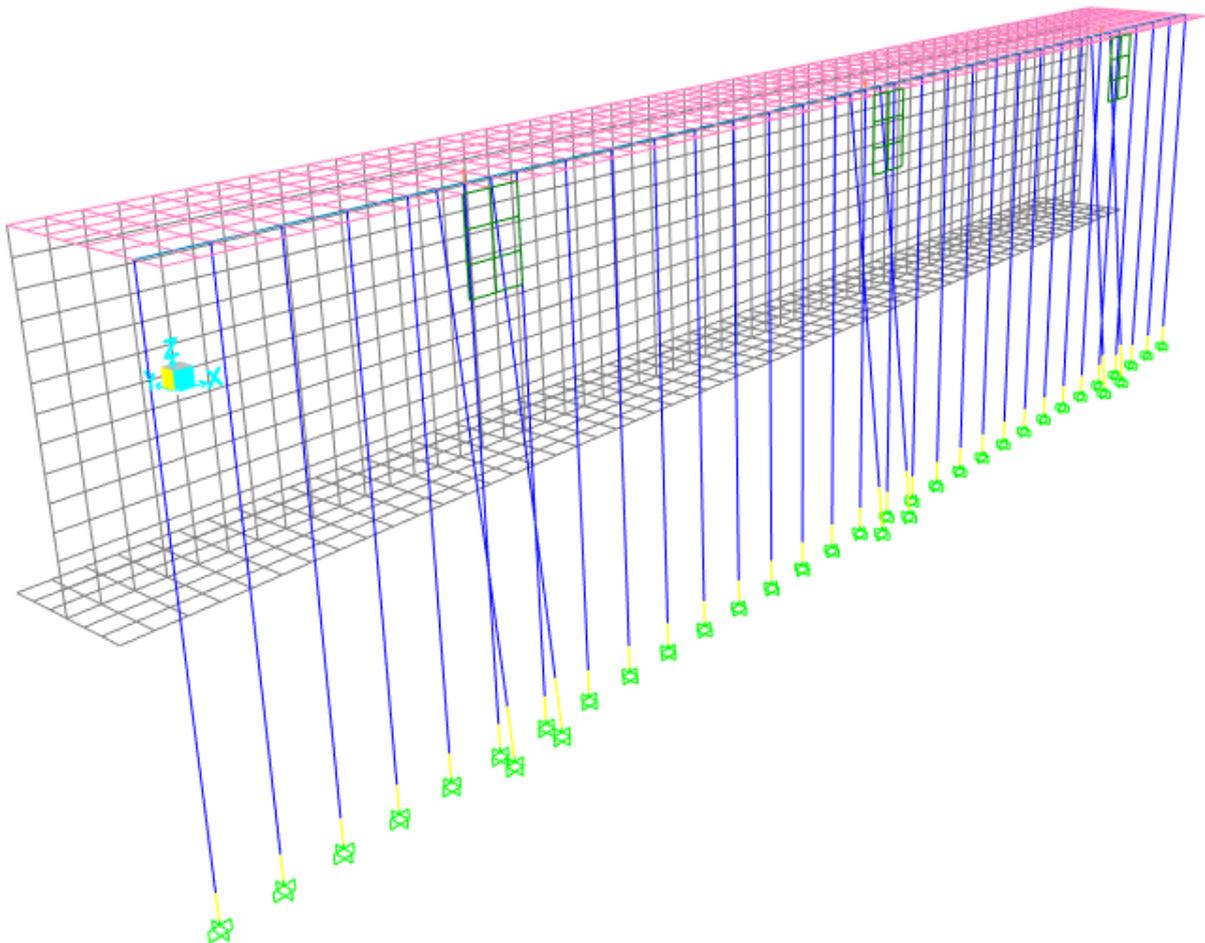
## 10 Análise Estrutural

### 10.1 Geometria

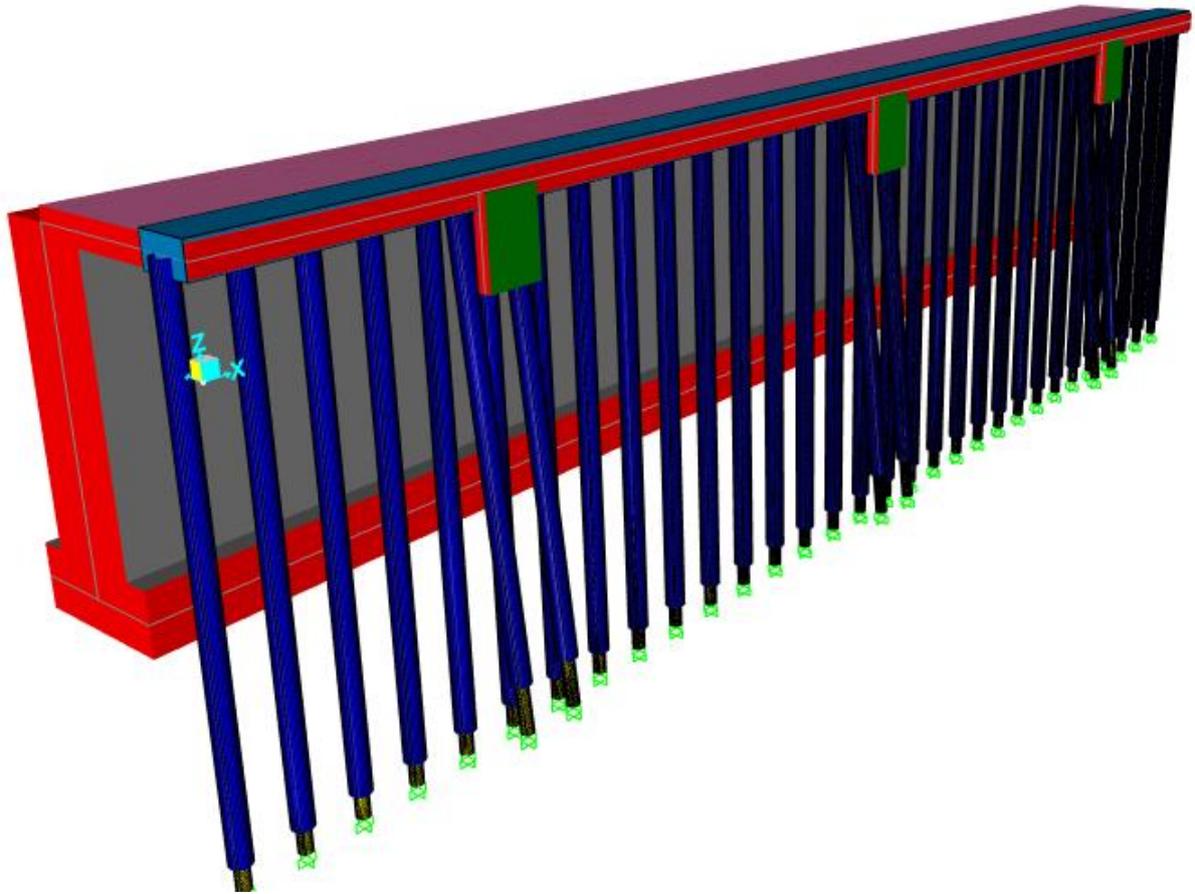
Para determinação dos esforços, um trecho das estrutura foi modelada no programa SAP2000 como um pórtico espacial constituído de elementos de barra para as estacas e elementos finitos de casca para a laje.

Também foi modelado com elementos finitos uma simulação do muro existente e sua base.

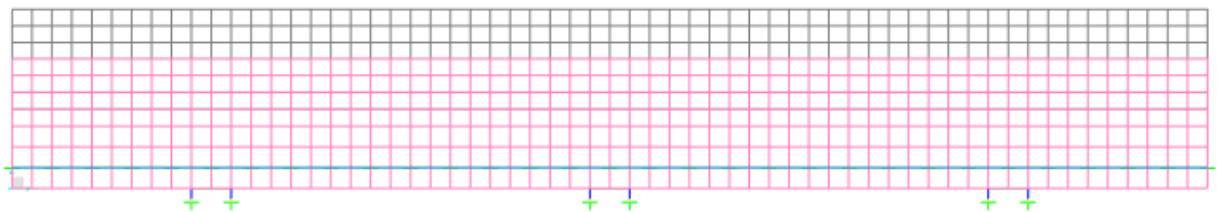
As figuras a seguir apresentam a estrutura do trecho modelado no programa.



**Figura 31 - Modelo Tridimensional em Elementos Finitos**



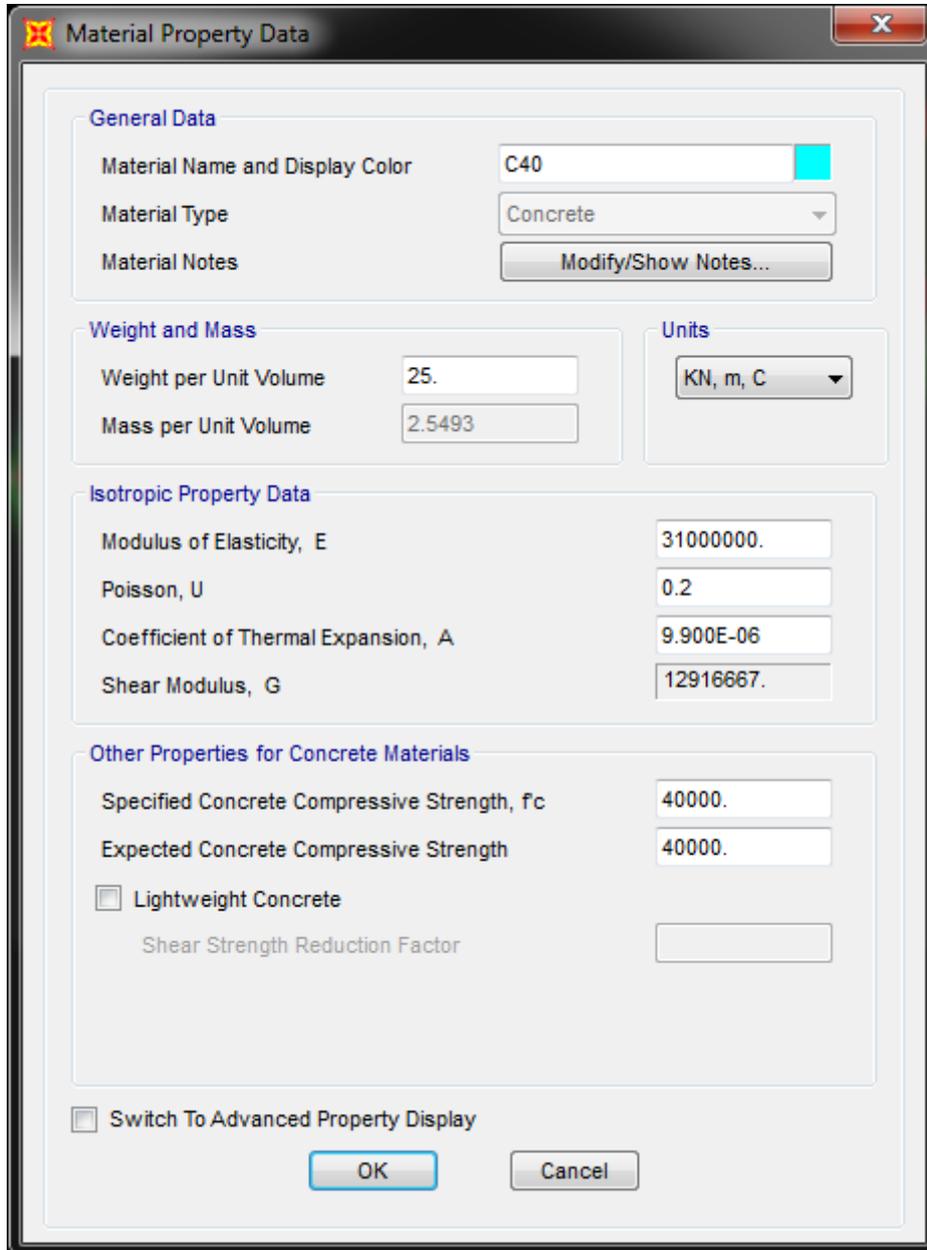
**Figura 32 - Vista do Modelo Extrudado**



**Figura 33 - Planta do Modelo**

## 10.2 Propriedades dos Materiais

Para fins de dimensionamento a resistência admitida do concreto é de  $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$ .



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

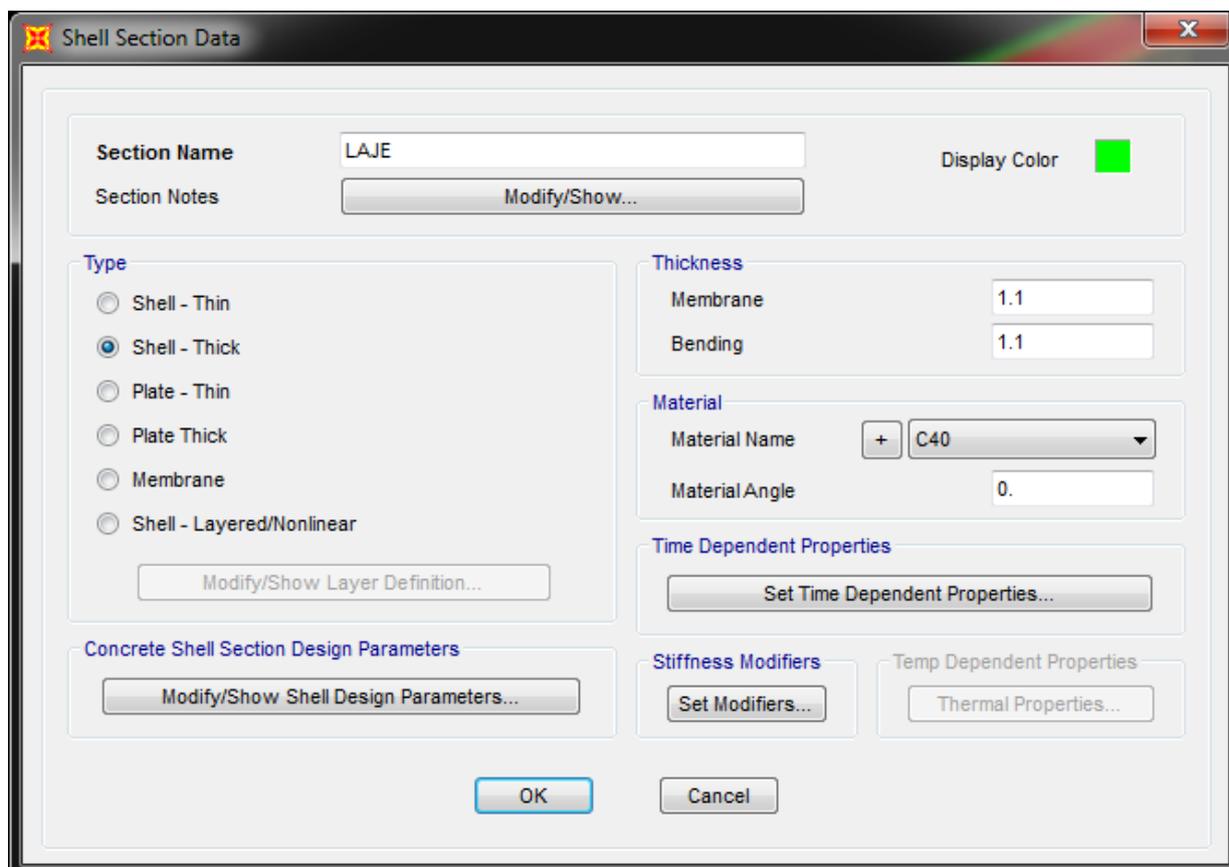
- General Data:**
  - Material Name and Display Color: C40 (with a cyan color swatch)
  - Material Type: Concrete (dropdown menu)
  - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
  - Weight per Unit Volume: 25. (input field)
  - Mass per Unit Volume: 2.5493 (input field)
- Units:**
  - Units: KN, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 31000000. (input field)
  - Poisson, U: 0.2 (input field)
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06 (input field)
  - Shear Modulus, G: 12916667. (input field)
- Other Properties for Concrete Materials:**
  - Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 40000. (input field)
  - Expected Concrete Compressive Strength: 40000. (input field)
  - Lightweight Concrete
    - Shear Strength Reduction Factor: (input field)
- Switch To Advanced Property Display

At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

Figura 34 - Propriedades do concreto empregado na obra

## 10.3 Propriedades das Seções dos elementos

### 10.3.1 Lajes



**Shell Section Data**

Section Name: LAJE

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: ■

**Type**

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

**Thickness**

Membrane: 1.1

Bending: 1.1

**Material**

Material Name: + C40

Material Angle: 0.

**Time Dependent Properties**

Set Time Dependent Properties...

**Concrete Shell Section Design Parameters**

Modify/Show Shell Design Parameters...

**Stiffness Modifiers**

Set Modifiers...

**Temp Dependent Properties**

Thermal Properties...

OK Cancel

Figura 35 - Propriedades da seção da laje (h = 110cm)

### 10.3.2 Estacas Tubadas

Para a estaca de carga foram consideradas 2 seções distintas:

- Seção de concreto -> Considera corrosão total da camisa metálica na zona de variação de maré, a favor da segurança;
- Seção em rocha ou alteração de rocha -> seção de concreto pinada com diâmetro 50cm.

Para o dimensionamento, o trecho superior da estaca D=80cm foi desconsiderada a camisa metálica devido à possível corrosão. A definição da espessura da camisa metálica é de responsabilidade do proponente, em função da sua metodologia executiva para a cravação / escavação da estaca.

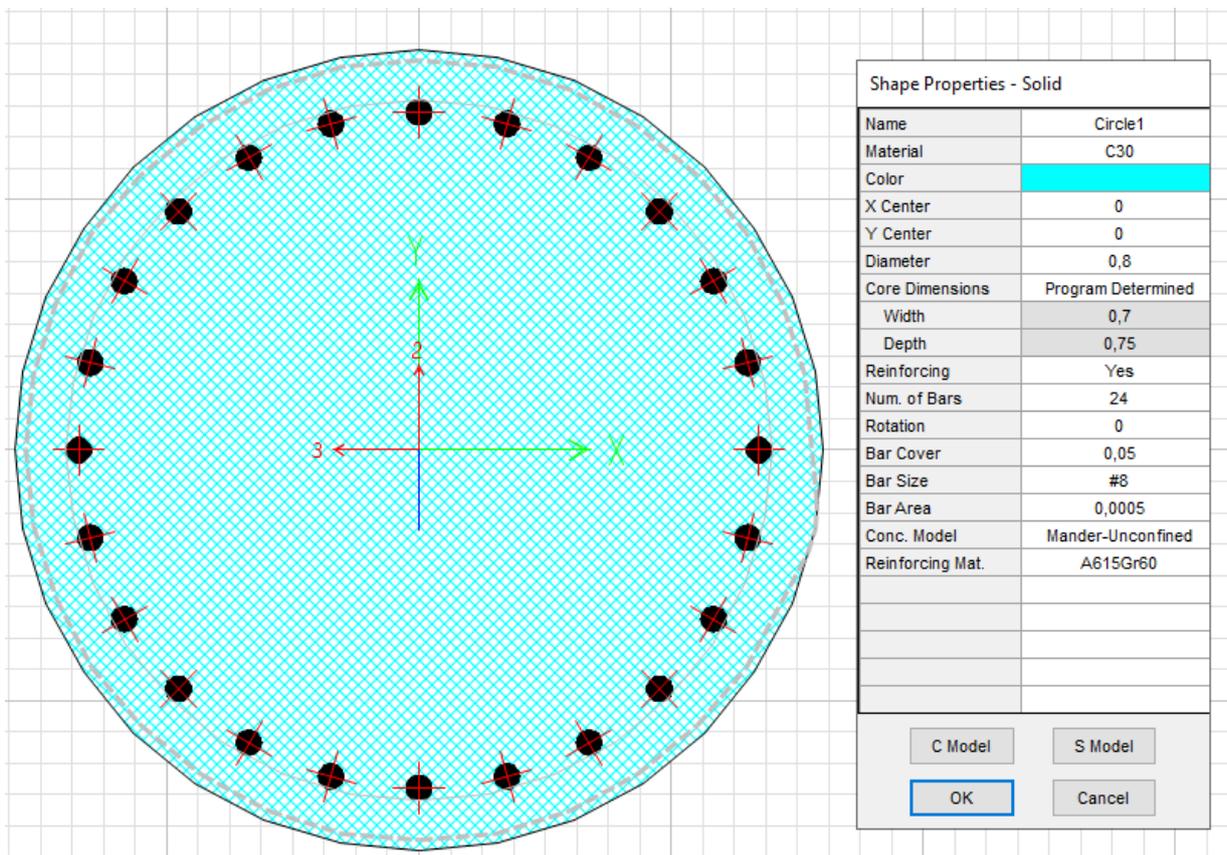


Figura 36 - Propriedades da Estaca (com corrosão total da camisa)

A seção pinada em rocha com D=50cm é representada abaixo:

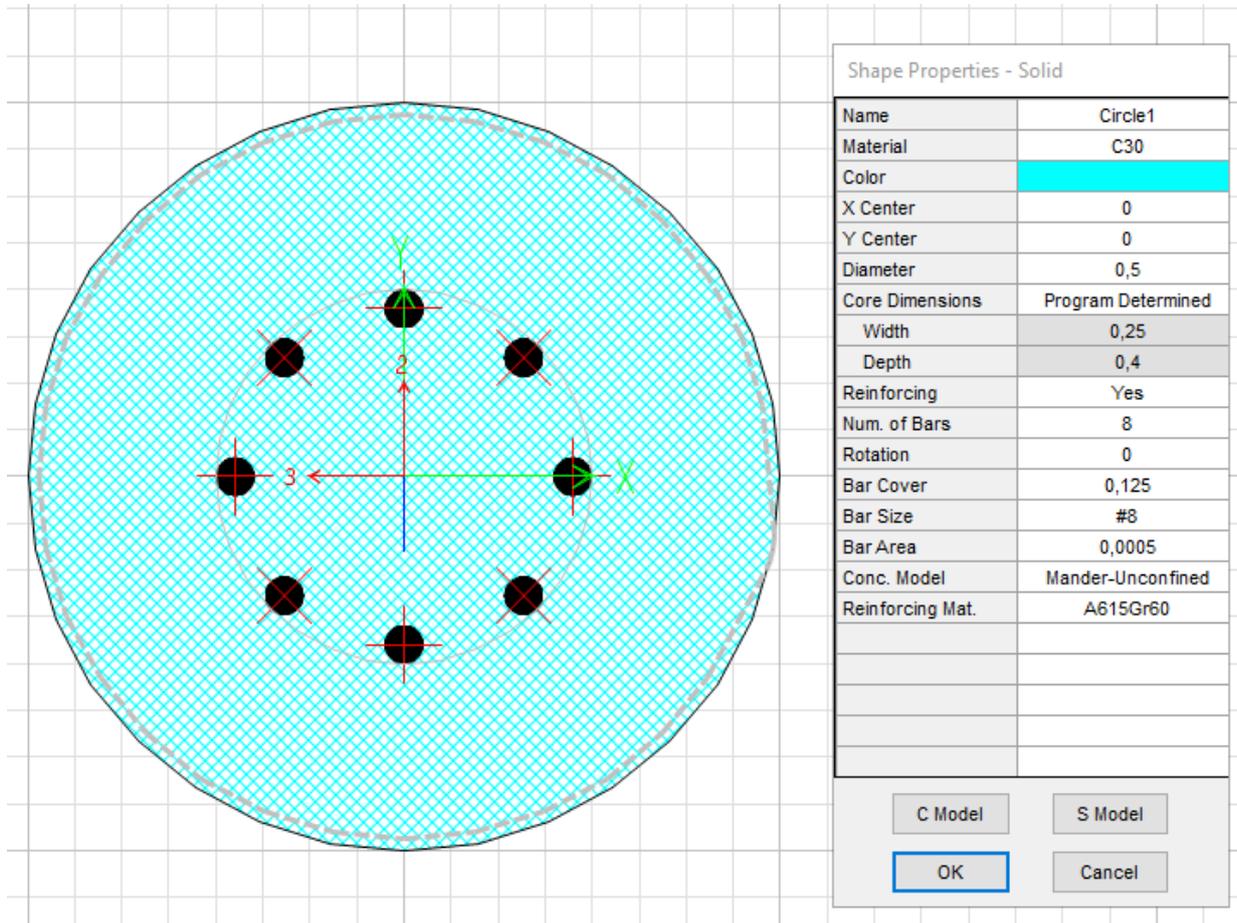


Figura 37 - Propriedades da Estaca Pinada em Rocha

## 10.4 Carregamentos atuantes

### 10.4.1 Peso próprio

A carga de peso próprio é definida automaticamente pelo software considerando o peso específico definido para cada material.

### 10.4.2 Sobrecarga distribuída

Foi aplicada uma sobrecarga distribuída ao longo de toda a estrutura.

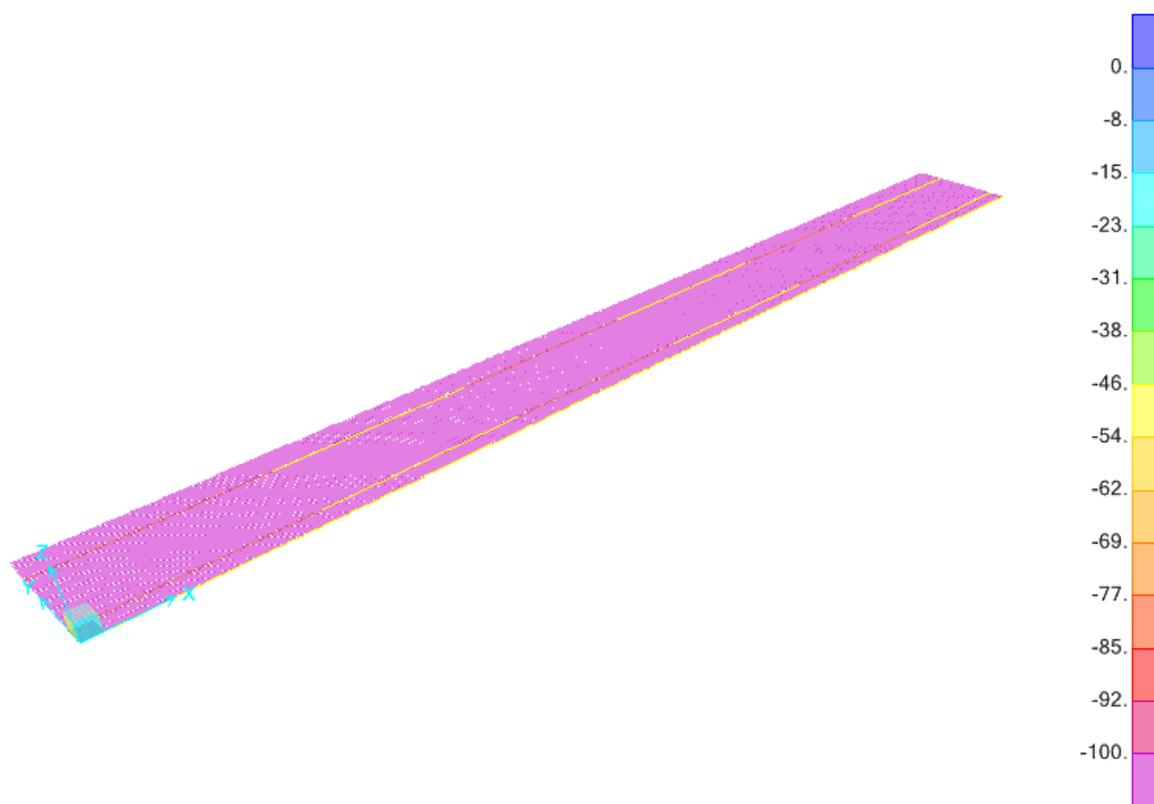
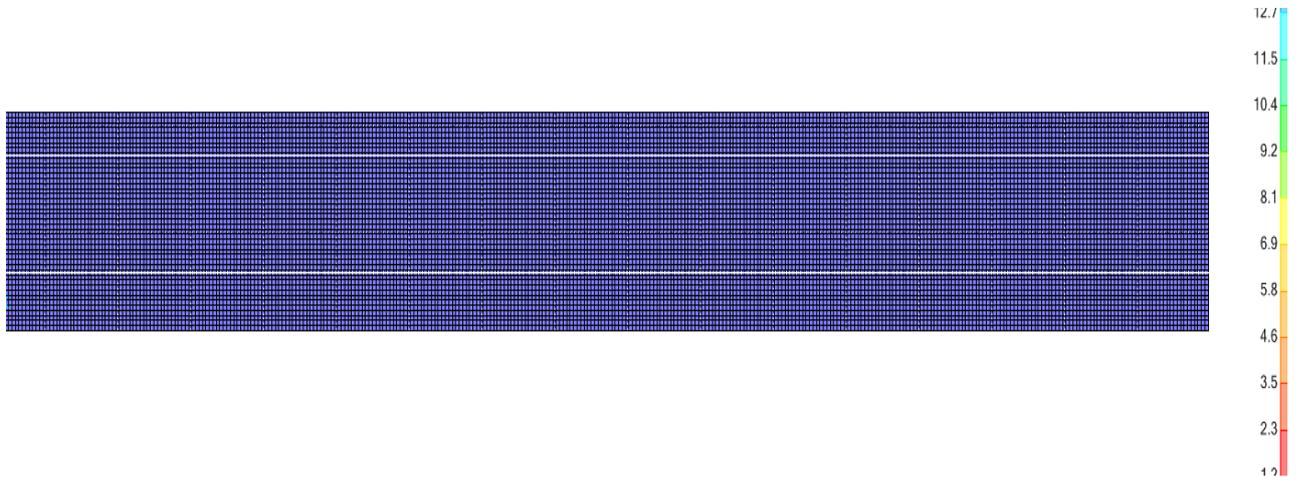


Figura 38 - Sobrecarga distribuída sobre a laje (100,00kN/m<sup>2</sup>)

### 10.4.3 Variação de Temperatura

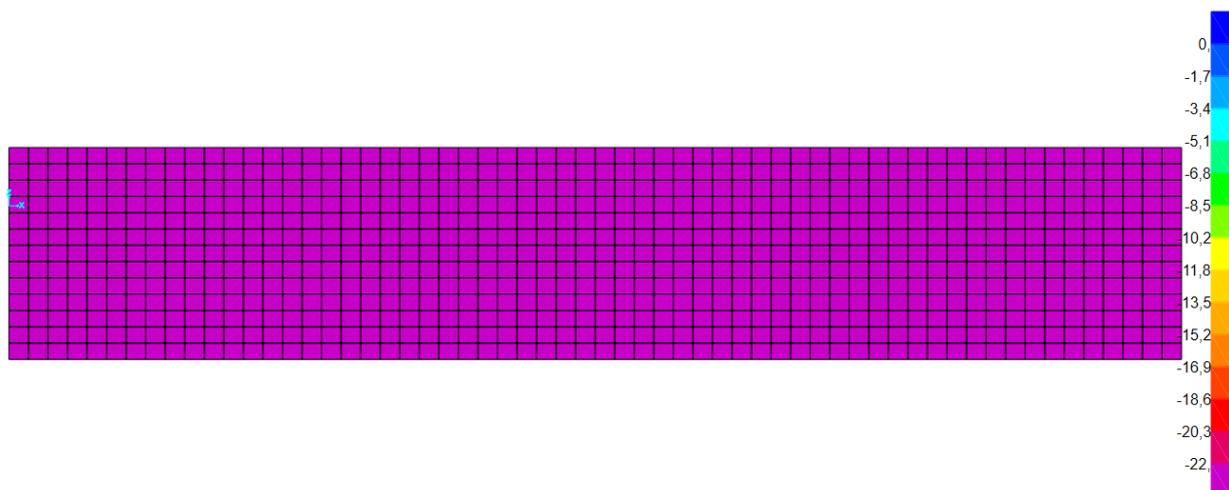
Foi aplicada uma variação de temperatura em toda a superestrutura do cais



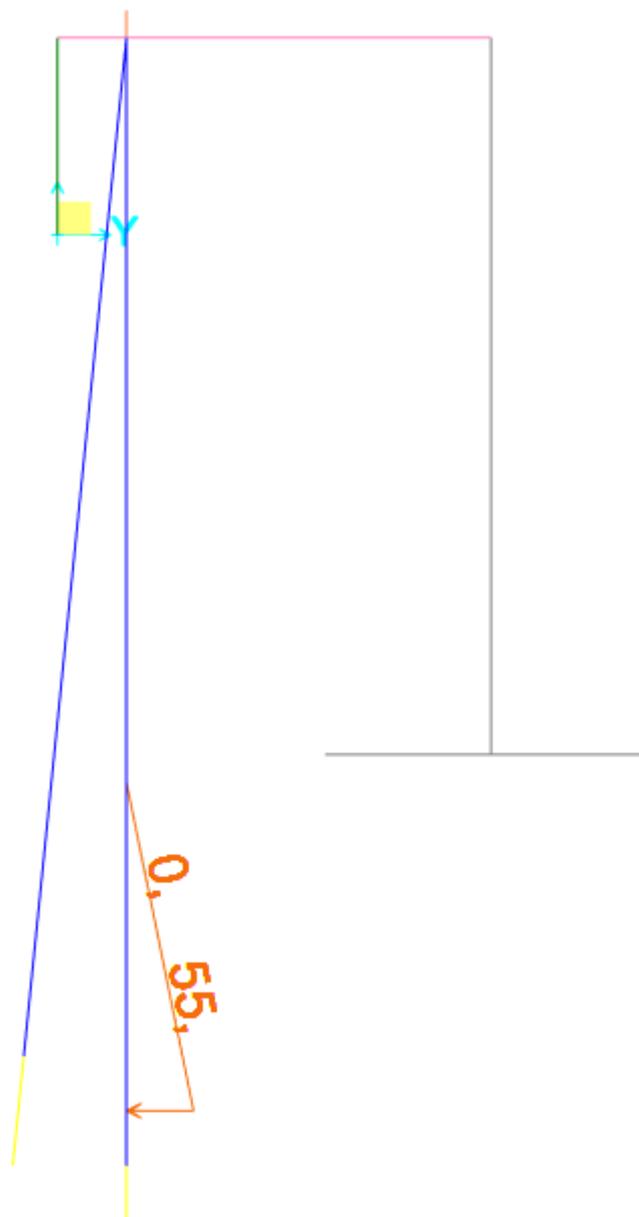
**Figura 39 - Variação de Temperatura ( $\pm 15^{\circ}\text{C}$ )**

### 10.4.4 Empuxo

De forma conservadora foi considerado que o empuxo recebido pela linha de estacas raízes seja aplicado integralmente sobre as estacas principais. Também foi considerado o empuxo no muro. Os valores considerados são os indicados na análise do capítulo anterior.



**Figura 40 - Empuxo atuando no muro existente  
( $22 \text{ kN/m}^2$ )**



**Figura 41 - Empuxo atuando nas estacas verticais após dragagem  
(74 x 0,8 ~ 60 kN/m<sup>2</sup>)**

### 10.4.5 Atracação

Foi aplicada a carga de reação nas defensas conforme calculado no Anexo 1. As cargas foram aplicadas a cada 24m.

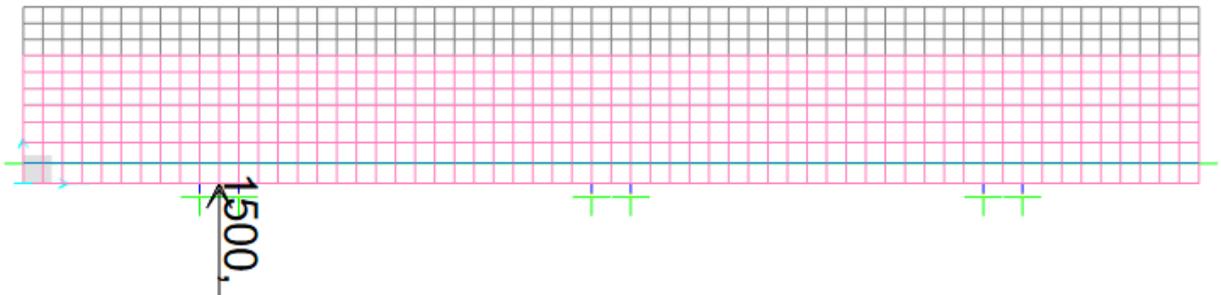


Figura 42 - Atracação do navio – AT1 (Reação nas defensas = 1500,00kN)



Figura 43 - Atracação em diversos pontos – AT2 (consideração a favor da segurança)

### 10.4.6 Amarração

Foi aplicada carga de amarração dos cabeços de 1500,00kN ao longo do cais espaçada de 24m

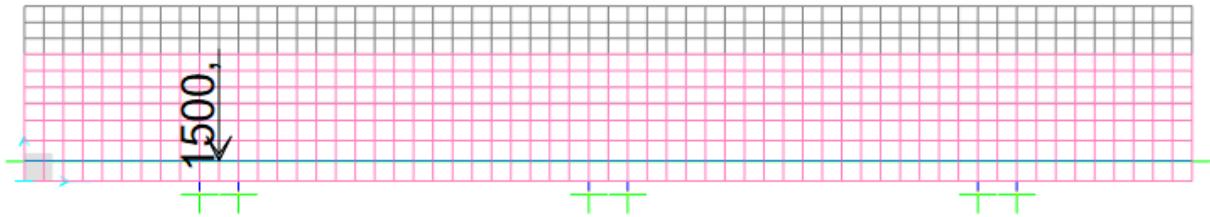


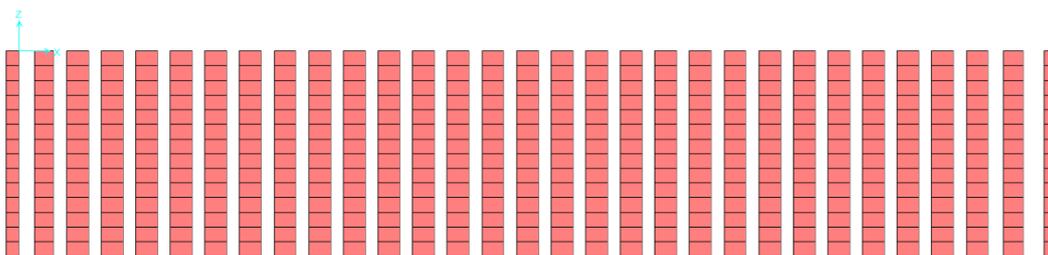
Figura 44 - Carregamento de amarração nos cabeços – AM1 (1500,00kN)



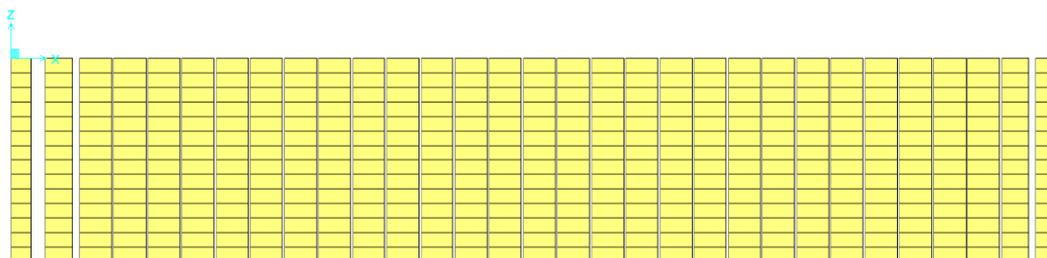
Figura 45 - Carregamento de amarração nos cabeços – AM2 (consideração a favor da segurança)

## 10.5 Esforços atuantes

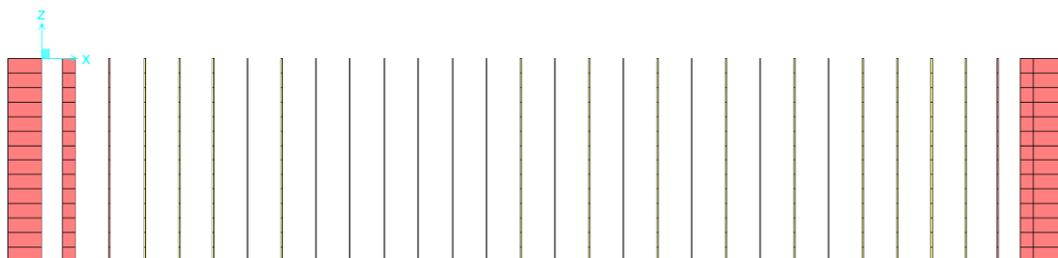
As figuras a seguir mostram os diagramas de esforços solicitantes em um trecho da estrutura para os diferentes casos de carregamento. Os diagramas em vermelho representam cargas de compressão, enquanto que os diagramas em amarelo representam cargas de tração.



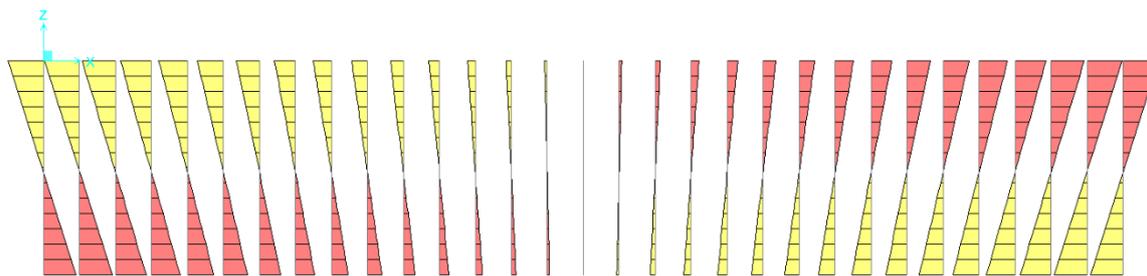
**Figura 46 – Diagrama de esforço normal na estaca - Sobrecarga**



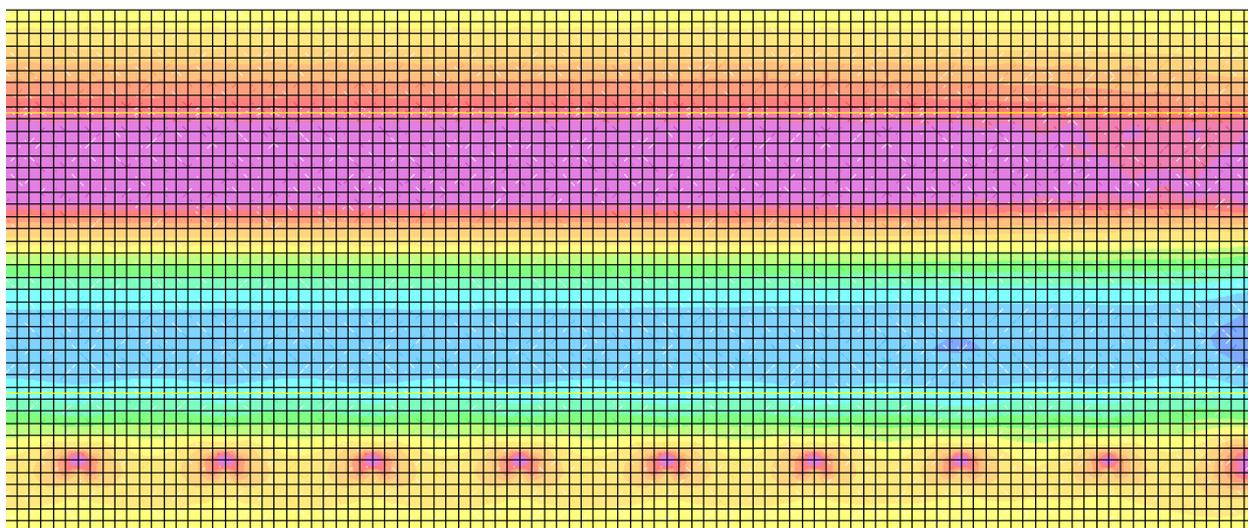
**Figura 47 - Diagrama de esforço normal na estaca - Empuxo**



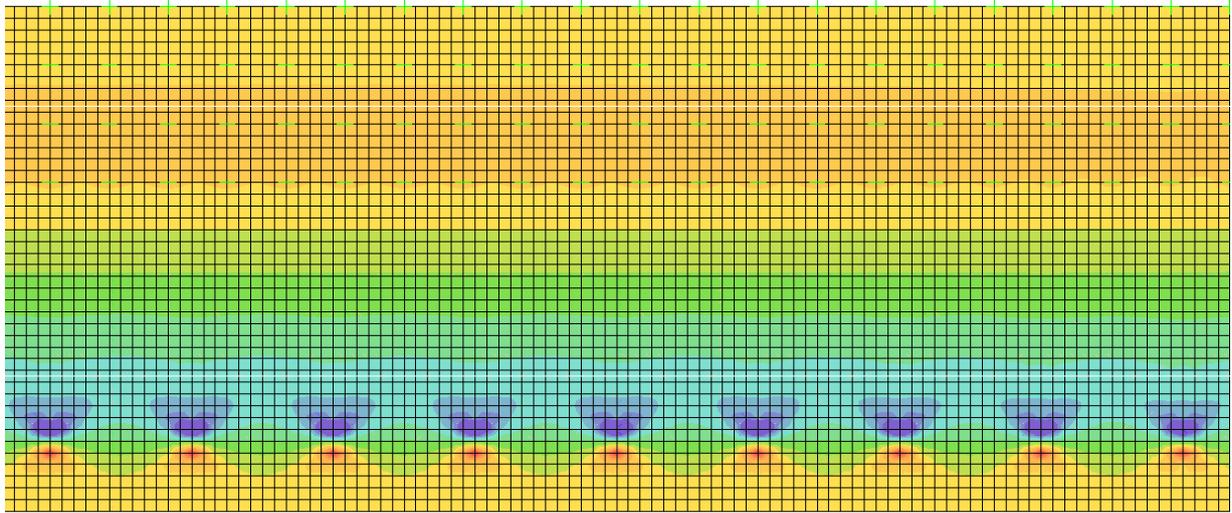
**Figura 48 - Diagrama de esforço normal na estaca tubada - Variação de temperatura**



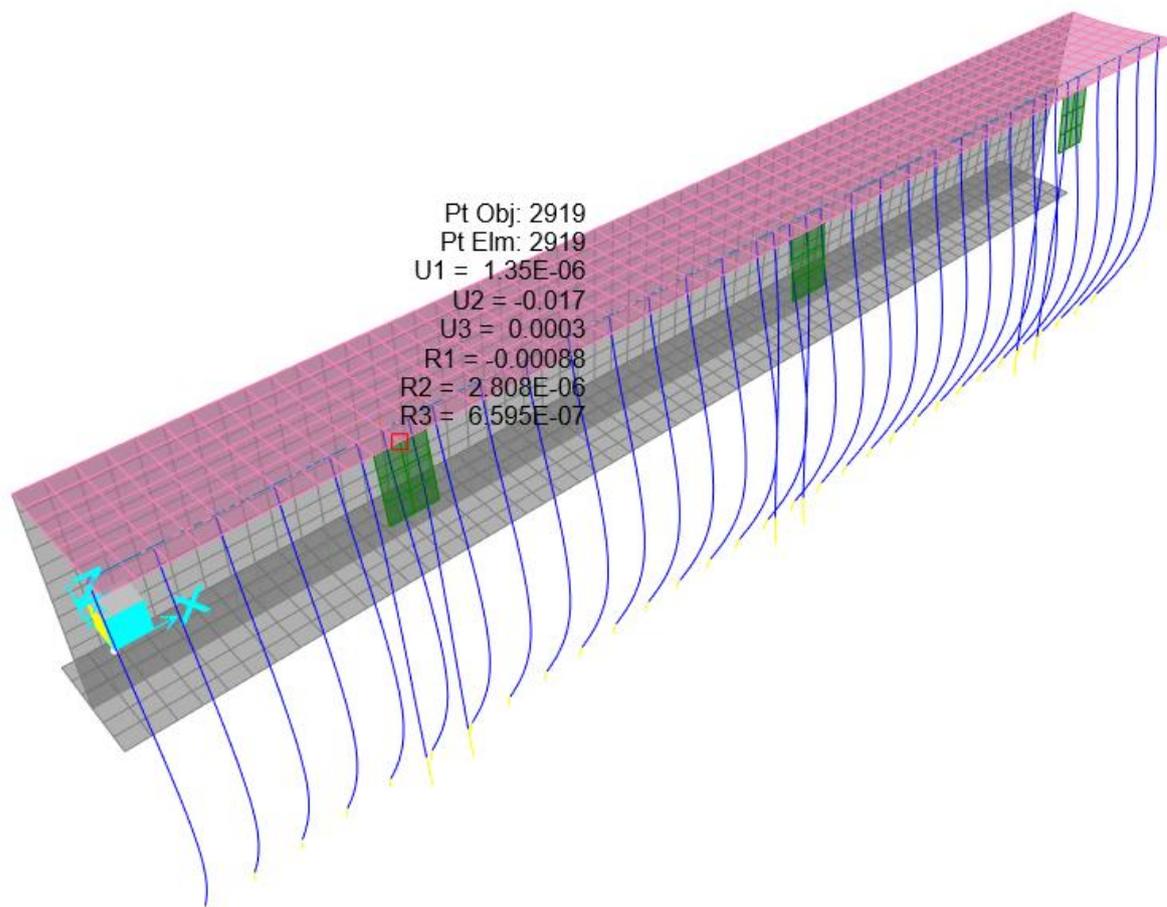
**Figura 49 - Diagramas de momentos fletores –Variação térmica**



**Figura 50 – Momentos fletores na laje – Sobrecarga**



**Figura 51 - Momentos fletores na laje - Empuxo**



**Figura 52 - Deslocamentos no topo do cais  
(Peso Próprio combinado com Amarração)**

## 10.6 Combinação de Carregamentos

As cargas atuantes são combinadas para a verificação do Estado Limite de Utilização (ELU) utilizando-se a combinação normal de ações. De acordo com a NBR8681, a combinação normal é definida como:

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_0 F_{qjk}) + \gamma_e \Psi_0 F_e \quad (1)$$

Onde:

$F_g$ ,  $F_q$  e  $F_e$  são os valores característicos das cargas permanentes, variáveis e provenientes de variação de temperatura, respectivamente;

$\gamma_g$ ,  $\gamma_q$  e  $\gamma_e$  são os coeficientes de majoração de cargas permanentes, variáveis e provenientes de variação de temperatura, respectivamente;

$\Psi_0$  é o coeficiente de minoração das ações variáveis que leva em consideração a baixa probabilidade da ocorrência da aplicação simultânea de todas as cargas. O valor de  $\Psi_0$  é fixado em 0,80 para ações variáveis em geral e em 0,60 para ações decorrentes da variação uniforme de temperatura.

Os valores dos coeficientes de majoração fixados pela norma para a combinação normal de carregamentos e adotados nesta memória são:

**Tabela 4 – Valores dos coeficientes de majoração de cargas**

Efeitos	Cargas permanentes ( $\gamma_g$ )	Cargas variáveis ( $\gamma_q$ )	Cargas de temperatura ( $\gamma_e$ )
Desfavoráveis	1,35 / 1,4*	1,5	1,2
Favoráveis	1,0	0,0	1,0

\*O valor adotado para as cargas permanentes é de 1,35 para peso próprio da estrutura e 1,4 para demais cargas permanentes (empuxo).

**Tabela 5 – Valores dos fatores de combinação para as ações variáveis**

Ação	Temperatura	$\Psi_0$	0,6

Foram adotadas as seguintes combinações de carga:

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
(DEAD ELS)	Linear Add	DEAD	1,00
		EMPUXO	1,00
(DEAD ELU)	Envelope	DEAD	0,90
		DEAD	1,35
		EMPUXO	1,40
(TEMP)	Envelope	TEMP-	0,50
		TEMP+	0,50
ELS1-PP+SC	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		SC	1,00
ELU1-PP+SC	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		SC	1,50
ELS2-PP+TEMP	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		(TEMP)	1,00
ELU2-PP+TEMP	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		(TEMP)	1,20
ELS3-PP+AM1	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AM1	1,00
ELU3-PP+AM1	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AM1	1,30
ELS4-PP+AM2	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AM2	1,00
ELU4-PP+AM2	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AM2	1,30
ELS5-PP+AT1	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AT1	1,00
ELU5-PP+AT1	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AT1	1,50
ELS6-PP+AT2	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AT2	1,00
ELU6-PP+AT2	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AT2	1,50

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
ELS8-PP+AM1+T	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AM1	1,00
		(TEMP)	0,30
ELU8-PP+AM1+T	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AM1	1,30
		(TEMP)	0,72
ELS9-PP+AM2+T	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AM2	1,00
		(TEMP)	0,30
ELU9-PP+AM2+T	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AM2	1,00
		(TEMP)	0,72
ELS10-PP+AT1+T	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AT1	1,00
		(TEMP)	0,30
ELU10-PP+AT1+T	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AT1	1,50
		(TEMP)	0,72
ELS11-PP+AT2+T	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		AT2	1,00
		(TEMP)	0,30
ELU11-PP+AT2+T	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		AT2	1,00
		(TEMP)	0,72
ELS13-PP+SC+T	Linear Add	(DEAD ELS)	1,00
		SC	1,00
		(TEMP)	0,30
ELU13-PP+SC+T	Linear Add	(DEAD ELU)	1,00
		SC	1,50
		(TEMP)	0,72

## 11 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

A seguir é apresentado quadro com resumo dos principais esforços sobre os elementos estruturais.

Os elementos estruturais considerados nesta análise foram as estacas D=80, pinos de estacas D=50, estacas raízes e a laje.

### 11.1 Estacas

- Cargas de Trabalho (ELS – Estado Limite de Serviço)

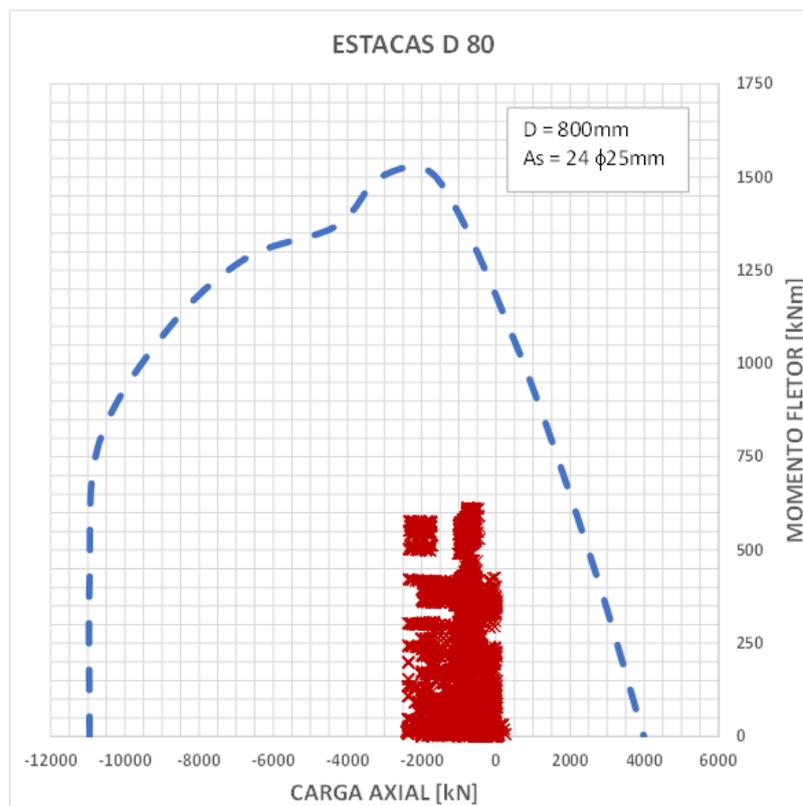
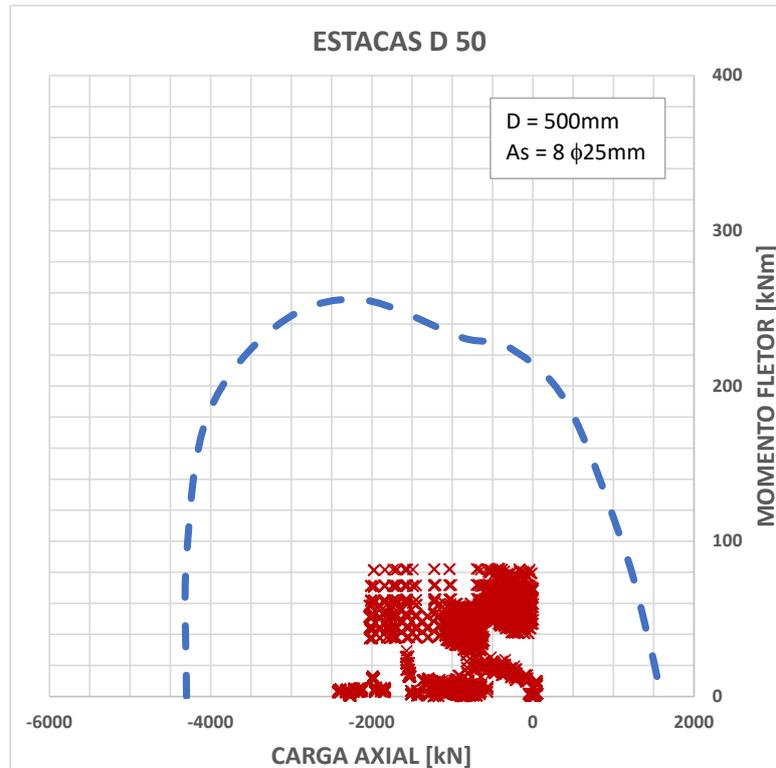
Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELS			
Elemento estrutural	Esforço	Valor	Combinação Encontrada
<b>Estaca D80</b>	Compressão (kN)	<b>-2.053</b>	ELS12 - PP+SC+T
	Momento (kNm)	<b>125</b>	ELS11 - PP+AT2+T
<b>Pino D50</b>	Compressão (kN)	<b>-2.150</b>	ELS12 - PP+SC+T
	Momento (kNm)	<b>149</b>	ELS11 - PP+AT2+T

O valor da carga de trabalho da estaca é de 2.150 kN.

- ELU – Estado Limite Último

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELU			
Elemento estrutural	Esforço	Valor	Combinação Encontrada
<b>Estaca D80</b>	Compressão (kN)	<b>-2.415</b>	ELU12-PP+SC+T
	Momento (kNm)	<b>170</b>	ELU6- PP+AT2
<b>Estaca D50</b>	Compressão (kN)	<b>-2.463</b>	ELU12-PP+SC+T
	Momento (kNm)	<b>206</b>	ELU4-PP+AM2

Serão apresentados os diagramas de interação entre as as cargas nas estacas no Estado Limite Último – ELU e a curva de ruptura para as seções estudadas.



### 11.2 Estacas Raízes

Resumo de Esforços - ELU		
Elemento estrutural	Esforço	Valor
<b>Estaca Raiz</b>	<b>Cortante (kN/m)</b>	<b>-105,00</b>
	<b>Momento (kNm/m)</b>	<b>140,00</b>

O trecho em solo da contenção poderá ser admitido como uma parede contínua de espessura aproximada de 81cm uma vez que haverá unificação das estacas através da argamassa.

Altura considerada  $h = 81\text{cm}$

Elementos por metro = 2

Momento Fletor  $M_d = 140\text{ kNm/m}$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO   SEÇÃO RETANGULAR			
<b>PROPRIEDADE DOS MATERIAS</b>			
$f_{ck}$	20	[Mpa]	
$f_{yk}$	500	[Mpa]	
<b>GEOMETRIA</b>			
$b_w$	1	[m]	
$d$	0,65	[m]	
$h$	0,8	[m]	
<b>MOMENTOS ATUANTES</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
$M_{d+}$	140	[kNm]	$M_{d-}$ 0 [kNm]
<b>DIMENSIONAMENTO</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
$k_{md}$	0,023	<b>OK</b>	$k_{md}$ 0,000 <b>OK</b>
$k_x$	0,035		$k_x$ 0,000
$k_z$	0,986		$k_z$ 1,000
<b>ARMADURA DE TRACÇÃO</b>		<b>ARMADURA DE TRACÇÃO</b>	
$M_{As.inf}$	140	[kNm]	$M_{As.sup}$ 0 [kNm]
$A_{scal.}$	5,02	[cm <sup>2</sup> ]	$A_{scal.}$ 0,00 [cm <sup>2</sup> ]
$A_{smín.}$	<b>12,00</b>	[cm <sup>2</sup> ]	$A_{smín.}$ <b>12,00</b> [cm <sup>2</sup> ]
$\phi$	20	[mm]	$\phi$ 20 [mm]
<b>4</b>	<b><math>\phi</math> 20</b>		<b>4</b> <b><math>\phi</math> 20</b>

Armadura adotada = 7  $\phi$ 20

(OK)

Devido às características da obra e da importante atuação estabilizante das estacas na prevenção de deslocamentos e distribuição de tensões, torna-se fundamental a avaliação da resistência ao esforço cortante nas estacas escavadas.

O valor observado na análise em elementos finitos, retornou, conforme visto anteriormente, cortante  **$Q = 105 \text{ kN/m}$**  na linha de estacas pinadas na região do contato solo x rocha.

Por estaca raiz reforçada temos:

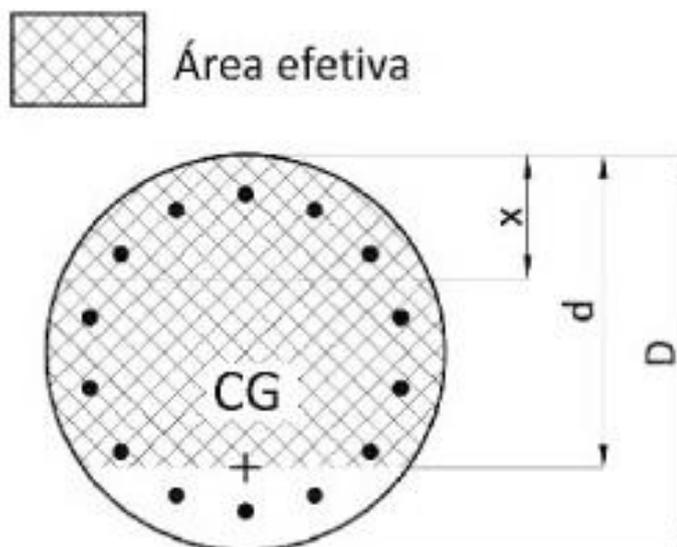
**V por estaca = 53kN**

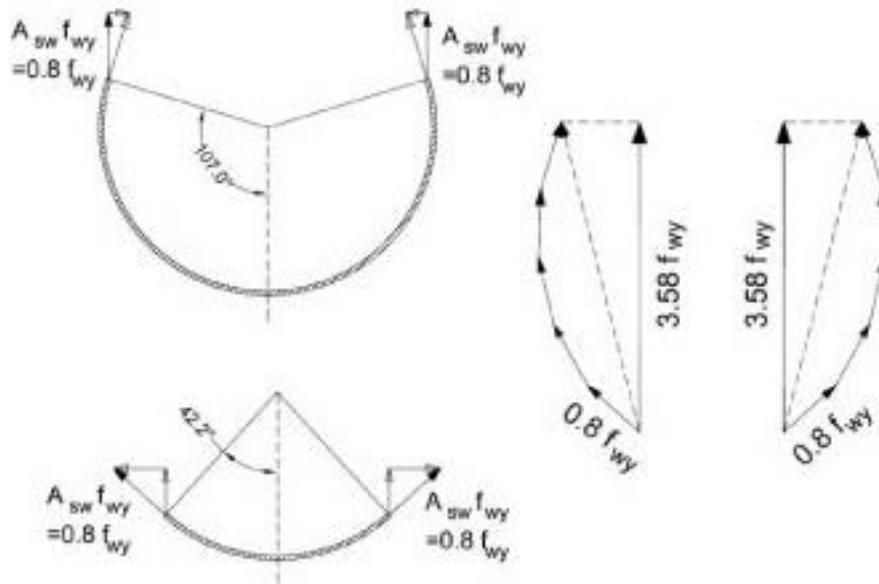
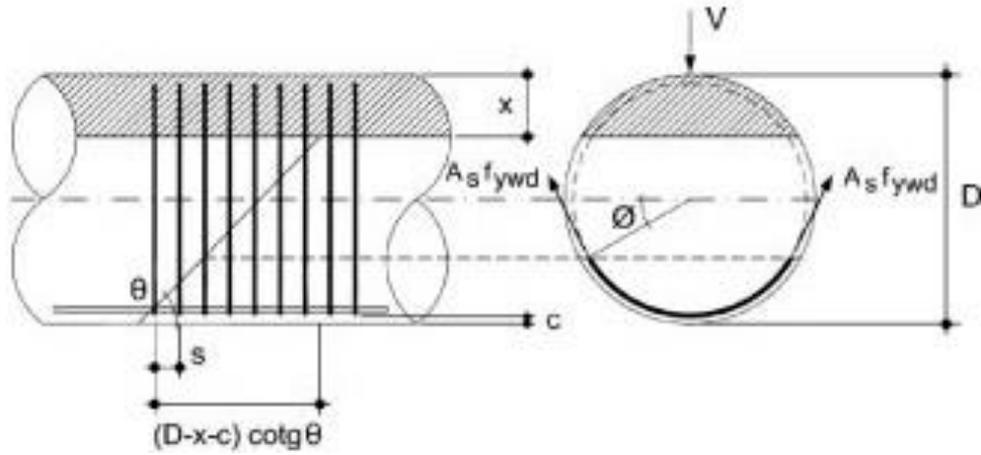
Adaptando os valores de  $b_w$  e  $d$  presentes nas verificações das resistências normativas, calcula-se de maneira mais realística a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

De maneira que:

→  $b_w = D$  (diâmetro da estaca)

→  $d = 0,72 D$





$$V_{sw,1} = 1.8 \times n_t \times A_{sw} f_{yw}$$

$$n_t = \frac{(D-x-c)}{s} \cotg(\theta)$$

Sendo assim, segue o dimensionamento para  $V_d = 1,4 \times 53 = 74\text{kN}$ .

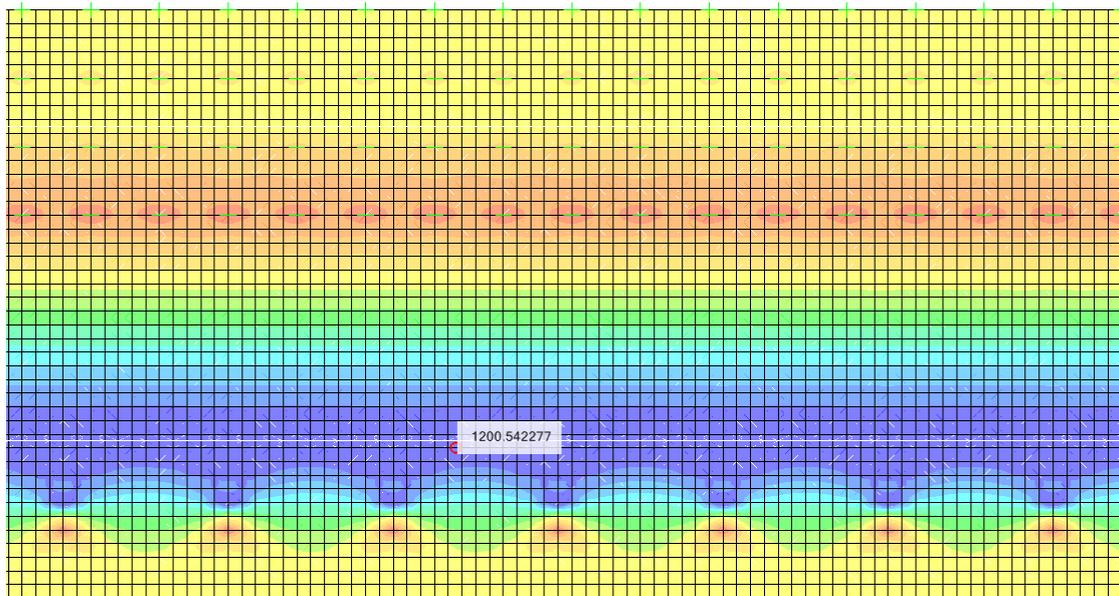
<b>DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE ADAPTAÇÃO NBR6118/2023</b>			
<b>GEOMETRIA</b>			
D	0,40	[m]	
Cobrimento	0,075	[m]	
<b>PROPRIEDADE DOS MATERIAIS</b>			
$f_{ck}$	20	[Mpa]	
$f_{yk}$	500	[Mpa]	
<b>ESFORÇO ATUANTE</b>			
$V_d$	74	[kN]	
<b>DIMENSIONAMENTO</b>			
$V_{RD2}$	411	[kN]	
$V_{sd} < V_{RD2}$	<b>OK</b>		
$f_{ctd}$	1,11	[Mpa]	
$V_{co}$	76	[kN]	
$A_{s\text{necessária}}$	<b>2,55</b>	[cm <sup>2</sup> /m]	
<b>Pernas (s)</b>	<b>2</b>		
<b>c.</b>	15	[cm]	
<b>Φ</b>	8	[mm]	
$A_s$ adotada	<b>6,70</b>	[cm <sup>2</sup> /m]	<b>OK</b>

A armadura transversal, resistente ao cisalhamento atende aos esforços de cálculo.

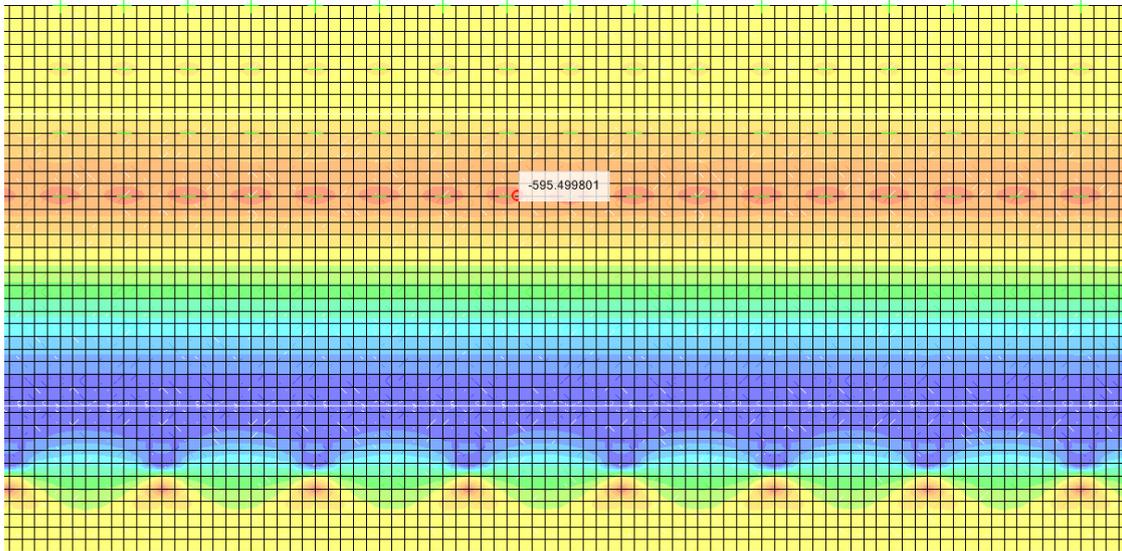
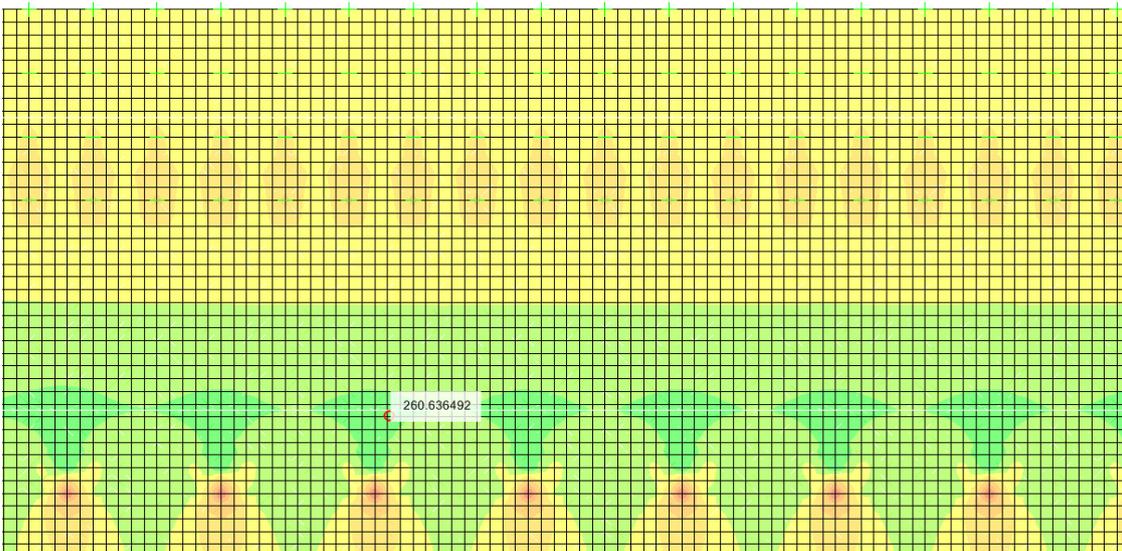
### 11.2.1 Lajes

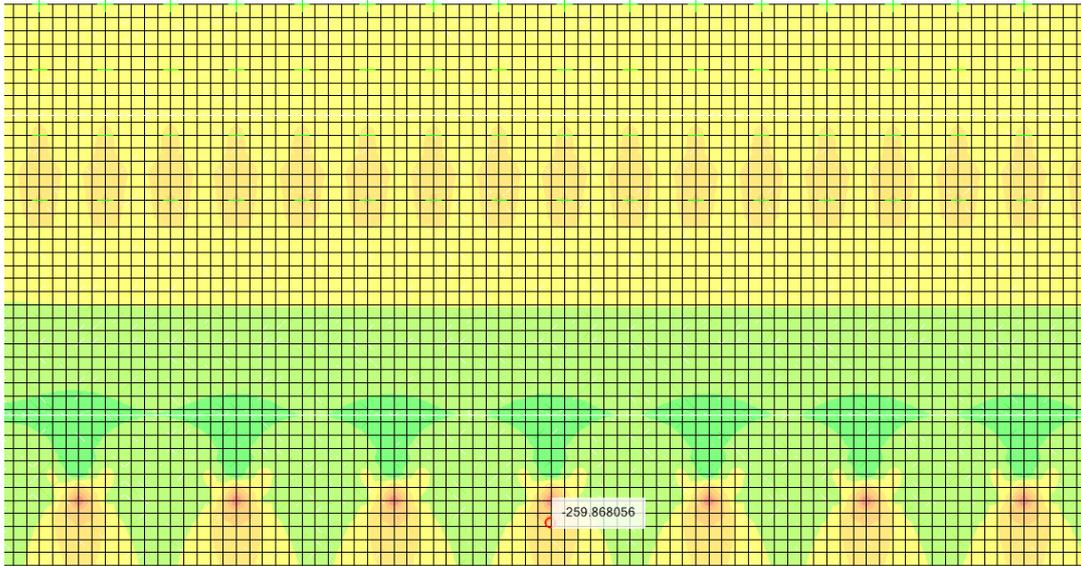
Os momentos fletores máximos encontrados nas lajes para as piores situações estão resumidos na tabela:

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELU			
Elemento estrutural	Esforços	Valor	Combinação Encontrada
Laje	Momento Transversal (+) (kNm/m)	<b>1.230,00</b>	ELU12-PP+SC+T
	Momento Transversal (-) (kNm/m)	<b>-595,00</b>	ELU12-PP+SC+T
	Momento Longitudinal (+) (kNm/m)	<b>260,00</b>	ELU12-PP+SC+T
	Momento Longitudinal (-) (kNm/m)	<b>-260,00</b>	ELU12-PP+SC+T



**M22 (+)(kNm/m)**

**M22(-) (kNm/m)****M11 (+) (kNm/m)**

**M11 (-) (kNm/m)**

### 11.3 Dimensionamento de lajes

A armadura longitudinal foi determinada adotando-se o princípio de dimensionamento constante na NBR 6118, considerando o Estado Limite Último, Estádio III – Domínio 3 . A seguir seguem os critérios adotados.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad k_{md} \leq \begin{cases} 0,272 & \text{se } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \\ 0,228 & \text{se } f_{ck} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot k_{mds}}{0,85}\right)}}{0,80}$$

seção ret. →  $k_x \leq 0,4$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO   SEÇÃO RETANGULAR			
<b>PROPRIEDADE DOS MATERIAS</b>			
f <sub>ck</sub>	40	[Mpa]	
f <sub>yk</sub>	500	[Mpa]	
<b>GEOMETRIA</b>			
b <sub>w</sub>	1,00	[m]	
d	1,02	[m]	
h	1,1	[m]	
<b>MOMENTOS ATUANTES</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
M <sub>d+</sub>	1230	[kNm]	M <sub>d-</sub> 595 [kNm]
<b>DIMENSIONAMENTO</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
k <sub>md</sub>	0,041	<b>OK</b>	k <sub>md</sub> 0,020 <b>OK</b>
k <sub>x</sub>	0,062		k <sub>x</sub> 0,030
k <sub>z</sub>	0,975		k <sub>z</sub> 0,988
<b>ARMADURA DE TRACÇÃO</b>		<b>ARMADURA DE TRACÇÃO</b>	
M <sub>As.inf</sub>	1230	[kNm]	M <sub>As.sup</sub> 595 [kNm]
A <sub>scal.</sub>	<b>28,44</b>	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>scal.</sub> 13,58 [cm <sup>2</sup> ]
A <sub>smín.</sub>	16,52	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>smín.</sub> <b>16,52</b> [cm <sup>2</sup> ]
φ	25	[mm]	φ 20 [mm]
<b>6</b>	<b>φ</b>	<b>25</b>	<b>6</b> <b>φ</b> <b>20</b>

Armadura positiva adotada = φ25 c. 15 (Transversal)

Armadura positiva adotada = φ20 c. 15 – As mínima (Longitudinal)

Armadura negativa adotada = φ20 c. 15 – As mínima (2 direções)

## 12 Controle de Qualidade da Obra

### 12.1 Considerações técnicas

A obra necessita de um rigoroso controle de qualidade pois a nova profundidade **(13,50m.)** provocará uma substancial escavação ao lado do muro do cais, muro de peso constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico.

Devido a variação das características das sondagens da região do cais, a capacidade de carga das estacas deve ser atestada através um rígido controle de qualidade, segundo as especificações abaixo indicadas.

Este controle de qualidade é de fundamental importância devido à idade da construção existente e da possibilidade de camadas mais espessas e pontuais de areia.

Este comportamento da estratigrafia pode vir a ser observado, uma vez que a região está localizada sobre a antiga foz de vários pequenos rios que desaguavam na Baía de Guanabara, podendo formar os chamados "Paleo-Vales".

Os parâmetros do solo podem variar em função também da grande extensão da obra—**500,00m.**

Estas variações decorrem, também, do complexo processo geológico natural do local da obra e da influência de procedimentos de dragagens e aterros que continuamente modificam o maciço de solo in situ.

Em relação às fundações em estacas, para aumentar a segurança e a economia da obra, deve-se executar ensaios de controle de qualidade em estacas piloto.

Durante a obra serão realizados os ensaios especificados e o controle contínuo de deslocamentos da estrutura existente e redondezas

Sugerimos que este controle seja futuramente realizado durante a dragagem e operação do cais e retroárea.

É importante ressaltar que devido às suas características especiais, e dificuldades executivas, as obras portuárias necessitam de ensaios rigorosos nas fundações, normalmente em maiores quantidades do que as obras em terra.

---

## 12.2 Controle de qualidade das fundações

### 12.2.1 Provas de carga estáticas para as cargas verticais

#### 12.2.1.1 Metodologia executiva

A prova de carga estática em estacas é um importante teste que simula o carregamento real das estacas com a finalidade de avaliar o comportamento “carga x deslocamento”.

Devem ser executadas provas de carga em estacas piloto, logo no início da obra, para permitir a redução das incertezas técnico - executivas, otimizando a segurança e os custos da obra.

Os ensaios estáticos instrumentados terão por objetivo a determinação do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta das estacas, permitindo a definição, com precisão e segurança, dos comprimentos das estacas ao longo da obra.

As estacas serão submetidas à carga vertical máxima de ensaio de compressão de **4.300,00 KN**, que corresponde a carga de trabalho de **2.150,00 KN com o fator de segurança 2,00**.

Para reduzir os riscos de operação e erros de leitura, e permitir resultados instantâneos, deve-se adotar sistema de medições de cargas e deslocamentos automatizados.

É importante que a fase de montagem e execução seja precedida de planejamento adequado.

Devido a grande extensão da obra, cerca de 500,00m. e a variação das características geotécnicas locais, é necessário a execução de prova de carga em 4% das estacas, no mínimo.

As normas técnicas pertinentes são as seguintes:

- NBR-12131:2006 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio Regula os procedimentos executivos, sendo indicados os tipos de prova de carga:
  - NBR-6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações. Regula os conceitos de como e onde aplicar, assim como interpretar seus resultados.
-

### 12.2.2 Provas de carga estáticas horizontais

A prova de carga estática horizontal em estacas é um importante teste que simula o carregamento real das estacas com a finalidade de avaliar o comportamento “carga x deslocamento”.

A prova de carga em estacas piloto, logo no início da obra permite uma redução das incertezas técnico executivas, otimizando a segurança e os custos da obra.

Os ensaios estáticos instrumentados determinarão o perfil de deslocamentos horizontais e esforços de flexão derivados da aplicação de cargas horizontais progressivas na estaca para a determinação da Relação **Momento-curvatura real da estaca**, assim como a construção de **curvas p-y do solo** local em caso de maiores deformações.

As estacas serão submetidas à carga horizontal máxima de ensaio de 20,00kN, que corresponde ao momento fletor de trabalho com o fator de segurança 2,00. O deslocamento horizontal máximo esperado é de 5,00cm.

Devido a grande extensão da obra, cerca de 500,00m. e a variação das características geotécnicas locais, é necessário a execução de prova de carga em 4% das estacas, no mínimo.

### 12.2.3 Provas de carga dinâmicas

#### 12.2.3.1 Metodologia executiva

Devem ser executadas provas de carga dinâmicas nas estacas piloto, logo no início da obra, para permitir a aferição dos parâmetros do solo.

Os ensaios dinâmicos terão por objetivo a determinação do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta das estacas, permitindo a definição, com precisão e segurança, dos comprimentos das estacas ao longo da obra.

As estacas deverão ser ensaiadas para aferição de resistência mínima à compressão de **4.300,00 KN**, que corresponde a carga de trabalho de **2.150,00 KN** com o **fator de segurança 2,00**

Deverão ser executados ensaios dinâmicos em um mínimo de 20% das camisas metálicas da obra ao final de sua execução. Estes ensaios permitirão definir, de forma segura e econômica o embutimento das estacas na rocha muito alterada a sã.

Como estas provas de carga serão realizadas antes da dragagem, as Provas de Carga Dinâmicas devem ser analisadas por programas do tipo CAPWAP ou similar que permitam o cálculo do atrito da estaca a partir da cota de dragagem, ou seja, da cota - 13,50m.

#### 12.2.4 Nega e Repiques elásticos

Durante a cravação das camisas metálicas deverão ser realizados ensaios de nega e repique elástico por sistema de medição eletrônico.

### 12.3 Controle dos cabeços de amarração

Provas de carga horizontais em todos os cabeços para a carga máxima de 1.500,00kN.

## **12.4 Controle do concreto e aço**

Segundo as recomendações das Normas Técnicas Brasileiras.

## **12.5 Monitoramento da estrutura**

Controle de deslocamentos com topografia e inclinômetros.

Deverão ser instalados tubos para inclinômetros em estacas de carga espaçadas de 24 metros ao longo da obra.

Os furos poderão ser feitos por dentro das estacas e deverá ter sua base na rocha ou alteração de rocha.

Além dos inclinômetros, deverão ser instalados pinos de recalque para o acompanhamento de deformações nas estruturas vizinhas a menos de 20,0 m da borda do muro existente.

Deverão ser executadas aferições, no mínimo, quinzenais para todos os elementos de monitoração. Uma maior frequência deve ser avaliada caso o deslocamento por tempo esteja fora de valores recomendados por norma.

O acompanhamento topográfico deverá ser iniciado antes do início das obras e estendido até 1 mês após o final da dragagem, quando deverá ser avaliada a necessidade de continuidade do acompanhamento.

Quanto às verificações com inclinômetro, serão iniciadas a partir da conclusão das estacas e estendidas até 1 mês após o final da dragagem, quando deverá ser avaliada a necessidade de continuidade do acompanhamento.

## 13 Conclusão

Este projeto básico tem por função avaliar e pré dimensionar os reforços necessários para as obras de ampliação do cais da Gamboa localizado no Porto do Rio no trecho entre os cabeços 80 a 100 .

As obras de modernização do cais envolverão a execuções dos seguintes serviços:

- 1) Aumento da profundidade em até 5,00m por meio de dragagem
- 2) Execução de uma plataforma de trabalho para a ampliação da retro área entre os cabeços 80 a 100.
- 3) Aumento da capacidade dos cabeços de amarração e defensas.

Em função do aumento substancial da profundidade ao lado do cais existente e das complexas características geológicas locais, **a obra deverá ter uma metodologia executiva muito bem controlada**, de maneira a não colocar em risco ou afetar a estrutura existente do cais, constituída por um muro de peso com pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico projetado e construído para menores níveis de dragagem.

O controle de qualidade será composto dos seguintes ensaios e instrumentações:

- ESTACAS  $\phi$  80cm:
  - Prova de Carga Estática Vertical -> mínimo de 4% das estacas
  - Prova de Carga Estática Horizontal -> mínimo de 4% das estacas
  - Prova de Carga Dinâmica -> mínimo de 20% das estacas
- MONITORAMENTO DO CAIS:
  - Instalação de Inclinômetros em material indeformável -> a cada 24m
  - Acompanhamento topográfico das estruturas vizinhas

Com relação às análises de estabilidade realizadas para a fase atual, ou seja, anterior à obra, com os parâmetros adotados para o solo e sobrecargas, estas apresentaram fator de segurança coerente com o esperado para o local.

Ressaltamos que em função dos resultados das provas de carga a serem executadas nas estacas piloto, os valores estimados para o comprimento médio das camisas metálicas e perfuração em rocha poderão ser revistos.

---

## ANEXO I

### Estudo de Atracação

→ Navio de projeto: PANAMAX

Boca: B = 32,30m

Comprimento: L = 290,00m

Calado: D = 12,04m

Porte Bruto: 80.000t (totalmente carregado)

Velocidade máxima recomendada: 8cm/s

Ângulo máximo de aproximação: 5°

→ Cálculo da Energia de atracação

$$E_c = 0,5 * M_d * V^2 * C_e * C_s * C_m * C_c$$

Onde:

$E_c$  = Energia de Atracação

$M_d$  = Massa deslocada pelo Navio

$V$  = Velocidade de Atracação

$C_e$  = Coeficiente de excentricidade

$C_s$  = Coeficiente de Rigidez

$C_m$  = Coeficiente de massa adicional

$C_c$  = Coeficiente de estrutura do berço

→ Coeficiente de Massa Adicional

Método Vaso Costa (1964)

$$C_m = 1 + 2 * D / B$$

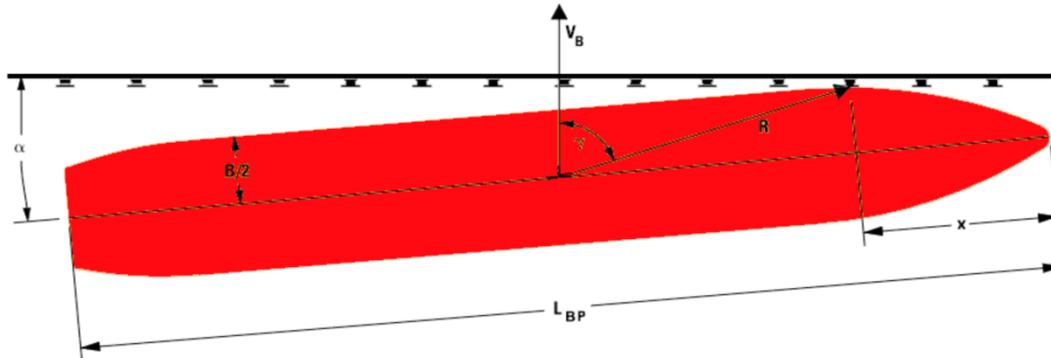
D = Calado (m)

B = Boca (m)

---

→ **Coeficiente de Excentricidade**

*C<sub>E</sub>* : *Eccentricity factor* - In the case when a vessel contacts a berth at a point near its bow or stern, the reaction force will give a rotational movement, which will dissipate a part of the vessel's energy.



$$C_E \approx \frac{K^2}{K^2 + R^2}$$

Some designers prefer to calculate the eccentricity coefficient using the simplified formula above. Care should be used as this method can lead to an underestimation of Berthing Energy when the berthing angle ( $\alpha$ ) is greater than 10 degrees and/or the point of impact is aft of quarter-point ( $x > L_{BP}/4$ ). To verify your calculations, the eccentricity coefficient values generally fall within the following limits:

Quarter-point berthing	$x = \frac{L}{4}$	$C_e = 0.5$
Third-point berthing	$x = \frac{L}{3}$	$C_e = 0.6-0.8$
Mid-ships berthing	$x = \frac{L}{2}$	$C_e = 1$

Em condições de atracação atípicas e não recomendadas para navios de grande porte, o coeficiente de excentricidade ( $C_e$ ) pode ser usado com o valor de 1,0.

Esse fator é diretamente associado ao ângulo de atracação do navio.

→ **Coeficiente de Rigidez**

$C_s = 1,0$

→ **Coeficiente de Configuração do Berço**

Cais aberto →  $C_c = 1,0$

**Capacidade mínima da defesa  $E_{RPD} \geq 343 \text{ kNm}$**