TRANSPETRO	**MEMORIA DE CÁLCULO**	Nº: **MC-4400.11-6613-100-A6X-001**	
	CLIENTE: **TP/DDT/DTSSPCO/UO-SUL/RS/NIT**		FOLHA: 1 DE 13
	PROGRAMA: **MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS**		
	ÁREA: **TERMINAL DE NITERÓI - TENIT**		**PROJETO BÁSICO**
	TÍTULO: **DEMOLIÇÃO DO PIER AUXILAR E ESTRUTURAS ADJACENTES DO TENIT - PROJETO BÁSICO**		**TP/DDT/DTSSPCO/UO-SUL/RS/NIT** **INTERNO**

RAZÃO SOCIAL: **AXIS SOLUÇÕES DE ENGENHARIA LTDA**

CONTRATO: **4514524469**

RESPONSÁVEL TÉCNICO: **SHAIANA PADILHA**

Nº CREA: **RS-238451** Nº AXIS: **AX-4454-GER-MC-0001**

RÚBRICA:

ÍNDICE DE REVISÕES

REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS
0	EMISSÃO ORIGINAL

	REV. 0	REV. A	REV. B	REV. C	REV. D	REV. E
DATA	09/12/2025					
EXECUÇÃO	F.MEDAGLIA					
VERIFICAÇÃO	J.FAGUNDES					
APROVAÇÃO	S.PADILHA					

DE ACORDO COM O PE-1TP-00365 ELABORAÇÃO, EMISSÃO E REVISÃO DE DOCUMENTOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA, AS INFORMAÇÕES DESTE DOCUMENTO SÃO DE PROPRIEDADE DA TRANSPETRO, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE

SUMÁRIO

1. OBJETIVO....3
2. NORMAS APLICÁVEIS....3
3. DOCUMENTOS DE PROJETO....4
4. DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO....4
5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE COROAMENTO....11

1. OBJETIVO

O presente documento apresenta as premissas adotadas para dimensionamento dos elementos resistentes do projeto básico em referência, contemplando a estrutura de contenção a ser executada em função da demolição de estruturas existentes. As instalações localizam-se no Terminal de Niterói (TENIT), na cidade de Canoas/RS.

2. NORMAS APLICÁVEIS

A seguir estão relacionadas as Normas utilizadas para o dimensionamento e execução de todas as estruturas que fazem parte do projeto. Deverão ser obedecidas as informações constantes nos elementos gráficos relacionados ao contrato, bem como a edição ou revisão atualizada das Normas, Instruções Normativas, Acordos e Convenções Coletivas de Trabalho, Resoluções e toda a Legislação vigente e/ou que porventura vierem a surgir acerca do assunto que envolve e/ou afeta a prestação dos serviços, durante a execução do contrato, dentre as quais as destacadas abaixo:

2.1. NORMAS BRASILEIRAS (ABNT)

- NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto
- NBR 8044 - Projeto geotécnico – Procedimento
- NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas
- NBR 9061 - Segurança de escavação a céu aberto – Procedimento
- NBR 9782 - Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais
- NBR 11682 - Estabilidade de taludes
- NBR 19782 - Projetos de Estruturas Portuárias - Requisitos

2.2. NORMAS PETROBRAS

- N-2687 - Diretrizes para obras de infraestrutura terrestre
- N-1644 - Construção de fundações e de estruturas de concreto armado
- N-1710 - Codificação de documentos técnicos de engenharia
- N-1784 - Apresentação de projetos de fundações e estruturas de concreto

2.3. NORMAS ESTRANGEIRAS

EN 1993-5: 2007 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling

3. DOCUMENTOS DE PROJETO

3.1. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

- RL-4400.11-6000-114-PTT-001 - SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT, EXTRAÇÃO E ENSAIOS DE TESTEMUNHOS DE CONCRETO ARMADO
- LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO CADASTRAL – mar/24

3.2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

- MD-4400.11-6613-100-A6X-001- PROJETO BÁSICO - DEMOLIÇÃO DO PIER AUXILAR E ESTRUTURAS ADJACENTES DO TENIT
- DE-4400.11-6613-130-A6X-001 - PROJETO BÁSICO - PLANTA BAIXA EXISTENTE, A DEMOLIR COM CANTEIRO E CONTENÇÃO A EXECUTAR
- DE-4400.11-6613-130-A6X-002 - PROJETO BÁSICO - VIGA DE COROAMENTO DA CONTENÇÃO E DETALHES

4. DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO

4.1. Critérios de dimensionamento

Para o dimensionamento geotécnico da estrutura de contenção foram utilizados os seguintes critérios:

Como referência foi utilizado o furo de sondagem SP9 do RL-4400.11-6000-114-PTT-001 - SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT, EXTRAÇÃO E ENSAIOS DE TESTEMUNHOS DE CONCRETO ARMADO.

- Em função das variações da profundidade do leito do rio, foi considerada uma profundidade de segurança para o dimensionamento de 4,0m;
- Nível d'água máximo considerado no topo da estrutura e mínimo considerado no nível de escavação, à 4,00 m do topo da estrutura, com uma diferença hidráulica de 0,50 m entre a frente e a parte interna da cortina;
- Sobrecarga considerada aplicada atrás da cortina de 20 kN/m²;
- Travamento por viga de concreto considerado no topo da estrutura;
- Propriedades estimadas dos solos constam na Tabela 1.

Figura 1 – Propriedades do solo

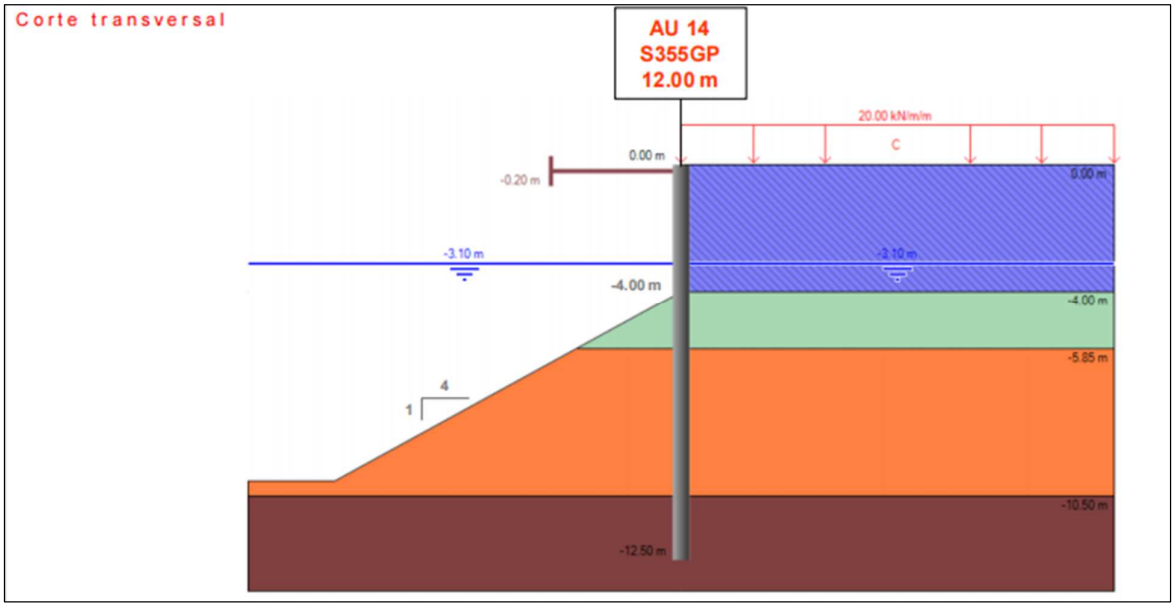


Tabela 1 – Propriedades do solo

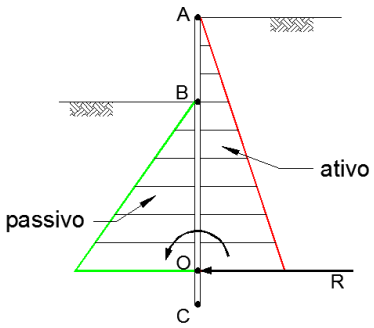
Left Right

Camada	z	γ	γ'	ϕ	c
	m	kN/m³	kN/m³	°	kN/m²
Aterro	0.00	18	10	30.0	0.0
Argila orgânica	-4.00	17	7	22.5	0.0
Argila média	-5.85	18	8	22.5	5.0
Areia média	-10.50	19	11	32.5	0.0

Cálculo da ficha necessária:

Para a determinação da ficha necessária foi utilizado o Método de Blum, Figura 2. Admite-se para o dimensionamento que existe um centro de rotação (O) pouco acima da extremidade inferior da cortina (que é suposta rígida). Devido a essa rotação, tensões horizontais ativas são consideradas atuando na cortina acima do centro de rotação (no lado não escavado) e abaixo desse centro (no lado escavado). Por outro lado, tensões horizontais passivas são admitidas atuando na cortina abaixo do centro de rotação (lado não escavado) e acima deste centro (lado escavado).

Figura 2 - Método de Blum



O ponto de giro “O” é determinado a partir do cálculo da distância BO, aplicando-se um coeficiente de 1,2 sobe a altura BC. Essa altura BC é arbitrada inicialmente para determinação dos empuxos ativo (instabilizador) e passivo (resistente), cálculo do momento ativo (Ma) e do momento passivo (Mp), e verificação da estabilidade entre eles, ou seja, para o equilíbrio da cortina o momento passivo deve ser igual ou maior que o ativo.

Adotando uma profundidade inicial AC de 12,5m (em função do comprimento comercial de estacas pranchas metálicas de 12m mais a altura de 0,5m para a viga superior), e considerando uma altura AB de segurança de 4,0m, foi calculada a altura BO:

BO = BC/1,2 = 8,5m/1,2 = 7,08m - adotado 7m

Com a altura BO de 7m, o ponto de giro “O” está localizado na cota -11m.

Para a determinação do empuxo passivo (Ep) foi utilizado o critério de minoração do esforço resistente, através da aplicação de um fator de segurança (Fp) sobre o valor do coeficiente de empuxo passivo (kp). O valor utilizado é de 2,0, recomendado para obras permanentes.

$$k'_p = {k_p}/{F_p}$$

Com essas alturas, com o coeficiente de empuxo de terra passivo minorado e com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e pesos específicos estimados apresentados da Tabela 1, foram determinados os empuxos e momentos ativos e passivos máximos (Tabela 2).

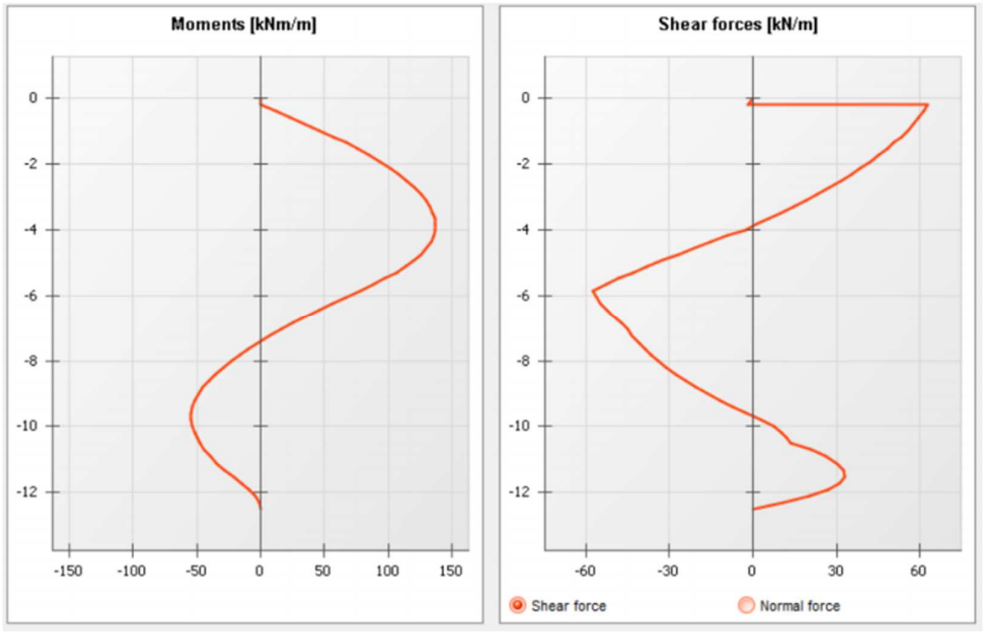
Tabela 2 – Empuxos e momentos

Ponto O Cota (m)	Empuxo ativo (kN/m)	Empuxo passivo (kN/m)	Momento ativo kNm/m	Momento passivo kNm/m
-11	455	742	1668	1731

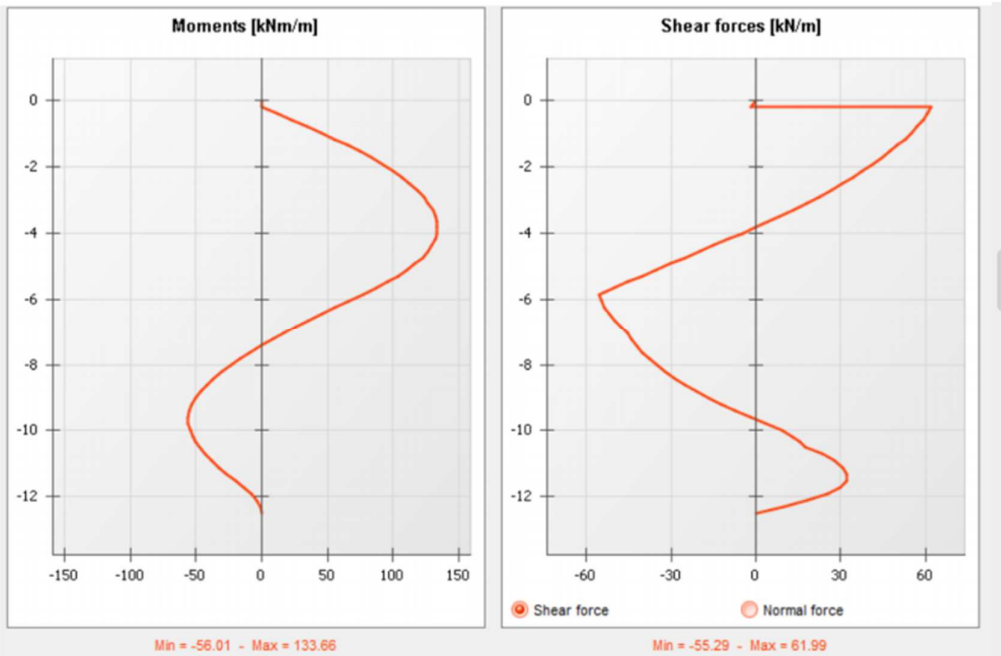
Como o momento resistente (passivo) é maior que o instabilizador (ativo), o comprimento de embutimento adotado é adequado.

4.2. Esforços para dimensionamento estrutural

4.2.1. Nível da água -3,1m

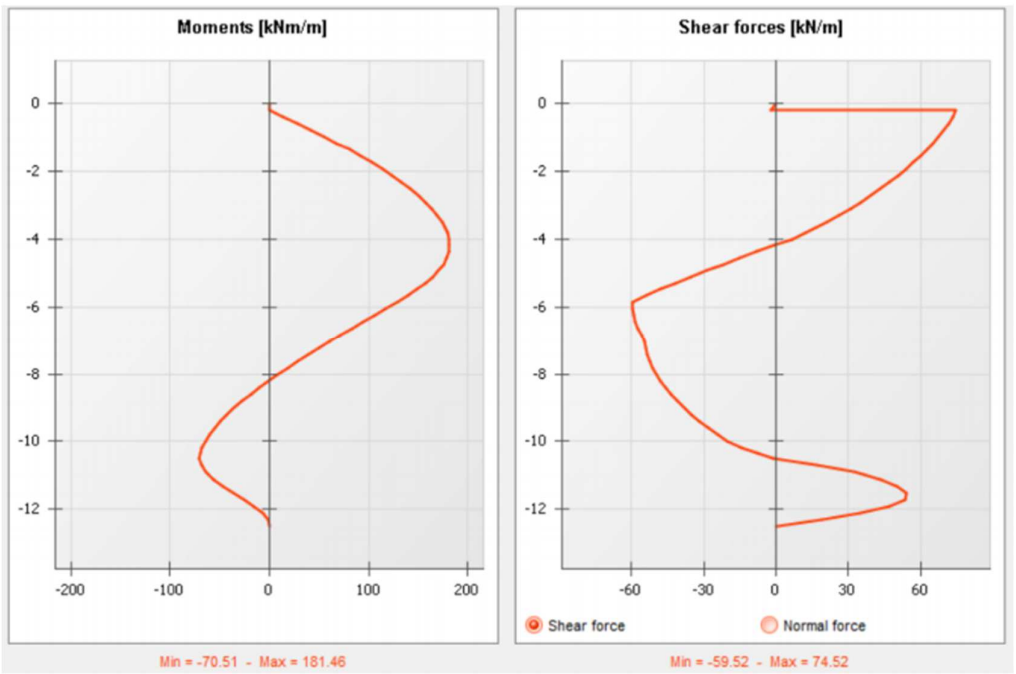


4.2.2. **Nível da água 0,0m**



4.2.3. **Nível da água -4,0m**

Nível d'água mínimo considerado na EL -4.00 em frente à cortina e na EL -3.50 atrás da cortina.



4.2.4. **Resumo dos esforços para dimensionamento estrutural da cortina**

Tabela 3 - Esforços

Nível d'água m	Deslocamento máximo (mm)	Momento máximo kNm/m	Normal máximo kN/m	Cisalhante máximo kN/m
-3,1	-18,27	137,25	25	62,86
0	-17,73	133,66	13,73	61,99
-4	-27,6	181,46	25,51	74,52

4.3. Verificação de resistência estrutural

Para o dimensionamento estrutural foram utilizados os seguintes critérios:

- Tempo de vida útil de 50 anos;
- Valores de perda de espessura por corrosão em conformidade com a norma EN 1993-5: 2007, tabelas 4.1 e 4.2:
  0,6mm na parte em contato com o solo
  0,9mm na parte em contato com a água do rio
- Sobrecarga considerada aplicada atrás da cortina de 20 kN/m²;
- Verificação realizada para a pior situação;
- Utilização do método de projeto Allowable Stress Design (ASD), que as tensões calculadas nas estruturas com valores de tensões admissíveis (resistência do material dividida por um fator de segurança).

4.4. Tirantes de quina

É recomendada a instalação de tirantes de 1”, conforme detalhamento, na quina externa da contenção para evitar que com o deslocamento das pranchas metálicas para fora ocorra o rompimento da ligação no conector. Para tanto foi utilizado um esforço de tração equivalente ao esforço máximo cisalhante de 74,52 kN no topo da estaca (Tabela 3).

Head wall

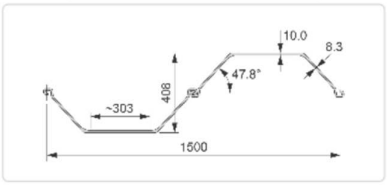
Geometry

Z top	0.00	m
Buckling length	0.00	m

Safety factors

Sf min	1.50
Sf shaft	1.67
Sf thread	2.00
Sf net area	1.67

AU 14 / S 355 GP



Sheet pile properties (initial values)

W el,y [cm³/m]	W pl,y [cm³/m]	I y [cm⁴/m]	A [cm²/m]	t f [mm]	t w [mm]	h [mm]	α [°]
1,405	...	28,680	132.3	10.00	8.30	408.0	47.8

b [mm]	c [mm]	A v [cm²/m]	S y [cm³/m]	r 0 [mm]	mass [kg/m²]	B [mm]
327.2	268.6	44.0	820	25.0	103.8	1,500

Steel quantities

L wall	0.0	m
L SSP	0.00	m
Steel weight	0.00	t

Service life

50 years

Actions

Position	Z [m]	M [kNm/m]	N Ed [kN/m]	e [mm]
1	0.00	182	26	28

Results

N°	Z [m]	ASD	Sf
1	0.00	✓	2.06

Numerical details : level n°1 (z = 0.00 m)

Section

Property	Value
f y	355.0

Selected section properties

Property	Ini.	Red.	Unit
W el, y	1,405	1,080	cm³/m
W pl, y	...	...	cm³/m
I y	28,680	21,960	cm⁴/m
A	132.3	102.8	cm²/m
t f	10.00	7.65	mm
t w	8.30	5.95	mm
h	408.0	405.6	mm
α	47.8	-	°
b	327.2	-	mm
c	268.6	-	mm
A v	44.0	31.6	cm²/m
S y	820	-	cm³/m
r 0	25.0	-	mm
mass	103.8	-	kg/m²
B	1,500	-	mm

$$\sigma_{applied} = \frac{M}{W_{el,red}} + \frac{N \cdot e}{W_{el,red}} + \frac{N}{A_{red}}$$

$$\sigma_{applied} = \frac{183\,kNm/m}{1080 \cdot 10^{-6}\,m^3/m} + \frac{26\,kN/m \cdot 0.03\,m}{1080 \cdot 10^{-6}\,m^3/m} + \frac{26\,kN/m}{102.8 \cdot 10^{-4}\,m^2}$$

$$\sigma_{applied} = = 172.4\,MPa$$

$$\sigma_{allowable} = \frac{f_y}{S_f} = \frac{355.0\,MPa}{1.50} = 236.7\,MPa$$

$$\sigma_{applied} = 172.4\,MPa \leq \sigma_{allowable} = 236.7\,MPa$$

$$S_f = 2.06 > 1.50$$

✓ **Correct sheet pile selected**

5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE COROAMENTO

5.1. Dados de entrada e materiais

Parâmetros:

Massa do navio (m)= 10.000 t

Velocidade de impacto (v)= 0,5 m/s

Deformação do batente (δ) = 0,5 m

Largura da viga (bw) = 0,80 m

Altura da viga (h)= 1,00 m

Cobrimento = 5 cm

Altura útil considerada (d) = 0,90 m

fck (concreto) = 40 MPa

fyk (aço) = 500 MPa ; fyd (aço) = 435 MPa

Vão assumido (L) = 3,00 m

5.2. Cálculo da Solicitações de Projeto

5.2.1. Força de Impacto Média (F)

a) Energia cinética (Ec):

Ec = 1/2 mv^2 = 0,5 * (10 * 1.000.000 kg) * $(0,5m/s)^2$ = **1.250.000 J**

b) Força de impacto (F):

F = Ec / δ = 1.250.000 N. m /0,50 m = 2.500.000 N = **2.500 kN**

5.2.2. Momento Fletor de cálculo (Md):

Mk = F x L / 4 = 2.500 kN * 3.0 m / 4 = 1.875 kN.m

Md = 1,4 * Mk = **2.625 kNm**

5.2.3. Força Cortante de Cálculo (Vd):

Vk = F / 2 = 2.500 kN / 2 = 1.250 kN

Vd = 1,4* Vk = **1.750 kN**

5.3. Dimensionamento da Armadura Longitudinal para impacto vertical

b = 80 cm

h = 90cm

fck = 400 Mpa

fyd = 5000 MPa

Md = 2.625 kNm

x= 20,66 cm

As inferior = 73,87 cm² - Optando por barras diâmetro 20mm de 3,15 cm², resulta 23,5 barras.

Adotado 24 barras inferiores - 4 linhas verticais de 6 Φ 20mm.

5.4. Dimensionamento da Armadura Transversal para impacto vertical

b = 80 cm

h = 90cm

fck = 400 Mpa

fyd = 5000 MPa

Vd= 1.750 kN

$\tau\omega\upsilon$ = 45 kgf/cm²

$\tau\omega\delta$ =24,31 kgf/cm²

$\Psi 1$ = 0,1163

τc= 7,3552 kgf/cm²

ρ1= 0,0103

τd =20,60 kgf/cm²

ρw efet. =0,47737%

Asw/s = 37,90 cm²/m - Estribo de Φ 8 mm e 4 ramos a cada 5,4 cm

5.5. Dimensionamento da Armadura Longitudinal para impacto horizontal

b = 100 cm

h = 70 cm

fck = 400 Mpa

fyd = 5000 MPa

Md = 2.625 kNm

x= 22,09 cm

As inferior = 98,71 cm² - Optando por barras diâmetro 20mm de 3,15 cm², resulta 31,3 barras.

Adotado 32 barras verticais Φ 20mm por lateral da viga).

5.6. Dimensionamento da Armadura Transversal para impacto horizontal

b = 100 cm

h = 700cm

fck = 400 Mpa

fyd = 5000 MPa

Vd= 1.750 kN

$\tau\omega\upsilon$ = 45 kgf/cm²

$\tau\omega\delta$ =25 kgf/cm²

$\Psi 1$ = 0,1355

τc= 8,5702 kgf/cm²

ρ1= 0,0141

τd =20,18 kgf/cm²

ρw efet. =0,4641%

Asw/s = 46,41 cm²/m – estribo de Φ 8 mm e 4 ramos a cada 5 cm

5.7. Conclusão em função da situação das possiblidades de carregamento vertical e horizontal por conta de choque de navio.

Foi adotada a disposição de barras que atende as ambas as situações, totalizando 64 barras de 20 mm, dispostas em 32 barras para cada lateral da viga de coroamento, atendendo a situação de choque horizontal. Essa geometria atende também a situação de choque vertical, de cima para baixo e de baixo para cima, considerando a armadura positiva com 24 barras inferiores, de diâmetro 20 mm, e a armadura negativa com 24 barras superiores, de diâmetro 20 mm.