



SCPAR

PORTO DE

IMBITUBA

Porto de Imbituba

Projeto de Reforço e Alargamento Cais 3

Santa Catarina/SC

SCP01A-S1M-00-501

-Estruturas-

Memória de Cálculo – Cais –Trecho 1 a 3 e Píer

Responsável Técnico

Eng. Kalil José Skaf

CREA- Nº 0600335235



EGT
engenharia

Rua Fábila, nº 442 – Térreo/3º Andar
CEP: 05051-030 – São Paulo/SP
Fone: (11) 3862-1236 / Ramal 109
E-mail: egt@egtengenharia.com.br

Nº	Revisões	Visto	Data	Aprovação	Data
1	Revisão Geral	RM/GS	17/02/21	KJS	17/02/21
Ø	Emissão inicial	TF	07/08/20	KJS	07/08/20

Sumário

1. OBJETIVO	5
2. PRINCIPAIS NORMAS E REFERÊNCIAS	5
3. PROJETO PÍER	7
3.1. Apresentação da Estrutura.....	7
3.2. Caracterização da estrutura	8
3.3. Premissas	11
3.4. Propriedades dos Materiais.....	11
3.4.1. Concreto Existente	11
3.4.2. Concreto de Reforço	12
3.4.3. Aço de Armadura Passiva	12
3.4.4. Aço de Armadura Ativa.....	12
3.4.5. Aço Estrutural.....	12
4. AÇÕES E CARREGAMENTOS	13
4.1. Ações Permanentes	13
4.1.1. Peso Próprio.....	13
4.1.2. Retração.....	13
4.1.3. Pavimento	13
4.2. Ações Variáveis	13
4.2.1. Sobrecarga.....	13
4.2.2. Cargas Móveis - Equipamentos.....	13
4.2.3. Ações Ambientais.....	17
4.2.4. Ações de Atracação	18
4.2.5. Ações de Amarração.....	20
4.2.6. Equipamentos de Construção	25
5. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	26
5.1. Estacas	26
5.2. Blocos	27
5.3. Vigas Transversais.....	27

5.4.	Vigas Longitudinais	29
5.5.	Lajes Pré-moldadas	31
5.6.	Lajes	31
6.	Modelo de Análise Estrutural	32
7.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	37
7.1.	Verificação das Estacas.....	37
7.2.	Verificação das Vigas.....	55
7.2.1.	Transversais.....	55
7.2.2.	Longitudinais	62
7.3.	Verificação da Laje.....	113
7.4.	Verificação da defesa.....	123
7.5.	Dimensionamento Placa de Cabeça	126
7.5.1.2.	Cisalhamento	128
7.5.1.3.	Verificação da região do apoio	129
7.6.	Verificação balanço lateral	130
8.	PROJETO DO CAIS	133
8.1.	Apresentação da Estrutura.....	133
8.2.	Caracterização da estrutura	134
8.3.	Premissas	137
8.4.	Propriedades dos Materiais.....	137
9.	AÇÕES E CARREGAMENTOS.....	137
10.	PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	138
11.	Modelo de Análise Estrutural	140
12.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	144
12.1.	Verificação das Estacas da Estrutura do Cais.....	144
12.2.	Verificação de estacas de contenção	150
12.3.	Verificação das Vigas.....	158
12.3.1.	Verificação à flexão	158
12.3.2.	Verificação ao cisalhamento.....	169
	Flexão na laje.....	171
13.	VERIFICAÇÕES ADICIONAIS.....	173
13.1.	Canaleta de Drenagem	173
13.2.	Muro Cais	183

13.3.	Muro Lateral.....	189
13.4.	Laje de Transição.....	199
13.5.	Balanço Cais 1 – Borda.....	202
13.6.	Laje Balanço	210
13.6.1.	Verificação Consolo.....	214
13.7.	Viga de Apoio.....	216
13.8.	Verificação Tampas Metálicas.....	219
13.8.1.	Tampa Encontro.....	219
13.8.2.	Verificação tampa Abertura da Moega.....	219
14.	MURO DE CONTENÇÃO	221
14.1.	Geometria	221
14.2.	Modelo Estrutural	222
14.3.	Carregamentos	223
14.4.	Dimensionamento	224
14.4.1.	Estacas	225
14.5.	Tirante.....	230
14.6.	Método Construtivo Muro de Contenção	231

1. OBJETIVO

Este documento visa estabelecer os critérios utilizados para verificação da estrutura existente e proposta de reforço do Cais 3 com alargamento da frente de atracação em 153cm onde não há defesa e em 250cm na região das defensas, do Terminal Portuário da SCPAR em Imbituba, SC para o propósito de rebaixamento de calado para a cota -15,0m.

2. PRINCIPAIS NORMAS E REFERÊNCIAS

Os serviços devem ser realizados em acordo com as normas técnicas, de segurança e meio ambiente vigentes no Brasil durante a execução dos mesmos, sendo de responsabilidade do prestador a ciência e o cumprimento de todos os regulamentos obrigatórios, podendo o contratante, mediante prévia notícia, exigir outros regulamentos de caráter voluntário. Abaixo listamos as principais normas e referências aplicáveis ao projeto, sem prejuízo de outras:

- ABNT NBR-5682, Contratação, execução e supervisão de demolições;
- ABNT NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 6122, Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 6123, Forças devido ao vento em edificações;
- ABNT NBR 7187, Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento;
- ABNT NBR 7188, Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;
- ABNT NBR 7678, Segurança na execução de obras e serviços de construção;
- ABNT NBR 8681, Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- ABNT NBR 8800, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 9062, Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- ABNT NBR 11240, Utilização de defensas portuárias – Procedimento;
- ABNT NBR 11832, Defensas portuárias de elastômeros – Especificação;
- ABNT NBR 13209, Planejamento portuário – Obras de acostagem – Aspectos náuticos;
- ABNT NBR 13246, Planejamento portuário – Aspectos náuticos – Procedimento;
- ABNT NBR 14931, Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 15696, Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos;
- PIANC 2002, Guidelines for the Design of Fender System;
- NAVFAC MIL-HDBK-1021/1, Piers and Wharves;
- NAVFAC DM 7.2, Foundations and Earth Structures;
- PIANC, Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002;
- PIANC, Approach Channels - A Guide for Design: 1997;
- ACI-301, Specifications for Structural Concrete for Buildings;

- ACI-318 , Building Code Requirements for Structural Concrete;
- AISC, Manual of Steel Construction;
- AWS-D1.4, Structural Welding Code Reinforcing Steel;
- EAU, Recommendations of the Committee for Waterfront Structures – 2004;
- BS 6349, Maritime Structures Code;
- OCIMF, Guidelines and Recommendations for the Safe Mooring of Large Ships at Piers and Sea Islands (New Edition Preparation 1994);
- OCIMF, Mooring Equipment Guidelines (1996);
- OCIMF, Design and Construction Specification for Marine Loading Arms (1987);
- OCIMF, Guide on Marine Terminal Fire Protection and Emergency Evacuation (1987);
- OCIMF, Guidelines for Hazard Analysis as an Aid to Management of Safe Operations (1992);
- ASTM A 36, Standard Specification for Carbon Structural Steel;
- API RP-2A ASD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, Working Stress Design;
- API RP-2A LRFD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, Load and Resistance Factor Design;
- U.S. Army Shore Protection Manual;
- ROM 0. Recomendaciones Generales;
- ROM 1. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Obras de Abrigo;
- ROM 2. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Obras de Atraque;
- ROM 3. Recomendaciones para el Proyecto y Construcción de Accesos y Áreas de Flotación;
- ROM 4. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Superestructuras;
- MTE NR 6, Equipamento de Proteção Individual;
- MTE NR 18, Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção;
- MTE NR 29, Norma Regulamentadora de Segurança e Saúde no Trabalho Portuário;
- Documentos
 - Relatório de Caracterização da Área de Estudo Porto de Imbituba – CBI de maio de 2017.

3. PROJETO PÍER

O projeto consiste de três Cais adjacentes, sendo o primeiro módulo com 80 metros ao lado de mais dois módulos de 55 metros por 14,40 metros de largura. Na extremidade direita formada pelo conjunto destes três Cais, temos um Píer de 55 metros por 19 metros de largura. A disposição das estruturas descritas é mostrada na figura 01.

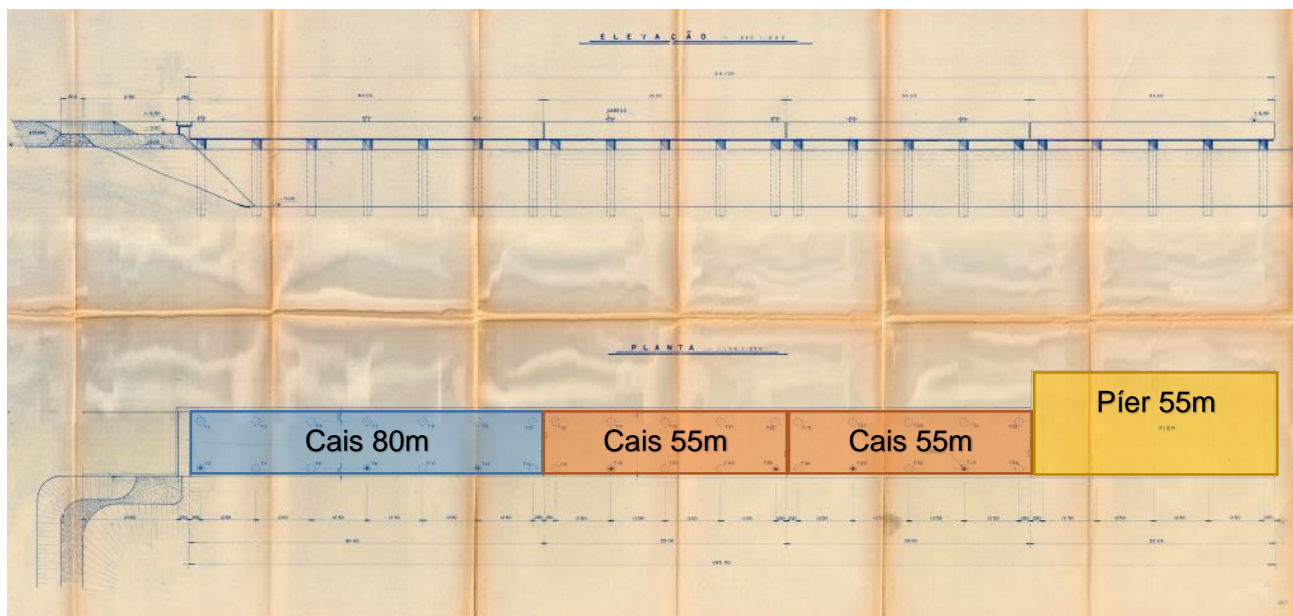


Figura 1 - Arranjo Geral das Obras Marítimas

3.1. Apresentação da Estrutura

A estrutura do Píer é composta por fundações de estacões de 135cm de diâmetro apoiando-se no leito de rocha aproximadamente na cota -40 metros, os quais são compostos por uma camisa metálica de espessura de 6,3 mm até a cota -15,0 m e 9,5 mm no restante do comprimento. A laje está na cota +6,5 metros. Esta laje se apoia em vigas longitudinais pré-moldadas protendidas com transversinas intermediárias e possuem complemento moldado in loco de solidarização com a laje. Há ainda vigas transversais denominadas halteres que formam um pórtico transversal com os estacões e vigas transversais protendidas sobre as vigas longitudinais que formam a laje.

3.2. Caracterização da estrutura

O projeto executado mostrado nas figuras 2 e 3 adota vigas longitudinais protendidas denominadas VPE e VPI com septos transversais. Sobre as almas das vigas longitudinais há um pré-moldado em arco como fôrma para solidarização entre as vigas longitudinais, transversais e laje. Sobre as almas internas das vigas longitudinais, apoiam-se vigas em forma de “T” denominadas VPS e acima destas uma camada de laje concretada no local. Ligando os estacões temos vigas denominadas VH com seção variável.

- Comprimento do PÍER $L = 55\text{m}$; Largura $B = 19\text{m}$;
- Vão longitudinal típico = $12,5\text{m}$;
- Vão transversal típico = $8,0\text{m}$;
- Diâmetro e Tipo das Estacas: Estacas com camisa metálica $\varnothing 135\text{cm}$ e espessura de $6,3\text{mm}$ parcialmente preenchidas com concreto armado:

As propriedades dos elementos que constituem a estrutura serão devidamente detalhadas nos próximos capítulos.

Ao projeto existente, será proposto um reforço de concreto armado para recuperação de cobrimentos e capacidade resistente da estrutura e, além disso, um prolongamento da frente de atracação para acomodar estrutura de contenção para rebaixamento de calado para a cota $-15,0\text{m}$, permitindo aumento de capacidade do Cais 3.

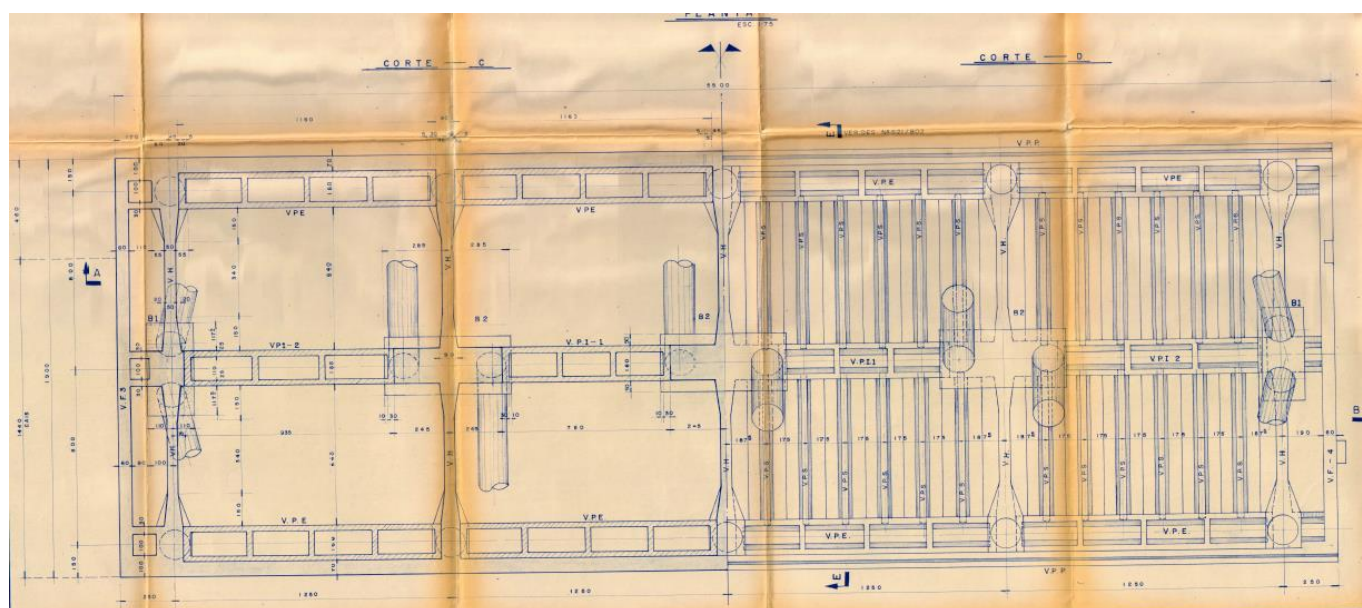


Figura 2 – Planta - formas da superestrutura no projeto original

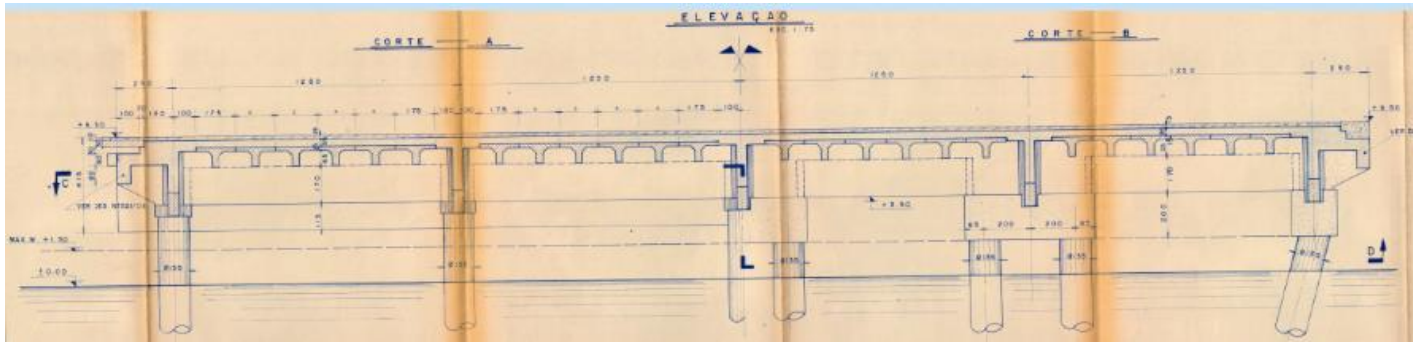


Figura 3 – Corte longitudinal - formas da superestrutura no projeto original

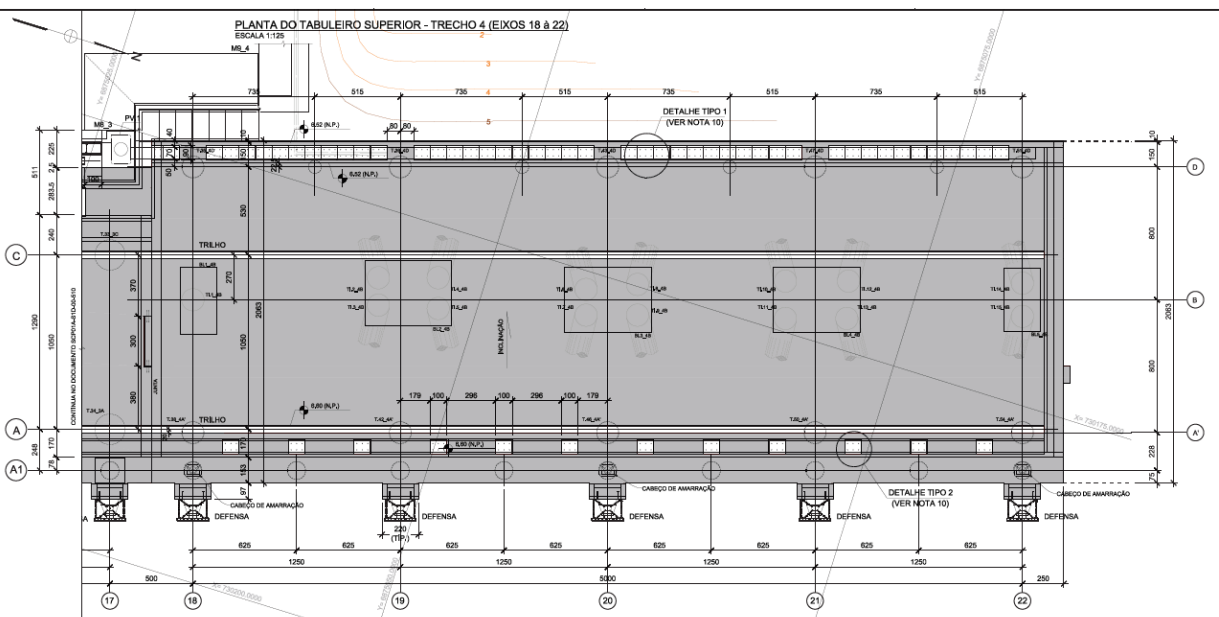
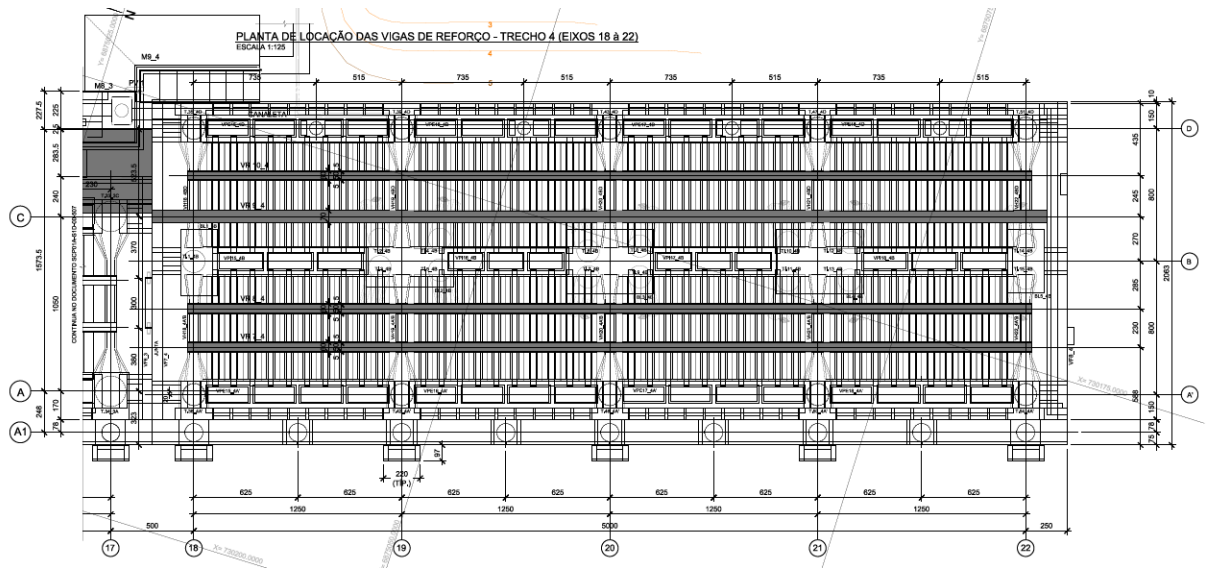


Figura 4 - Plantas de reforço do Pier

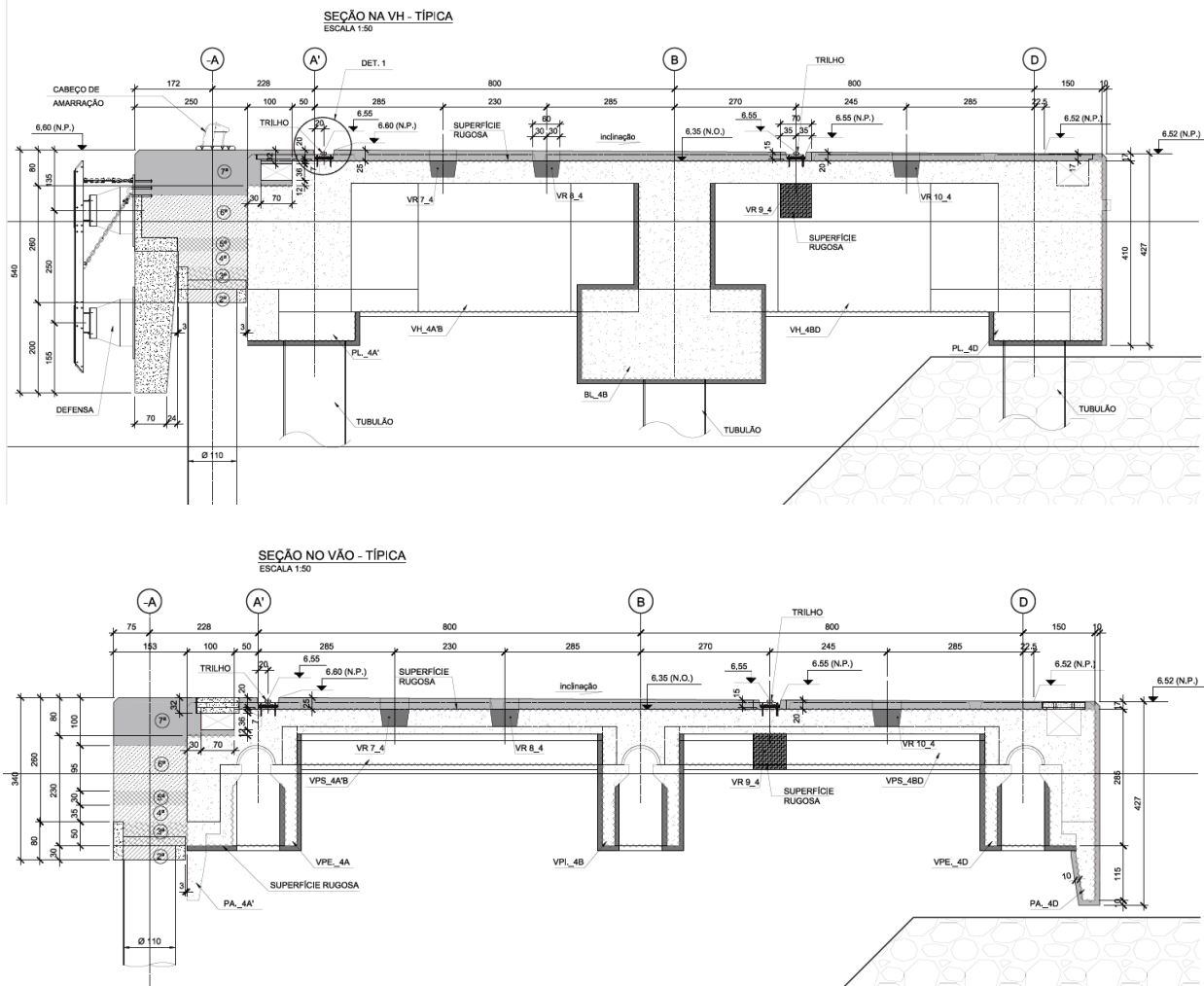


Figura 5 – Corte transversal - formas da superestrutura no apoio e no vão

3.3. Premissas

Para a verificação da estrutura, partiu-se de algumas premissas baseadas no Projeto Original e das novas necessidades apresentado pelo cliente:

- Nível do Canal = -13,0 m DHN;
- Cota máxima do topo da estrutura: +6,6 m no nível do DHN;
- Cota máxima do nível da água = +1,80 m DHN e cota mínima do nível da água = -0,20 m do DHN;
- Vocação do cais – carga geral;
- Equipamentos:
 - Mobile Harbour Crane - modelo Gottwald HMK 5150;
 - Reach stacker - tipo RSD 4120-5TL SISU ou equivalente;
 - Ship Loader – 2500t/h
- Dados do Navio máximo:

Tabela 1 - Navios Containers

Navio	New-Panamax
Capacidade (t)	120.000
Massa deslocada M (t)	144.200
Comprimento total LOA (m)	271,00
Comprimento entre perpendiculares Lbp (m)	258,00
Boca moldada B (m)	41,00
Calado de Projeto D (m)	14,00
Calado Máximo D (m)	15,00

3.4. Propriedades dos Materiais

3.4.1. Concreto Existente

Classe C25/C25SA:

- Resistência característica do concreto a compressão $f_{ck} = 25$ MPa;
- Massa específica $\gamma_c = 25$ kN/m³;
- Módulo de elasticidade (secante) $E_{cs} = 23,8$ GPa;
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$.

Observação: o concreto de preenchimento das estacas deverá obedecer a Classe C25.

3.4.2. Concreto de Reforço

Classe C40/C40SA:

- Resistência característica do concreto a compressão $f_{ck} = 40$ MPa;
- Massa específica $\gamma_c = 25$ kN/m³;
- Módulo de elasticidade (secante) $E_{cs} = 30,1$ GPa;
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$.

3.4.3. Aço de Armadura Passiva

Categoria CA-50:

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

3.4.4. Aço de Armadura Ativa

Categoria CP 150RN:

- Resistência característica ao escoamento $f_{yk} = 1500$ MPa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa.

3.4.5. Aço Estrutural

Camisa metálica ASTM A-36:

- Resistência ao escoamento $f_y = 250$ MPa;
- Resistência à ruptura $f_u = 450$ MPa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa.

Insert metálico - ASTM A-588

- Resistência ao escoamento $f_y = 345$ MPa;
- Resistência à ruptura $f_u = 485$ MPa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa.

4. AÇÕES E CARREGAMENTOS

4.1. Ações Permanentes

4.1.1. Peso Próprio

O peso próprio dos elementos estruturais e dos elementos construtivos fixos será determinado de acordo com os seguintes pesos específicos:

- Concreto simples 24 kN/m³
- Concreto armado 25 kN/m³
- Aço 78,5 kN/m³
- Concreto Asfáltico 24 kN/m³

4.1.2. Retração

Considera-se um efeito de retração equivalente a -6°C.

Demais ações permanentes indiretas como fluência, imperfeições geométricas etc. devem ser consideradas conforme NBR 6118.

4.1.3. Pavimento

Foi considerada a carga permanente do pavimento do tipo concreto asfáltico locado sobre o cais com uma espessura de 15 cm, conforme indicado no projeto original

4.2. Ações Variáveis

4.2.1. Sobrecarga

Foi considerado que a superestrutura terá capacidade para suportar cargas acidentais verticais uniformemente distribuídas com as seguintes intensidades características:

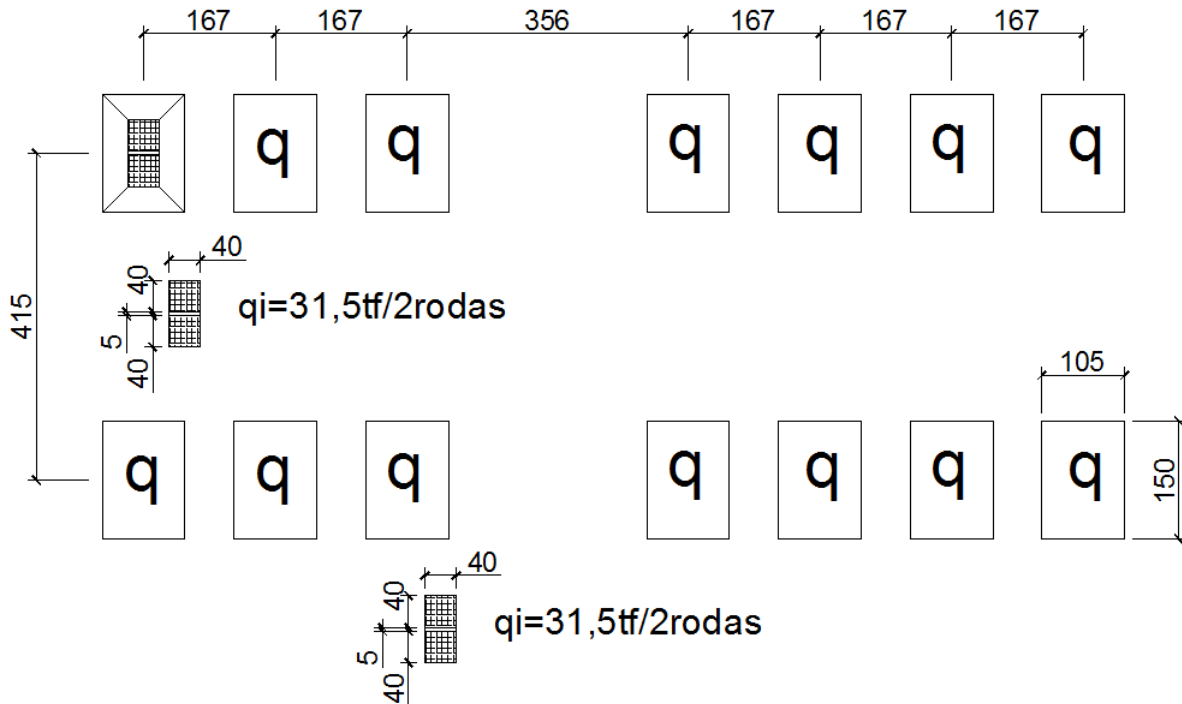
- Cais (classe especial) = 5,0 tf/m²

4.2.2. Cargas Móveis - Equipamentos

4.2.2.1. MHC – Mobile Harbour Crane Gottwald

O equipamento utilizado é o Mobile Harbour Crane Gottwald tipo HMK 5150. Para o caso de tráfego, as cargas são dadas por:

Dado que o equipamento transita livremente pela estrutura, considera-se uma abertura de carga até o eixo da laje moldada in loco, sendo a espessura da laje de 65 cm no mínimo, a abertura até o eixo é de 32,5 cm com ângulo de 45°. Como resultado, tem-se:



Abrindo a carga na laje com espessura de 65 cm:
 $q = 20 \text{ tf} / \text{m}^2$

Figura 6: Esquema de Distribuição de Cargas do MHC trafegando – carga aberta no eixo da laje (medidas em cm)

Para o MHC em manuseio de carga, considera-se a carga de um contêiner de 66 tf, comprimento de lança de 30m e o ângulo que oferece a maior carga na patola, tem-se a distribuição de carga abaixo.

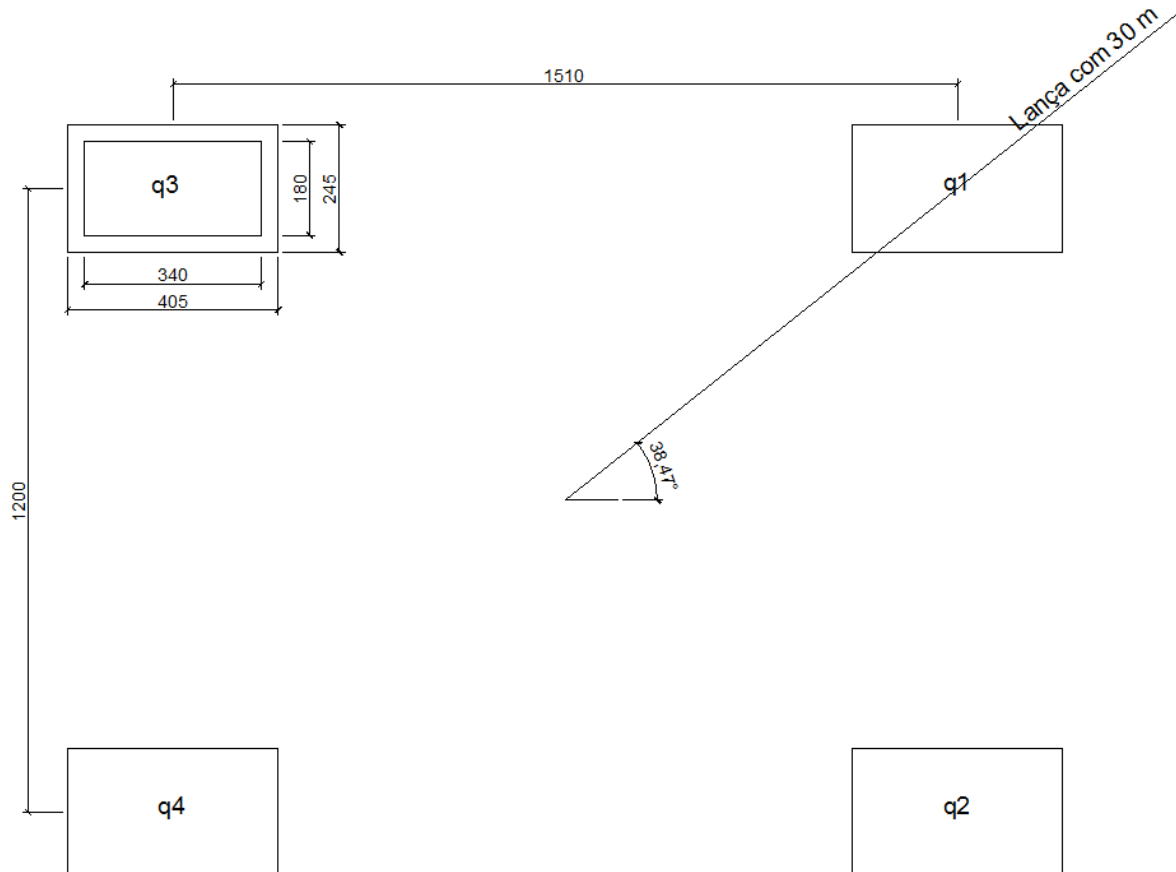


Figura 7 - Distribuição de Cargas do MHC – abertura na laje (medidas em m)

Considerando que o MHC poderá patolar em qualquer posição do píer e que a abertura de carga da patola será feita até o eixo da laje, sendo a espessura da laje de 65 cm no mínimo, a abertura até o eixo é de 32,5 cm com ângulo de 45°.

Sabendo que a carga mais pesada a ser transportada pela lança, a qual tem 16 tf, é o óxido de ferro sendo que o peso máximo de carga nela será 50 tf:

$$P_{lança} = 16 + 50 = 66 \text{ tf}$$

$$PP_{MHC} = 441,5 \text{ tf}$$

$$P_{total} = 507,5 \text{ tf}$$

Calculando-se a carga distribuída em cada patola, tem-se:

$$Q_1 = \frac{441,5}{4} + \sin 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{12}\right)}{2} + \cos 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{15,1}\right)}{2} = 232,25 \text{ tf} \rightarrow q_1 = \frac{232,25}{2,45 * 4,05}$$
$$= 23,41 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{441,5}{4} + \sin 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{12}\right)}{2} - \cos 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{15,1}\right)}{2} = 103,07 \text{ tf} \rightarrow q_1 = \frac{103,07}{2,45 * 4,05}$$
$$= 10,49 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_1 = \frac{441,5}{4} - \sin 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{12}\right)}{2} + \cos 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{15,1}\right)}{2} = 150,68 \text{ tf} \rightarrow q_1 = \frac{150,68}{2,45 * 4,05}$$
$$= 15,19 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_1 = \frac{441,5}{4} + \sin 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{12}\right)}{2} + \cos 38,47^\circ * \frac{\left(30 * \frac{66}{15,1}\right)}{2} = 21,5 \text{ tf} \rightarrow q_1 = \frac{21,5}{2,45 * 4,05}$$
$$= 2,17 \text{ tf/m}^2$$

4.2.2.2. Trem Tipo 45

Veículo Tipo TB 45, de acordo com a Norma NBR-7188.

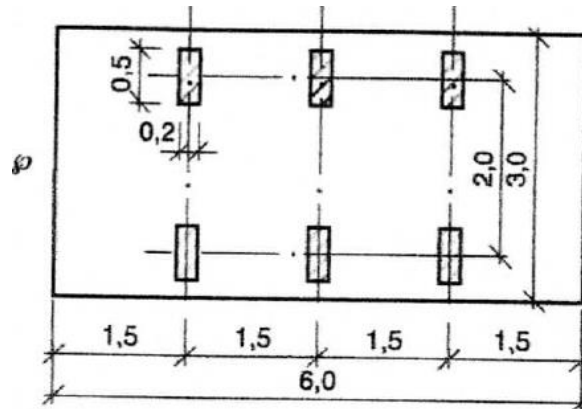
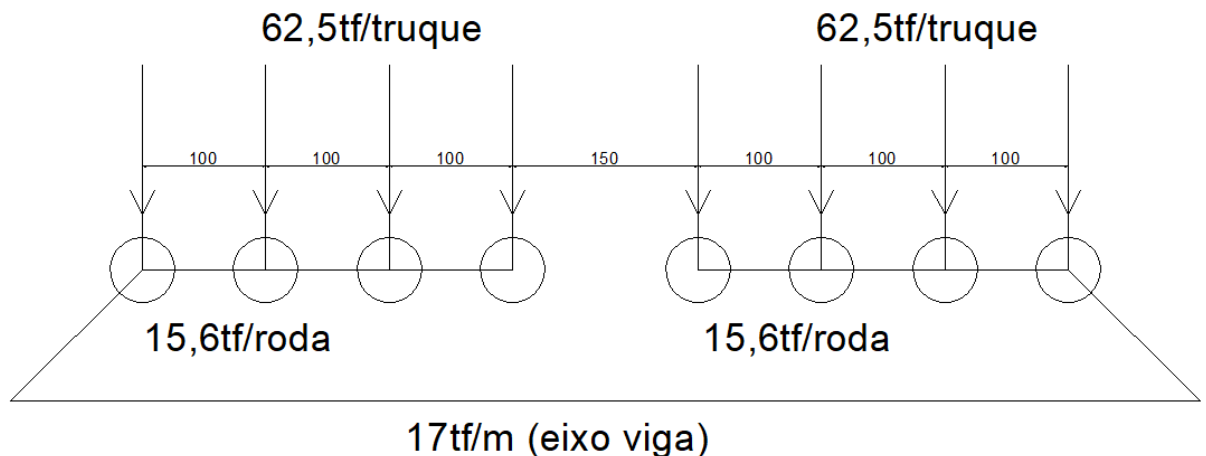


Figura 8 - Disposição do Trem Tipo 45

4.2.2.1. Ship Loader – 2500t/h



4.2.3. Ações Ambientais

4.2.3.1. Temperatura

Considera-se uma variação de temperatura axial de $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

4.2.3.2. Gradiente de Temperatura

Considera-se um gradiente de temperatura de $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

4.2.3.3. Corrente Marítima

Os esforços de correntes serão determinados para a velocidade máxima prevista na região de 1,0 m/s na direção longitudinal e 0,5m/s a direção transversal.

4.2.3.4. Vento

Devido à ausência de normalização brasileira para ações em estruturas portuárias, os esforços de vento sobre as estruturas marítimas foram estimados considerando-se a velocidade limite recomendada pela Norma ROM 2.0-11. Para cais de contêineres, tem-se a velocidade máxima de 22 m/s. Acima deste valor, as operações devem ser interrompidas.

4.2.4. Ações de Atracação

4.2.4.1. Energia de Atracação

A energia característica de atracação foi determinada de acordo com as recomendações apresentadas pelo International Navigation Association, PIANC, em Guidelines for the Design of Fenders Systems, 2002. A Tabela 3 abaixo apresenta os parâmetros de cálculo e os resultados da energia de atracação.

Tabela 2 - Parâmetros de Cálculo da Energia de Atracação

Parâmetros de Cálculo	Bulk Carrier
Deadweight (t)	120.000
Massa deslocada M (t)	144.200
Velocidade de aproximação v (m/s)	0,08
Densidade da água ρ_w (t/m ³)	1,025
Coeficiente de bloco C _b	0,95
Ângulo de atracação α (°)	7
Raio de giração K (m)	74,95
Distância do ponto de contato ao centro de massa R (m)	67,68
Ângulo entre vetor velocidade e linha entre pto de contato e centro de massa ϕ (°)	65,37
Coeficiente de excentricidade C _e	0,629
Coeficiente de massa virtual C _m	1,768
Coeficiente de rigidez C _s	0,9
Coeficiente de configuração do berço C _c	1,0
Energia de Atracação	Bulk Carrier
Energia de atracação de projeto – condições normais E _d (kN.m)	471
Fator de segurança para impactos anormais C _{ab}	1,5
Energia de atracação de projeto – condições anormais E _{d,a} (kN.m)	706

4.2.4.2. Sistema de Defensas

As forças características de atracação transmitidas para as estruturas de acostagem foram estimadas em base de informações disponíveis sobre as características físicas da defesa indicada para a obra. Admitindo-se que o sistema de defensas será composto por duas defensas e um painel em cada posição, foram feitas as especificações de desempenho das defensas, as quais se basearam em uma defesa tipo Super Cone SCN 1000 F. 1.4 da Trelleborg e encontram-se na tabela abaixo. (Podem usar modelos similares)

Tabela 3 - Dados do Cais

Energia de atracação requerida por defesa	353 kNm
Energia de atracação (valor característico)	415 kNm
Força de Reação, Máx.	696 kN
Coefficiente de atrito, Máx.	0,20
Nível da reação da defesa	+5,35 m e +2,85 m
Local. painel frontal, borda inferior, Mín.	+1,75 m
Local. painel frontal, borda superior, Máx.	+6,45 m

4.2.4.3. Esforços de Atracação

A capacidade de suporte das estruturas de acostamento deverá ser verificada para o efeito das seguintes solicitações:

- Força horizontal, R_d , atuando na direção do eixo longitudinal da defesa no nível +2,85 m e +5,35 m concomitantemente se a reação aplicada em cada ponto de 70 tf:
- Força horizontal, $A_{d,horz}$, devido ao atrito do painel de proteção e o casco do navio: 21 tf em cada defesa
- Força vertical, $A_{d,vertical}$, devido ao atrito do painel de proteção e o casco do navio: 21 tf em cada defesa

4.2.4.4. Pressão no Casco

Para reduzir os riscos de danificar defensas e navios, a pressão entre o casco do navio e o escudo da defesa deverá ser limitada para:

- Navios Containers 200 kN/m²
- Navios de Carga Geral 400 kN/m²

Tem-se então que os painéis do Cais existente com dimensões de 2,20 x 4,25 m atendem a limitação de pressão.

4.2.5. Ações de Amarração

Os esforços de amarração devido ao vento e à corrente sobre o navio foram calculados de acordo com as recomendações da Norma ROM 2.0-11. A partir das velocidades limites de vento e corrente e dos dados geométricos da embarcação crítica, calculou-se as máximas forças transversais (F_T) e longitudinais (F_L) que nela atuam. Os resultados estão indicados na tabela abaixo.

Tabela 4 - Forças Totais de Amarração no caso de vento incidindo transversalmente

Forças Totais de Amarração [tf]				
	Operacional		Tormenta	
	Em lastro	Carregado	Em lastro	Carregado
F_L	94,24	373,86	94,24	373,86
F_T	104,74	214,90	149,75	236,92
$F_{\text{Binário}}$	-2,31	1,13	-4,12	2,01

Tabela 5 - Forças Totais de Amarração no caso de vento incidindo longitudinalmente

Forças Totais de Amarração [tf]				
	Operacional		Tormenta	
	Em lastro	Carregado	Em lastro	Carregado
F_L	105,27	303,14	113,85	306,29
F_T	46,88	149,28	46,88	149,28
$F_{\text{Binário}}$	0,00	0,00	0,00	0,00

4.2.5.1.1. Sistema de Amarração

A distribuição das forças de amarração nos cabos foi calculada com base no Modelo Simplificado 2, indicado na Norma ROM 2.0-11, que considera que as amarras têm rigidez similar e a distribuição de força nos cabos é uniforme. O arranjo dos cabos foi definido também de acordo com as recomendações da norma espanhola. Adotou-se a configuração de oito cabos, sendo dois lançantes, dois traveses e quatro espringues. Os cabeços de amarração do cais foram espaçados a cada 25,0 m.

A geometria dos cabos bem como as resultantes finais estão indicadas na Tabela 6 – Distribuição de Forças de Amarração nos cabos – Embarcação Carregada

Embarcação Carregada - Dados Geométricos							
Cabo	lx (m)	ly (m)	lz (m)	L _H (m)	L (m)	α (°)	β (°)
lançante	25,0	25,0	2,0	35,36	35,4	45	3,24
través	0,0	3,0	2,0	3,0	3,6	90	33,7
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,30
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,30
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,30
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,30
través	0,0	3,0	2,0	3,0	3,6	90	33,7
lançante	-25,0	25,0	2,0	35,36	35,4	135	3,24
Embarcação Carregada - Esforços							
Cabo	T _{T,x} (tf)	T _{T,y} (tf)	T _T (tf)	T _{L,x} (tf)	T _{L,y} (tf)	T _L (tf)	T (tf)
lançante	-47,35	-47,28	-66,97	97,73	97,88	138,43	71,5
través	0,0	59,46	71,46	0,0	0,0	0,0	71,5
espringue	-209,51	12,56	209,89	138,07	-8,29	-138,43	71,5
espringue	-66,85	-4,01	-66,97	138,07	8,29	138,43	71,5
espringue	-209,51	12,56	209,89	138,07	-8,29	-138,43	71,5
espringue	-66,85	-4,01	-66,97	138,07	8,29	138,43	71,5
través	0,0	59,46	71,46	0,0	0,0	0,0	71,5
lançante	-148,41	-47,28	209,89	97,73	-97,88	-138,43	71,5
	∑ T _{T,y} =	236,92	∑ T _{L,x} =	830,55			
	F _T	236,92	F _L	830,55			

Tabela 7 - Distribuição de Forças de Amarração nos cabos – Embarcação em Lastro

Embarcação em Lastro - Dados Geométricos							
Cabo	lx (m)	ly (m)	lz (m)	L _H (m)	L (m)	α (°)	β (°)
lançante	25,0	25,0	13,0	35,36	37,7	45	20,2
través	0,0	3,0	13,0	3,0	13,3	90	77
espringue	-50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	176,6	14,55
espringue	50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	3,4	14,55
espringue	-50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	176,6	14,55
espringue	50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	3,4	14,55
través	0,0	3,0	13,0	3,0	13,3	90	77
lançante	-25,0	25,0	13,0	35,36	37,7	135	20,2
Embarcação em Lastro - Esforços							
Cabo	T _{T,x} (tf)	T _{T,y} (tf)	T _T (tf)	T _{L,x} (tf)	T _{L,y} (tf)	T _L (tf)	T (tf)
lançante	27,04	25,38	38,24	24,09	25,67	36,3	74,54
través	0,0	16,76	74,54	0,0	0,0	0,0	74,54
espringue	-110,64	6,43	110,84	35,07	-2,17	-36,3	74,54
espringue	38,17	2,22	38,24	35,07	2,17	36,3	74,54

espringue	-110,64	6,43	110,84	35,07	-2,17	-36,3	74,54
espringue	38,17	2,22	38,24	35,07	2,17	36,3	74,54
través	0,0	16,76	74,54	0,0	0,0	0,0	74,54
lançante	-78,38	73,56	110,84	95,57	-25,67	36,3	74,54
	$\sum T_{T,y} =$	149,75	$\sum T_{L,x} =$	188,48			
	F_T	149,75	F_L	188,48			

Tem-se que a tensão máxima nos cabos é de 74,54 tf, assim, seria possível a adoção de cabeços de amarração com capacidade nominal de 100 tf, contudo optou-se pela adoção de cabeços de 120 tf preservando a premissa original da concepção do projeto. Caso as ações ambientais excedam os valores previstos nos Critérios de Projeto, deve-se desamarrar a embarcação e ancorá-la na área de fundeio.

No dimensionamento dos elementos estruturais, foi considerada a amarração com a capacidade máxima de 120tf em cada cabeço para todos os cabeços.

As condições atuais do cais não permitem a amarração da embarcação do porte daquela referenciada neste projeto. Assim, a atracação dessa embarcação só será possível após a futura extensão do berço. Abaixo apresentamos um cálculo de amarração para um condição atual onde são considerados 8 cabos na seguinte disposição: 1 lançante, 1 través e 3 pares de espringues.

Tabela 8 e Tabela 6. As componentes l_x e l_y representam as distâncias horizontais longitudinais e transversais ao cais, que resultam na projeção horizontal L_H . A componente l_z corresponde à projeção vertical, que compõe o comprimento final L . Por fim, α e β são os ângulos horizontal e vertical do cabo em relação ao cais. No que diz respeito aos esforços, os índices x e y representam as projeções horizontais longitudinais e transversais, e os índices L e T se referem à ação total de amarração longitudinal e transversal calculada na Tabela 4. A composição destes últimos, resultam na tração final T . A figura abaixo exemplifica a decomposição do sistema de forças.

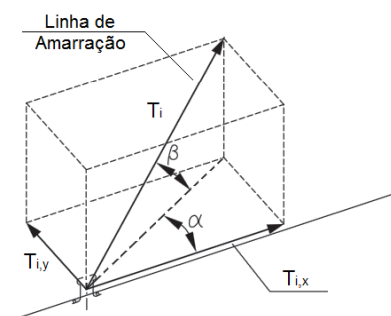


Figura 9: Esquema das componentes da linha de amarração

Tabela 6 – Distribuição de Forças de Amarração nos cabos – Embarcação Carregada

Embarcação Carregada - Dados Geométricos							
Cabo	lx (m)	ly (m)	lz (m)	L _H (m)	L (m)	α (°)	β (°)
lançante	25,0	25,0	2,0	35,36	35,4	45	3,24
través	0,0	3,0	2,0	3,0	3,6	90	33,7
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,30
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,30
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,30
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,30
través	0,0	3,0	2,0	3,0	3,6	90	33,7
lançante	-25,0	25,0	2,0	35,36	35,4	135	3,24
Embarcação Carregada - Esforços							
Cabo	T _{T,x} (tf)	T _{T,y} (tf)	T _T (tf)	T _{L,x} (tf)	T _{L,y} (tf)	T _L (tf)	T (tf)
lançante	-47,35	-47,28	-66,97	97,73	97,88	138,43	71,5
través	0,0	59,46	71,46	0,0	0,0	0,0	71,5
espringue	-209,51	12,56	209,89	138,07	-8,29	-138,43	71,5
espringue	-66,85	-4,01	-66,97	138,07	8,29	138,43	71,5
espringue	-209,51	12,56	209,89	138,07	-8,29	-138,43	71,5
espringue	-66,85	-4,01	-66,97	138,07	8,29	138,43	71,5
través	0,0	59,46	71,46	0,0	0,0	0,0	71,5
lançante	-148,41	-47,28	209,89	97,73	-97,88	-138,43	71,5
	∑ T _{T,y} =	236,92	∑ T _{L,x} =	830,55			
	F _T	236,92	F _L	830,55			

Tabela 7 - Distribuição de Forças de Amarração nos cabos – Embarcação em Lastro

Embarcação em Lastro - Dados Geométricos							
Cabo	lx (m)	ly (m)	lz (m)	L _H (m)	L (m)	α (°)	β (°)
lançante	25,0	25,0	13,0	35,36	37,7	45	20,2
través	0,0	3,0	13,0	3,0	13,3	90	77
espringue	-50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	176,6	14,55
espringue	50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	3,4	14,55
espringue	-50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	176,6	14,55
espringue	50,0	3,0	13,0	50,1	51,75	3,4	14,55
través	0,0	3,0	13,0	3,0	13,3	90	77
lançante	-25,0	25,0	13,0	35,36	37,7	135	20,2
Embarcação em Lastro - Esforços							
Cabo	T _{T,x} (tf)	T _{T,y} (tf)	T _T (tf)	T _{L,x} (tf)	T _{L,y} (tf)	T _L (tf)	T (tf)
lançante	27,04	25,38	38,24	24,09	25,67	36,3	74,54
través	0,0	16,76	74,54	0,0	0,0	0,0	74,54
espringue	-110,64	6,43	110,84	35,07	-2,17	-36,3	74,54
espringue	38,17	2,22	38,24	35,07	2,17	36,3	74,54
espringue	-110,64	6,43	110,84	35,07	-2,17	-36,3	74,54

espringue	38,17	2,22	38,24	35,07	2,17	36,3	74,54
través	0,0	16,76	74,54	0,0	0,0	0,0	74,54
lançante	-78,38	73,56	110,84	95,57	-25,67	36,3	74,54
	$\sum T_{T,y} =$	149,75	$\sum T_{L,x} =$	188,48			
	F_T	149,75	F_L	188,48			

Tem-se que a tensão máxima nos cabos é de 74,54 tf, assim, seria possível a adoção de cabeços de amarração com capacidade nominal de 100 tf, contudo optou-se pela adoção de cabeços de 120 tf preservando a premissa original da concepção do projeto. Caso as ações ambientais excedam os valores previstos nos Critérios de Projeto, deve-se desamarrear a embarcação e ancorá-la na área de fundeio.

No dimensionamento dos elementos estruturais, foi considerada a amarração com a capacidade máxima de 120tf em cada cabeço para todos os cabeços.

As condições atuais do cais não permitem a amarração da embarcação do porte daquela referenciada neste projeto. Assim, a atracação dessa embarcação só será possível após a futura extensão do berço. Abaixo apresentamos um cálculo de amarração para um condição atual onde são considerados 8 cabos na seguinte disposição: 1 lançante, 1 través e 3 pares de espringues.

Tabela 8 – Distribuição de Forças de Amarração nos cabos – Embarcação Carregada

Embarcação Carregada - Dados Geométricos							
Cabo	lx (m)	ly (m)	lz (m)	L _H (m)	L (m)	α (°)	β (°)
lançante	25,0	25,0	2,0	35,36	35,41	45	3,24
través	0,0	3,0	2,0	3,0	3,61	90	33,7
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,3
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,3
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,3
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,3
espringue	-50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	176,6	2,3
espringue	50,0	3,0	2,0	50,1	50,13	3,4	2,3
través	0,0	3,0	2,0	3,61	13,3	90	33,7
lançante	-25,0	25,0	2,0	35,36	35,41	135	3,24
Embarcação Carregada - Esforços							
Cabo	$T_{T,x}$ (tf)	$T_{T,y}$ (tf)	T_T (tf)	$T_{L,x}$ (tf)	$T_{L,y}$ (tf)	T_L (tf)	T (tf)
lançante	44,90	44,82	63,49	69,04	69,15	97,79	161,3
través	0,0	134,19	161,28	0,0	0,0	0,0	161,3
espringue	-258,61	15,50	259,07	97,54	-5,86	-97,79	161,3
espringue	63,38	3,80	63,49	97,54	5,86	97,79	161,3
espringue	-258,61	15,50	259,07	97,54	-5,86	-97,79	161,3
espringue	63,38	3,80	63,49	97,54	5,86	97,79	161,3
espringue	-258,61	15,50	259,07	97,54	-5,86	-97,79	161,3

espringue	63,38	3,80	63,49	97,54	5,86	97,79	161,3
través	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
lançante	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	$\sum T_{T,y} =$	236,9	$\sum T_{L,x} =$	654,3			
	F_T	236,9	F_L	654,3			

Assim, o cabeço a ser utilizado, deveria ser de 165 tf nominal para suportar tal esforço, além de novos reforços na estrutura que viabilizassem esse esforço.

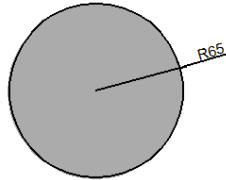
No caso de atracação de embarcações desse porte nas condições atuais do cais, pode-se ter rupturas do cabeço de forma que os esforços serão elevados e ainda tem-se riscos de danos à embarcação e estrutura, visto que ela é maior do que o berço e pode ficar instável devido à condições ambientais.

4.2.6. Equipamentos de Construção

Cargas excepcionais durante a construção devem ser avaliadas pelo executante.

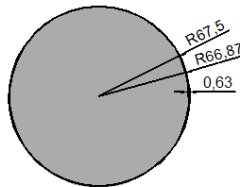
5. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.1. Estacas



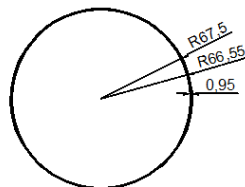
Area: 13273.2290
Perimeter: 408.4070
Centroid: X: 0.6500 Y: 0.6500
Moments of inertia: X: 14019848.0905
Y: 14019848.0905
fck = 20 MPa

Propriedade 1



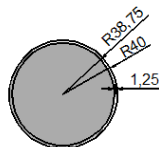
Area: 14047.9360
Perimeter: 420.1566
Centroid: X: 0.675 Y: 0.675
Moments of inertia: X: 15704176.7347
Y: 15704176.7347
fck = 20 MPa

Propriedade 2



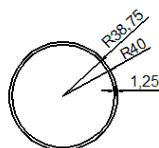
Area: 400.07
Perimeter: 420.1566
Centroid: X: 0.675 Y: 0.675
Moments of inertia: X: 898682
Y: 898682
fck = 20 MPa

Propriedade 3



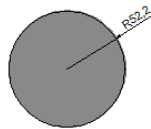
Area: 811.34
Perimeter: 251.32
Centroid: X: 0.40 Y: 0.40
Moments of inertia: X: 428271
Y: 428271
fck = 20 MPa

Propriedade 30



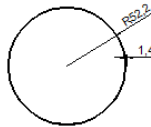
Area: 309.25
Perimeter: 251.32
Centroid: X: 0.40 Y: 0.40
Moments of inertia: X: 239789
Y: 239789
fck = 20 MPa

Propriedade 31



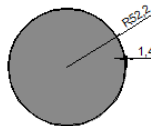
Area: 9025.6700
Perimeter: 336.7787
Centroid: X: 0.522 Y: 0.522
Moments of inertia: X: 6482597.2424 Y: 6482597.2424
fck = 40 MPA

Propriedade 25



Area: 9025.6700
Perimeter: 336.7787
Centroid: X: 0.522 Y: 704286
Moments of inertia: X: 704286 Y: 704286
ASTM 572 Gr. 50

Propriedade 26



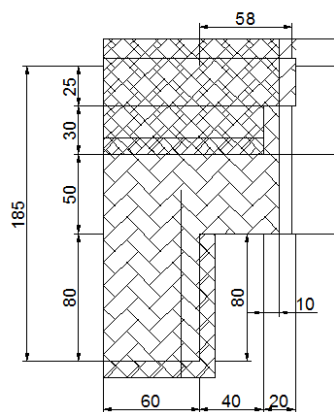
Area: 9025.6700
Perimeter: 336.7787
Centroid: X: 0.522 Y: 1394274
Moments of inertia: X: 1394274 Y: 1394274
fck = 40 MPA

Propriedade 27

5.2. Blocos

Os blocos foram modelados como barras rígidas, com inércia elevada.

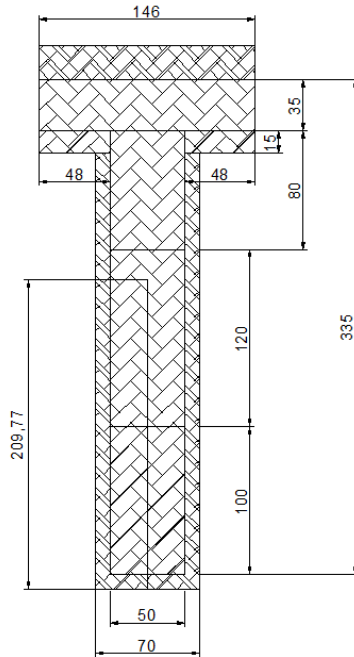
5.3. Vigas Transversais



Area: 19775.0000
Perimeter: 645.0000
Bounding box: X: -48.6283 -- 61.3717
Y: -117.4004 -- 95.0996
Centroid: X: 0.0000
Y: 0.0000
Moments of inertia: X: 69566314.4128
Y: 17876959.8083
Product of inertia: XY: 9122455.7522
Radii of gyration: X: 59.3118
Y: 30.0669
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 16314219.4319 along [0.1688 0.9856]
J: 71129054.7891 along [-0.9856 0.1688]

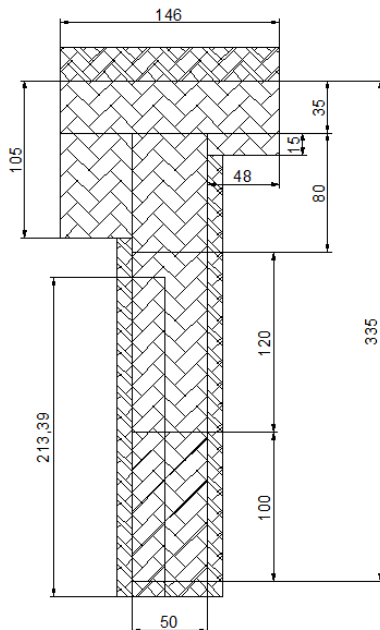
Modelo J = 59456152
J/G = 9909359

Propriedade 8



Area: 31235.0000
 Perimeter: 1027.0000
 Bounding box: X: -73.0000 -- 73.0000
 Y: -209.7697 -- 157.7303
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 390670416.1202
 Y: 27234571.6667
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 111.8367
 Y: 29.5284
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 27234571.6667 along [0.0000 1.0000]
 J: 390670416.1202 along [-1.0000 0.0000]
 Modelo J = 53228252
 J/6=8871375

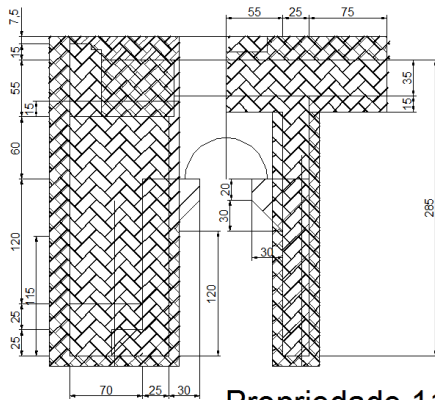
Propriedade 9



Area: 33325.0000
 Perimeter: 1027.0000
 Bounding box: X: -69.6134 -- 76.3866
 Y: -213.3904 -- 154.1096
 Centroid: X: 0.0000
 Y: -0.0001
 Moments of inertia: X: 397725950.9386
 Y: 33198291.3912
 Product of inertia: XY: -6106822.4267
 Radii of gyration: X: 109.2463
 Y: 31.5626
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 33096014.3249 along [0.0167 -0.9999]
 J: 397828228.0043 along [0.9999 0.0167]
 Modelo J = 53228252
 J/6=8871375

Propriedade 12

5.4. Vigas Longitudinais

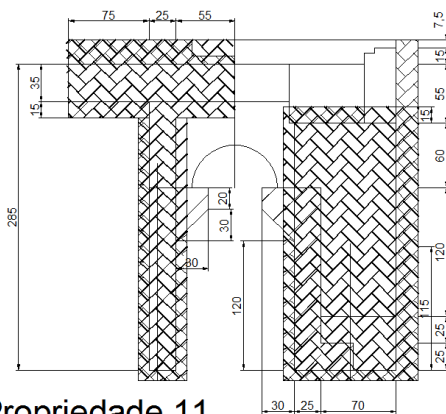


Propriedade 11

Propriedade 38

Propriedade 11
 Area: 22262.5000
 Perimeter: 945.0000
 Bounding box: X: -72.5477 -- 82.4523
 Y: -202.6327 -- 114.8673
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 200319894.7258
 Y: 24915391.9995
 Product of inertia: XY: 8834624.6841
 Radii of gyration: X: 94.8582
 Y: 33.4539
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 24471540.2867 along [0.0502 0.9987]
 J: 200763746.4385 along [-0.9987 0.0502]
 Modelo J = 24635376
 J/6=4105896

Propriedade 38
 Area: 39687.5000
 Perimeter: 885.0000
 Bounding box: X: -62.5000 -- 62.5000
 Y: -158.7500 -- 158.7500
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 333395670.5729
 Y: 51676432.2917
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 91.6544
 Y: 36.0844
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 333395670.5729 along [1.0000 0.0000]
 J: 51676432.2917 along [0.0000 1.0000]
 Modelo J = 155338832
 J/6=77789416

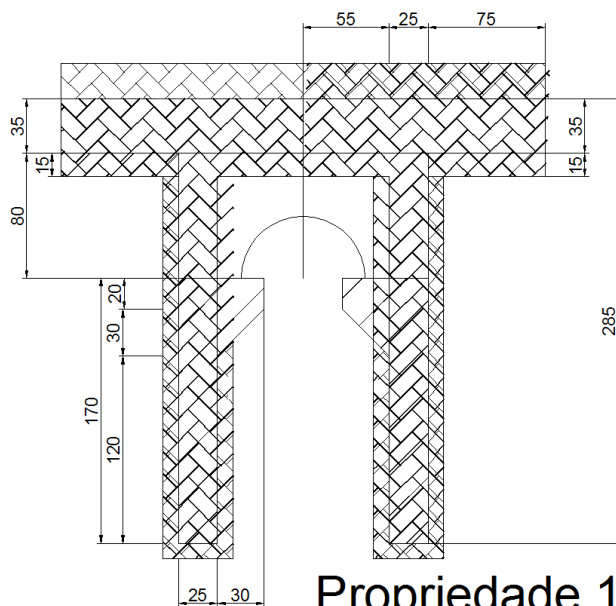


Propriedade 10

Propriedade 11

Propriedade 10
 Area: 31875.0000
 Perimeter: 760.0000
 Bounding box: X: -62.5000 -- 62.5000
 Y: -127.5000 -- 127.5000
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 172722656.2500
 Y: 41503906.2500
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 73.6122
 Y: 36.0844
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 172722656.2500 along [1.0000 0.0000]
 J: 41503906.2500 along [0.0000 1.0000]
 Modelo J = 114992784
 J/6=19165464

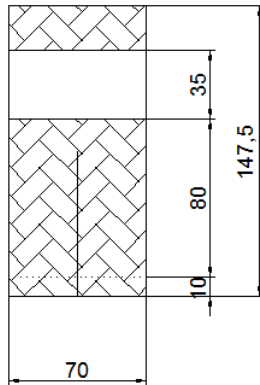
Propriedade 11
 Area: 22262.5000
 Perimeter: 945.0000
 Bounding box: X: -72.5477 -- 82.4523
 Y: -202.6327 -- 114.8673
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 200319894.7258
 Y: 24915391.9995
 Product of inertia: XY: 8834624.6841
 Radii of gyration: X: 94.8582
 Y: 33.4539
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 24471540.2867 along [0.0502 0.9987]
 J: 200763746.4385 along [-0.9987 0.0502]
 Modelo J = 24635376
 J/6=4105896



Propriedade 11

Propriedade 11

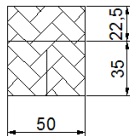
Propriedade 11
 Area: 22262.5000
 Perimeter: 945.0000
 Bounding box: X: -72.5477 -- 82.4523
 Y: -202.6327 -- 114.8673
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 200319894.7258
 Y: 24915391.9995
 Product of inertia: XY: 8834624.6841
 Radii of gyration: X: 94.8582
 Y: 33.4539
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 24471540.2867 along [0.0502 0.9987]
 J: 200763746.4385 along [-0.9987 0.0502]
 Modelo J = 24635376
 J/6=4105896



AArea: 10325.0000
 Perimeter: 435.0000
 Bounding box: X: -35.0000 -- 35.0000
 Y: -73.7500 -- 73.7500
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 18719440.1042
 Y: 4216041.6667
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 42.5796
 Y: 20.2073
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 18719440.1042 along [1.0000 0.0000]
 J: 4216041.6667 along [0.0000 1.0000]

Modelo J = 11843380
 J/6 = 1973896

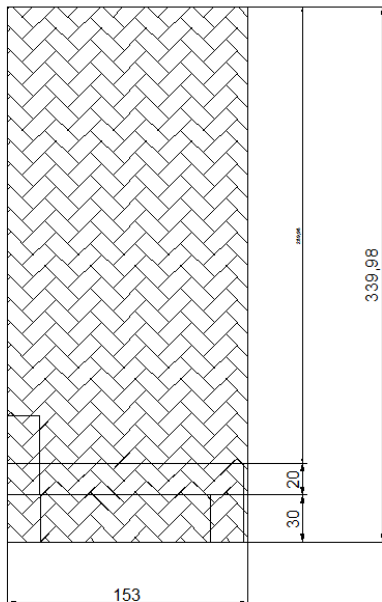
Propriedade 35



Area: 2875.0000
 Perimeter: 215.0000
 Bounding box: X: -25.0000 -- 25.0000
 Y: -28.7500 -- 28.7500
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 792122.3958
 Y: 598958.3333
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 16.5988
 Y: 14.4338
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 792122.3958 along [1.0000 0.0000]
 J: 598958.3333 along [0.0000 1.0000]

Modelo J = 965862
 J/6 = 160977

Propriedade 36

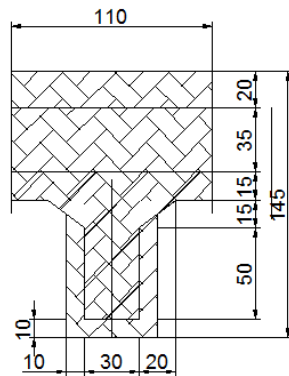


Area: 52016.7749
 Perimeter: 985.9578
 Bounding box: X: -76.5000 -- 76.5000
 Y: -169.9895 -- 169.9895
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 501032782.5890
 Y: 101471727.2459
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 98.1435
 Y: 44.1673
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 501032782.5890 along [1.0000 0.0000]
 J: 101471727.2459 along [0.0000 1.0000]

Propriedade 41

As propriedades 13 e 14 foram utilizadas para simular os septos do pré-moldado das vigas longitudinais.

5.5. Lajes Pré-moldadas



Area: 11525.0000
 Perimeter: 500.0000
 Bounding box: X: -55.0000 -- 55.0000
 Y: -86.1659 -- 58.8341
 Centroid: X: 0.0000
 Y: 0.0000
 Moments of inertia: X: 18171702.4246
 Y: 8606041.6667
 Product of inertia: XY: 0.0000
 Radii of gyration: X: 39.7079
 Y: 27.3263
 Principal moments and X-Y directions about centroid:
 I: 18171702.4245 along [1.0000 0.0000]
 J: 8606041.6667 along [0.0000 1.0000]

Modelo J = 14229758
 J/6= 2371626

Propriedade 15

5.6. Lajes

As seguintes espessuras das lajes foram utilizadas em cada caso:

- Espessura da laje típica: ortotrópico sendo $e = 55$ cm na longitudinal e $e = 70$ cm na transversal;
- Espessura da laje no balanço frontal: $e = 250$ cm;
- Espessura da laje no balanço lateral: $e = 140$ cm
- Espessura da laje entre vigas longitudinais: $e = 95$ cm;
- Espessura da praça da defesa: $e = 70$ cm

6. Modelo de Análise Estrutural

A análise da estrutura foi feita em um modelo espacial em elementos finitos com o auxílio do software STRAP 2015, como ilustrado na Figura 10. Para tal, utilizou-se elementos de barras e placas. As vigas longitudinais tiveram suas inércias à torção reduzidas a 1/6.

Para fins de cálculo, os Cais foram considerados isolados entre si, tendo de ser capazes de suportar os esforços horizontais sem contar com a mobilização do outro trecho através dos dentes de cisalhamento.

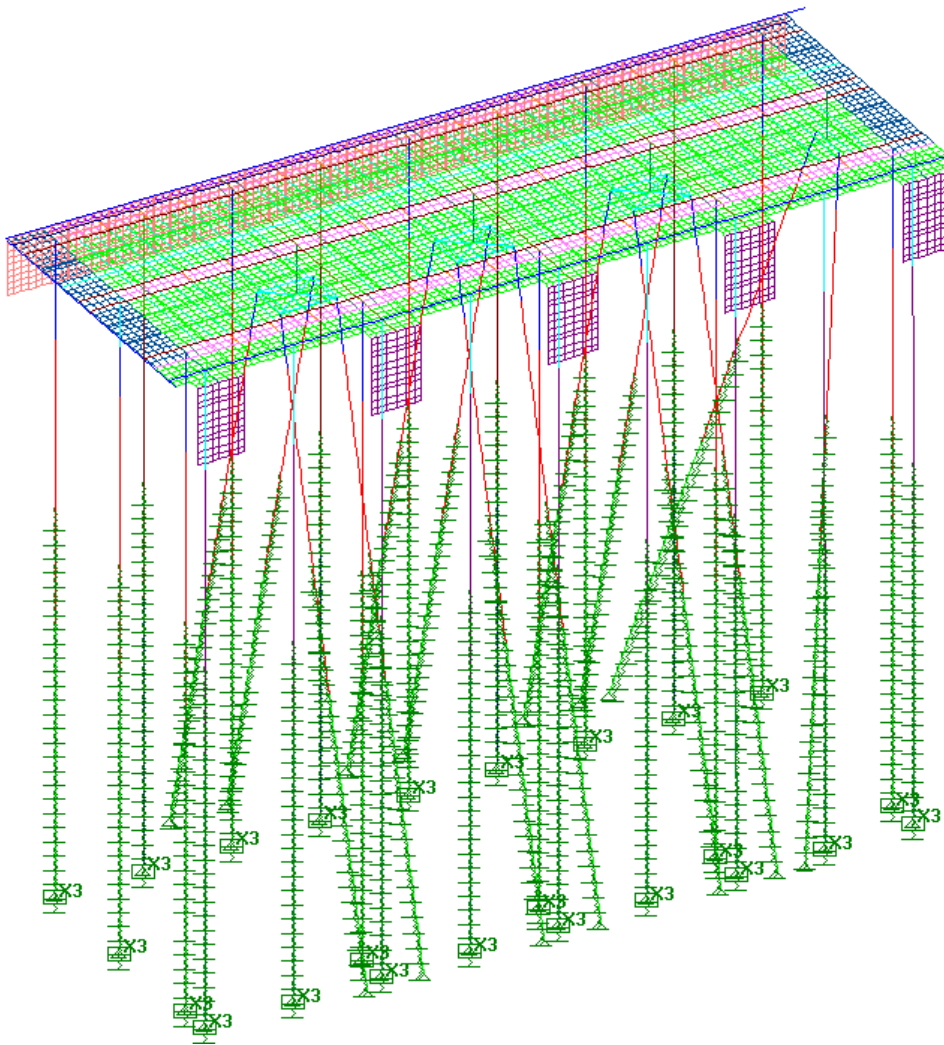


Figura 10 – Modelo Espacial do Cais 55m – Strap 2015

O efeito de confinamento do solo foi simulado por meio de molas horizontais, como indicado na Figura 11. Os valores do coeficiente de reação horizontal foram adotados por faixa de profundidade do solo, com base na equação da resistência não drenada da argila utilizada especificamente para as adesões na interface com a estaca metálica em solos marinhos.

S1=600. S2=600.		
S1=1200. S2=1200.		
S1=1200. S2=1200.		
S1=2400. S2=2400.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=3600. S2=3600.		
S1=4200. S2=4200.		
S1=4800. S2=4800.		
S1=4800. S2=4800.		
S1=4800. S2=4800.		
S1=3650. S2=3650.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=2500. S2=2500.		
S1=1250. S2=1250.		
	S1=570. S2=570.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3250. S2=3250.	
	S1=3760. S2=3760.	
	S1=4275. S2=4275.	
	S1=4275. S2=4275.	
	S1=4275. S2=4275.	
	S1=3300. S2=3300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=2300. S2=2300.	
	S1=1150. S2=1150.	
		S1=475. S2=475.
		S1=950. S2=950.
		S1=950. S2=950.
		S1=1925. S2=1925.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=3300. S2=3300.
		S1=3700. S2=3700.
		S1=3700. S2=3700.
		S1=3700. S2=3700.
		S1=2900. S2=2900.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=2100. S2=2100.
		S1=1050. S2=1050.

Figura 11 – Coeficientes de molas horizontais utilizados para simular o confinamento do solo (tf/m) (estaca existente, estaca de reforço eixo A1 e Estaca de reforço Eixo D)

Os carregamentos móveis foram aplicados de modo a representar a situação crítica para cada elemento e esforço analisado. As figuras a seguir ilustram alguns exemplos.

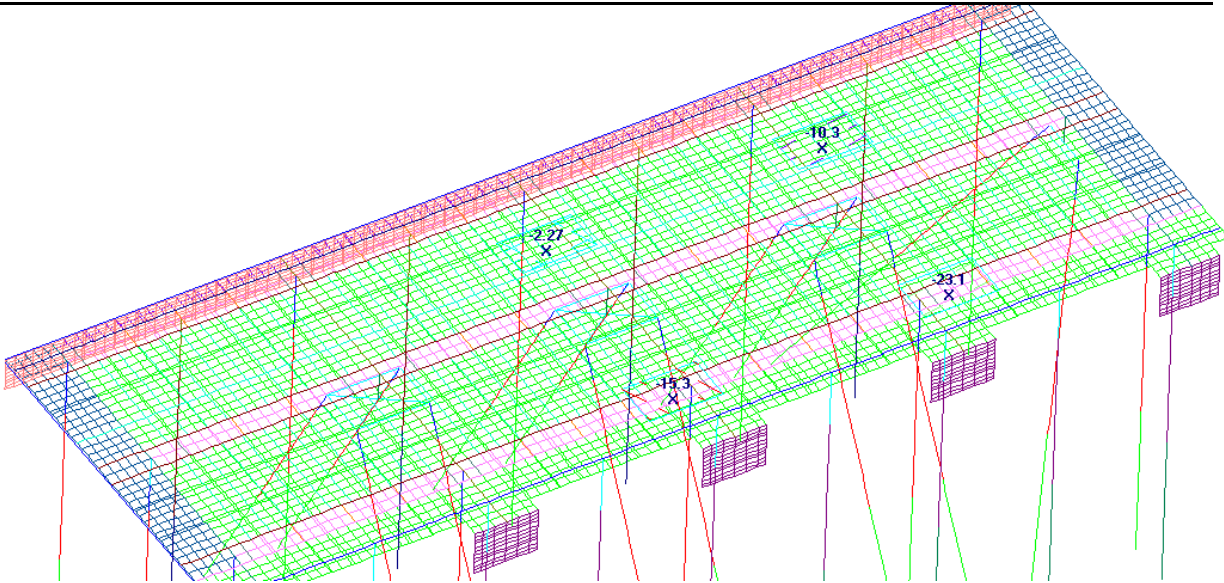


Figura 12: Exemplo de aplicação do carregamento do MHC Patolado

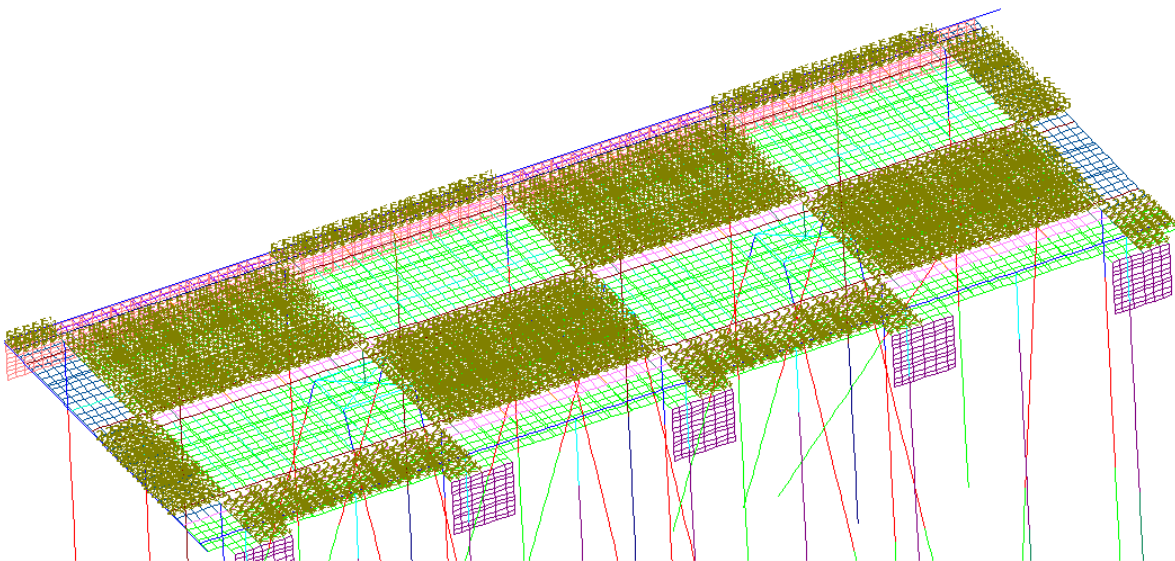


Figura 13: Exemplo de aplicação do carregamento de sobrecarga

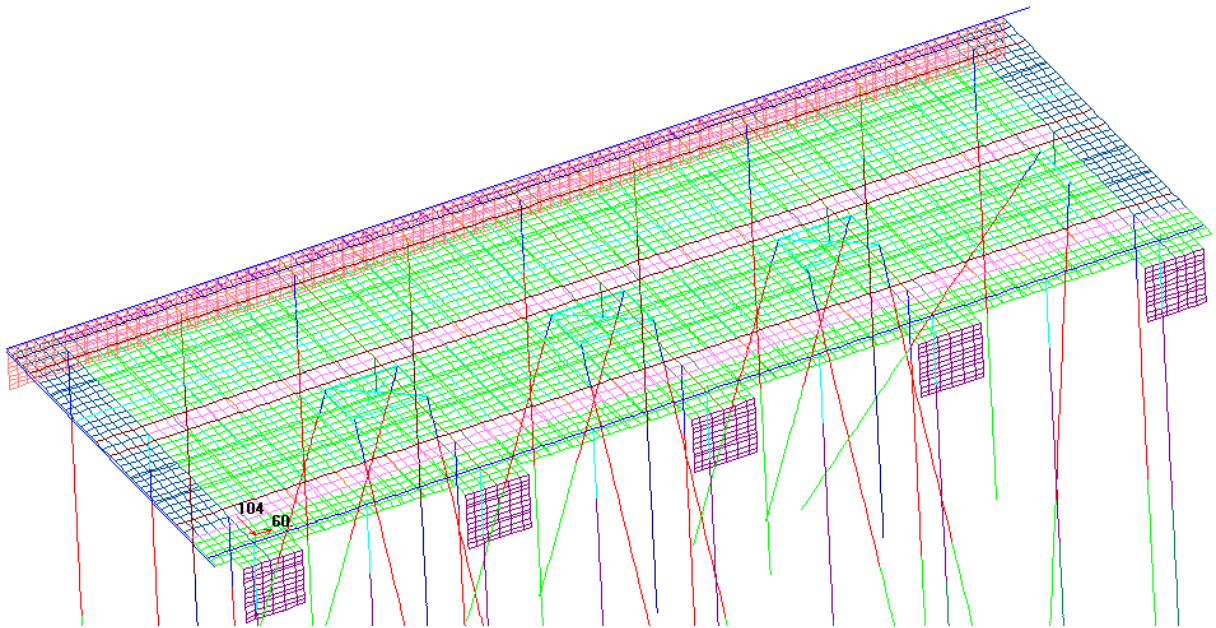


Figura 14: Exemplo de aplicação do carregamento de amarração

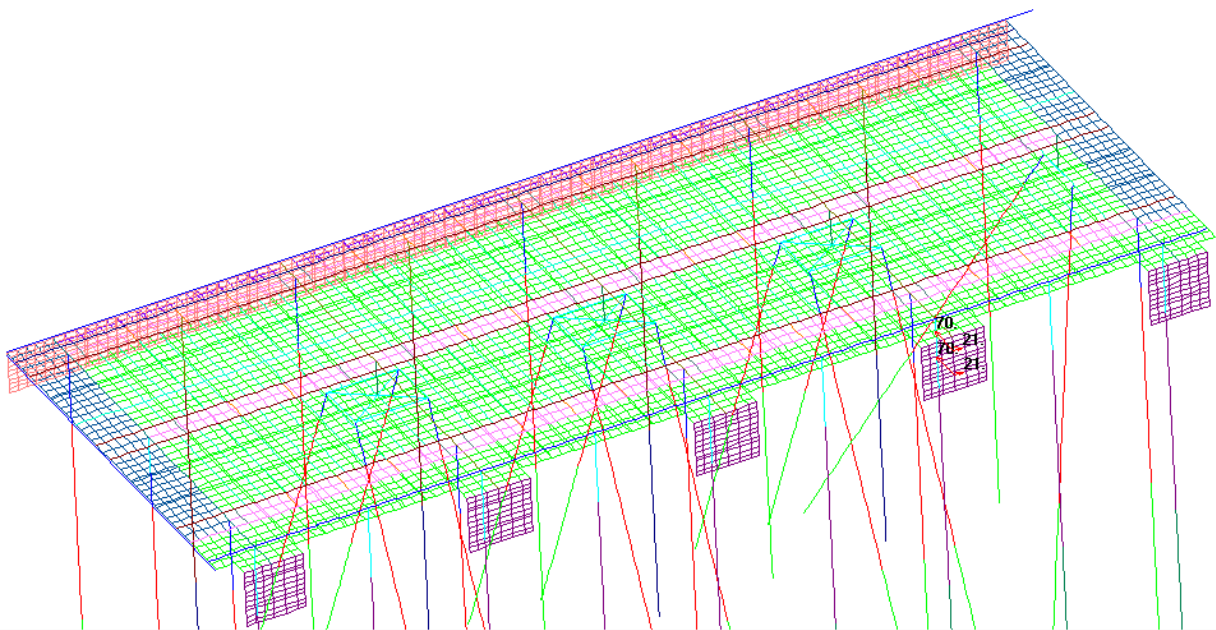


Figura 15: Exemplo de aplicação do carregamento de atracação

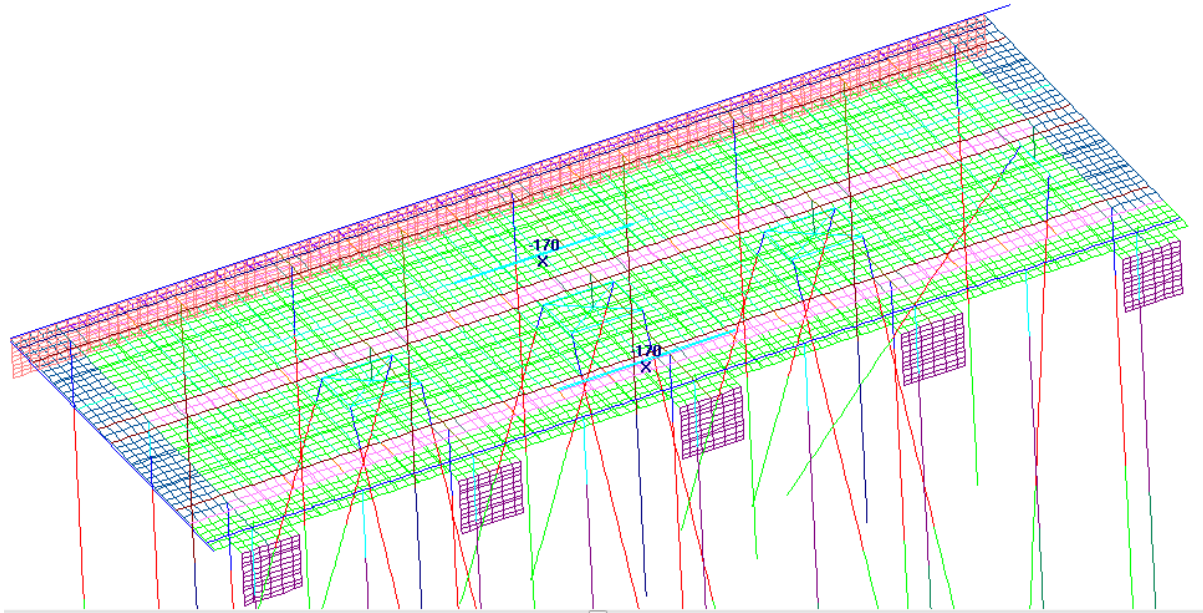


Figura 16 - Exemplo de Aplicação do Carregamento Vertical do Shiploader

7. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

7.1. Verificação das Estacas

As fundações do Píer 55m são compostas por um total de 10 estacas verticais (camisa metálica $\varnothing 135$ com $t = 6.3$ mm até a cota $-13,0$ m e $t=9,5$ mm da cota $-13,0$ m até o final da estaca). Todas as estacas são preenchidas internamente com concreto armado nos 27 m superiores.

De modo a reforçar o Píer para os novos esforços solicitante, foram adicionadas novas estacas verticais entre as estacas do eixo D, resultando em mais quatro estacas $\varnothing 80$ cm com $t = 1,4$ cm preenchidas nos primeiros 27 m e novas estacas cravadas no eixo A1 (eixo do alargamento) com diâmetro de 110 cm e $t = 1,4$ cm a cada 6,25 m. Além disso, foi realizada uma nova viga para deslocamento da frente de atracação em 1,53 m no trecho típico e 2,53 m nos trechos com defensas presentes.

Abaixo é apresentado um esquema de divisão das estacas para verificação.

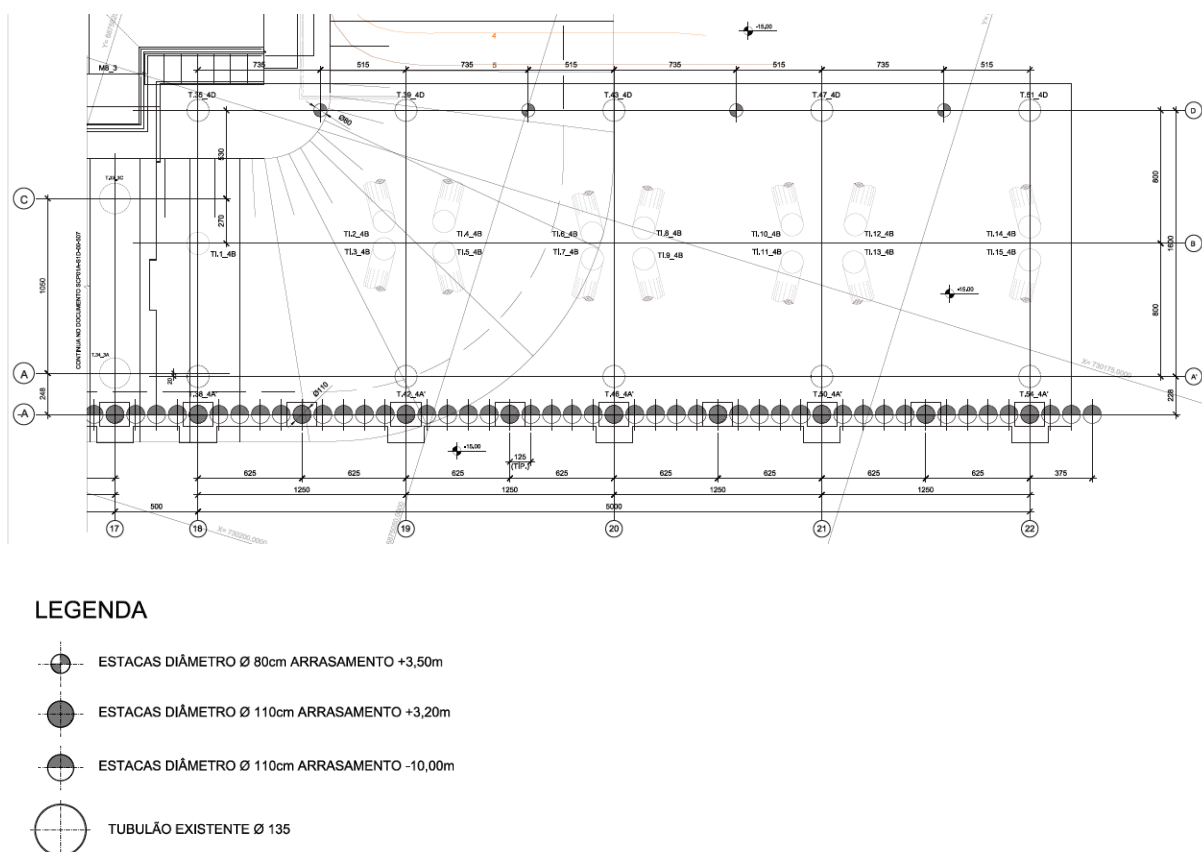


Figura 17 - Esquema de divisão das estacas para verificação

A armação longitudinal das estacas é dimensionada de modo a resistir aos esforços de flexão composta na seção da ligação com as vigas. Além disso, a camisa metálica deve resistir

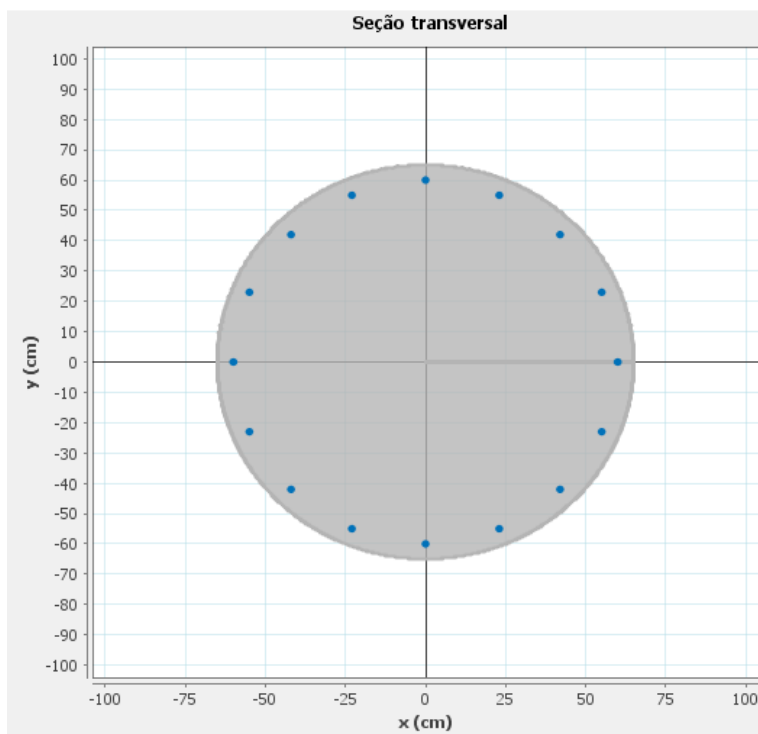
aos esforços no trecho sem preenchimento. São consideradas as combinações de ações que resultem na máxima e mínima forças normais e máximo momento fletor. As mesmas serão apresentadas nos itens a seguir:

Estacas Verticais Bordas - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		Ψ	Nk	Ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	181,00	1,00	199,70
Empuxo Solo	1,35	0,74	0,00	1,00	0,09
Temperatura	1,20	0,60	-2,40	0,60	2,40
Retração	1,20	1,00	-0,78	1,00	-0,13
Gradiente	1,20	0,30	-7,50	0,30	7,50
Atracação	1,50	-	-9,20	-	8,10
Amarração	1,40	1,00	-17,70	0,80	16,30
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-2,10	0,80	36,20
Shiploader Long	1,50	0,80	-5,50	0,80	5,50
Shiploader Trans	1,50	-	-1,20	-	1,20
MHC Pat Long	1,50	-	-8,70	-	86,80
MHC Pat Trans	1,50	-	-2,00	-	102,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	-	0,00	1,00	148,00
Sobrecarga	1,50	-	0,00	-	178,00
		141,74		564,28	

Estacas Verticais Bordas - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	24,90	0,74	22,90
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,07	1,00	-0,09
Temperatura	1,20	0,60	6,70	0,60	-6,70
Retração	1,20	1,00	2,10	1,00	-1,50
Gradiente	1,20	0,30	2,10	0,30	-2,10
Atracação	1,50	-	31,20	-	-27,70
Amarração	1,40	1,00	39,90	1,00	-39,60
Shiploader Vertical	1,50	0,80	4,90	0,80	-2,30
Shiploader Long	1,50	0,80	10,90	0,80	-10,90
Shiploader Trans	1,50	-	4,40	-	-4,40
MHC Pat Long	1,50	-	10,00	-	-3,40
MHC Pat Trans	1,50	-	11,60	-	-5,10
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	13,90	0,80	-4,60
Sobrecarga*	1,50	-	19,90	-	-7,20
		133,31		-61,40	

Estacas Verticais Bordas - Momento Y (tf.m)

Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	6,10	1,00	-5,20
Empuxo Solo	1,35	1,00	-0,54	1,00	-1,10
Temperatura	1,20	0,60	2,30	0,60	-2,30
Retração	1,20	1,00	0,61	1,00	-0,70
Gradiente	1,20	0,30	3,50	0,30	-3,50
Atracção	1,50	1,00	74,40	-	-33,20
Amarração	1,40	-	27,30	1,00	-57,20
Shiploader Vertical	1,50	0,80	2,60	0,80	-3,30
Shiploader Long	1,50	-	0,62	-	-0,62
Shiploader Trans	1,50	0,80	15,10	0,80	-15,10
MHC Pat Long	1,50	-	4,20	-	-11,90
MHC Pat Trans	1,50	-	4,80	-	-11,60
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	4,00	0,80	-14,60
Sobrecarga	1,50	-	8,00	-	-18,10
Total			148,79		-131,94



Esforços: Unidades: [tf, tf.m]

Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-564,28	133,3	148,79	1,6
2	-564,28	133,3	-131,94	1,7
3	-564,28	-61,4	148,79	1,98
4	-564,28	-61,4	-131,94	2,19
5	-141,74	133,3	148,79	1,15
6	-141,74	133,3	-131,94	1,23
7	-141,74	-61,4	148,79	1,43
8	-141,74	-61,4	-131,94	1,58

Propriedades:

$A_c = 1.32732 \text{ m}^2$
 $I_{x,cg} = 0.140198 \text{ m}^4$
 $I_{y,cg} = 0.140198 \text{ m}^4$
 $x_{cg} = 0 \text{ m}$
 $y_{cg} = 0 \text{ m}$
 $EI_{sec,x} = 122813.95 \text{ tfm}^2$
 $EI_{sec,y} = 108718.76 \text{ tfm}^2$

Concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço: $A_s = 78.54 \text{ cm}^2$ (0.59%)

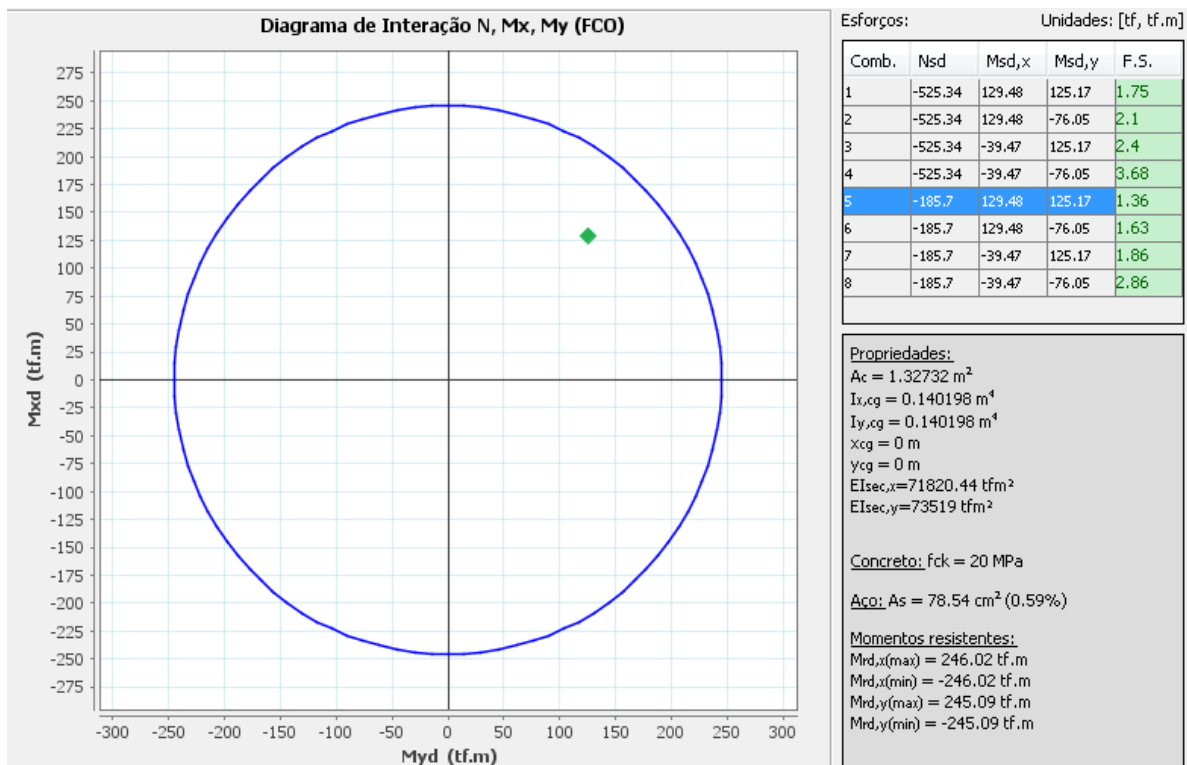
Momentos resistentes:

$M_{rd,x(max)} = 321.15 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,x(min)} = -321.15 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,y(max)} = 319.21 \text{ tf.m}$
 $M_{rd,y(min)} = -319.21 \text{ tf.m}$

Estacas Verticais Extremidade Int - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		Ψ	Nk	Ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	204,00	1,00	204,00
Empuxo Solo	1,35	0,74	0,12	1,00	0,12
Temperatura	1,20	0,60	-0,41	0,60	0,41
Retração	1,20	1,00	-0,14	1,00	-0,14
Gradiente	1,20	0,30	-2,80	0,30	2,80
Atracção	1,50	-	-2,40	-	1,60
Amarração	1,40	0,80	-5,60	0,80	3,70
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-1,80	-	41,70
Shiploader Long	1,50	0,80	-1,10	-	1,10
Shiploader Trans	1,50	-	-0,45	-	0,45
MHC Pat Long	1,50	-	-5,00	-	57,10
MHC Pat Trans	1,50	-	-1,50	-	54,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	1,00	-4,80	-	113,00
Sobrecarga	1,50	-	-7,00	1,00	163,00
		185,70		525,34	

Estacas Verticais Extremidade Int - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	34,10	0,74	33,50
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,01	1,00	-0,01
Temperatura	1,20	0,60	6,30	0,60	-6,30
Retração	1,20	1,00	2,00	1,00	-1,70
Gradiente	1,20	0,30	2,50	0,30	-2,50
Atracção	1,50	-	16,60	-	-15,90
Amarração	1,40	1,00	31,90	1,00	-32,20
Shiploader Vertical	1,50	0,80	4,60	0,80	-2,20
Shiploader Long	1,50	0,80	10,30	0,80	-10,30
Shiploader Trans	1,50	-	0,99	-	-0,99
MHC Pat Long	1,50	-	7,00	-	-3,10
MHC Pat Trans	1,50	-	8,30	-	-2,80
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	10,90	0,80	-4,50
Sobrecarga*	1,50	-	14,90	-	-7,10
		129,48		-39,47	

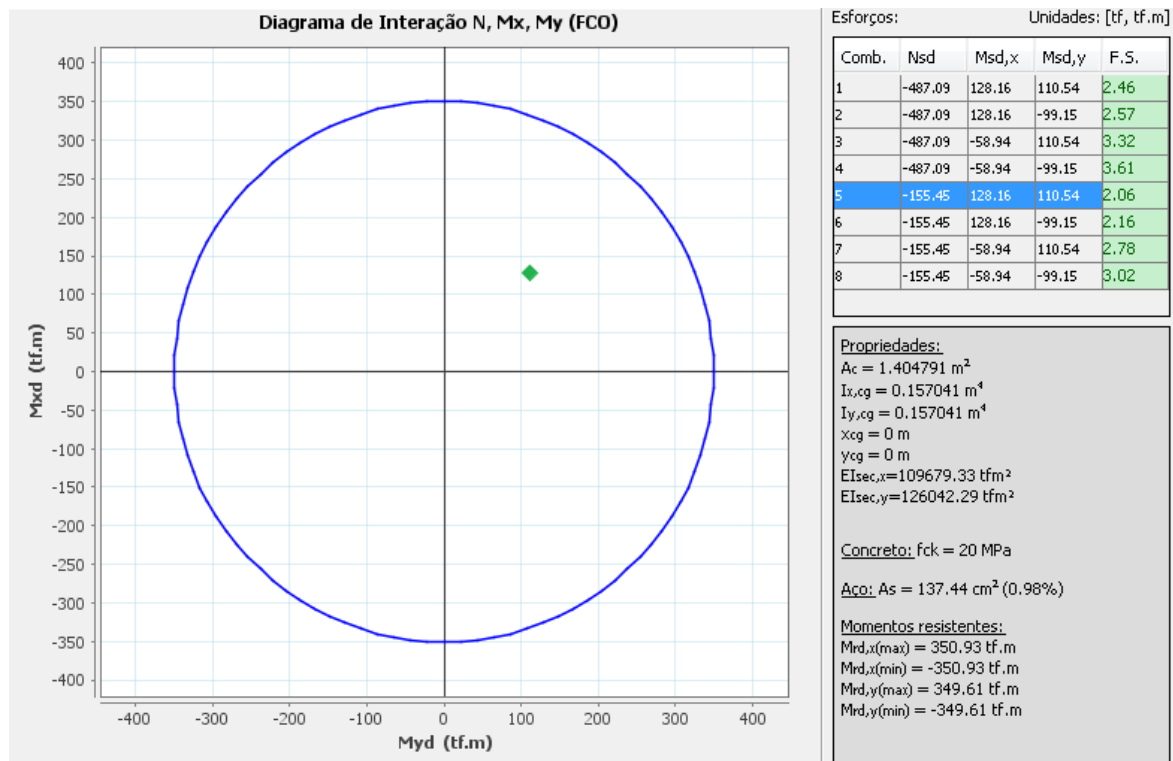
Estacas Verticais Extremidade Int - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,15	0,74	0,15
Empuxo Solo	1,35	1,00	-0,83	1,00	-0,96
Temperatura	1,20	0,60	0,17	0,60	-0,17
Retração	1,20	1,00	-0,05	1,00	-0,05
Gradiente	1,20	0,30	1,40	0,30	-1,40
Atracação	1,50	1,00	69,20	1,00	-31,50
Amarração	1,40	-	25,80	-	-54,80
Shiploader Vertical	1,50	0,80	2,10	0,80	-0,47
Shiploader Long	1,50	-	0,04	-	-0,04
Shiploader Trans	1,50	0,80	14,30	0,80	-14,30
MHC Pat Long	1,50	-	2,50	-	-8,70
MHC Pat Trans	1,50	-	3,80	-	-9,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	1,70	0,80	-7,70
Sobrecarga	1,50	-	3,30	-	-8,40
Total			125,17		-76,05



Estacas Verticais Internas - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		Ψ	Nk	Ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	171,10	1,00	181,30
Empuxo Solo	1,35	0,74	0,05	1,00	0,06
Temperatura	1,20	0,60	-0,54	0,60	0,54
Retração	1,20	1,00	-0,16	1,00	0,08
Gradiente	1,20	0,30	-2,80	0,30	2,80
Atracação	1,50	-	-2,40	-	2,80
Amarração	1,40	1,00	-6,00	0,80	4,70
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-1,60	-	14,40
Shiploader Long	1,50	0,80	-1,60	-	1,60
Shiploader Trans	1,50	0,80	-0,76	-	0,76
MHC Pat Long	1,50	-	-5,00	-	50,10
MHC Pat Trans	1,50	-	-2,00	-	44,50
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	-0,80	-	134,00
Sobrecarga	1,50	-	154,00	1,00	157,00
		155,45		487,09	

Estacas Verticais Internas - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	26,20	0,74	19,30
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,07	0,74	0,06
Temperatura	1,20	0,60	3,70	0,60	-3,70
Retração	1,20	1,00	1,20	1,00	-0,64
Gradiente	1,20	0,30	0,25	0,30	-0,25
Atracação	1,50	-	22,70	-	-25,30
Amarração	1,40	1,00	40,50	1,00	-39,70
Shiploader Vertical	1,50	0,80	4,90	0,80	-2,00
Shiploader Long	1,50	0,80	10,90	0,80	-10,90
Shiploader Trans	1,50	-	2,30	-	-2,30
MHC Pat Long	1,50	-	7,20	-	-2,70
MHC Pat Trans	1,50	-	7,00	-	-2,80
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	10,70	0,80	-3,10
Sobrecarga*	1,50	-	15,30	-	-5,30
		128,16		-58,94	

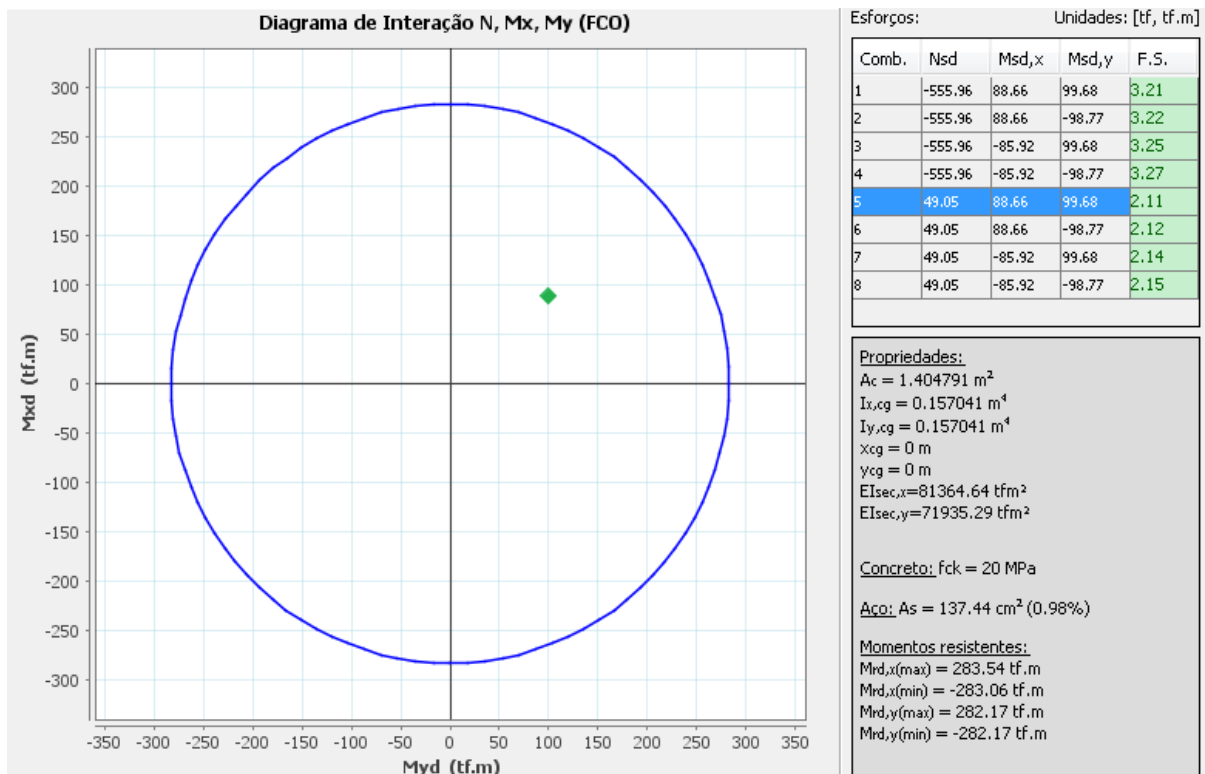
Estacas Verticais Internas - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	17,64	1,00	-17,00
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,73	1,00	-0,88
Temperatura	1,20	0,60	1,80	0,60	-2,10
Retração	1,20	1,00	0,55	1,00	-0,64
Gradiente	1,20	0,30	3,00	0,30	-4,30
Atracção	1,50	1,00	47,00	-	-11,50
Amarração	1,40	-	10,40	1,00	-37,20
Shiploader Vertical	1,50	0,80	0,20	0,80	-0,12
Shiploader Long	1,50	-	0,22	-	-0,05
Shiploader Trans	1,50	0,80	9,80	0,80	-9,80
MHC Pat Long	1,50	-	2,30	-	-6,70
MHC Pat Trans	1,50	-	1,60	-	-5,70
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	1,60	0,80	-6,00
Sobrecarga	1,50	-	3,80	-	-5,50
Total			110,54		-99,15



Estacas Inclinadas - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	139,40	1,00	157,80
Empuxo Solo	1,35	1,00	-1,70	1,00	1,90
Temperatura	1,20	0,60	-1,00	0,60	1,00
Retração	1,20	1,00	-0,32	1,00	0,28
Gradiente	1,20	0,30	-6,70	0,30	6,70
Atracação	1,50	1,00	-100,00	0,80	102,00
Amarração	1,40	-	-82,40	-	79,70
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-2,00	-	19,50
Shiploader Long	1,50	-	-2,40	-	2,40
Shiploader Trans	1,50	0,80	-21,50	-	21,50
MHC Pat Long	1,50	-	-2,60	-	27,30
MHC Pat Trans	1,50	-	-3,30	-	27,20
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	-3,70	-	101,00
Sobrecarga	1,50	-	-1,10	1,00	143,00
		-49,05		555,96	

Estacas Inclinadas - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,86	0,74	0,26
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,76	1,00	-0,76
Temperatura	1,20	0,60	0,15	0,60	-0,15
Retração	1,20	1,00	0,05	1,00	-0,05
Gradiente	1,20	0,30	0,24	0,30	-0,24
Atracação	1,50	1,00	42,20	1,00	-42,20
Amarração	1,40	-	28,20	-	-29,30
Shiploader Vertical	1,50	0,80	1,30	0,80	-1,30
Shiploader Long	1,50	-	0,00	-	0,00
Shiploader Trans	1,50	0,80	8,90	0,80	-8,90
MHC Pat Long	1,50	-	4,70	-	-4,40
MHC Pat Trans	1,50	-	4,20	-	-4,10
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	8,90	0,80	-7,80
Sobrecarga*	1,50	-	9,60	-	-8,40
		88,66		-85,92	

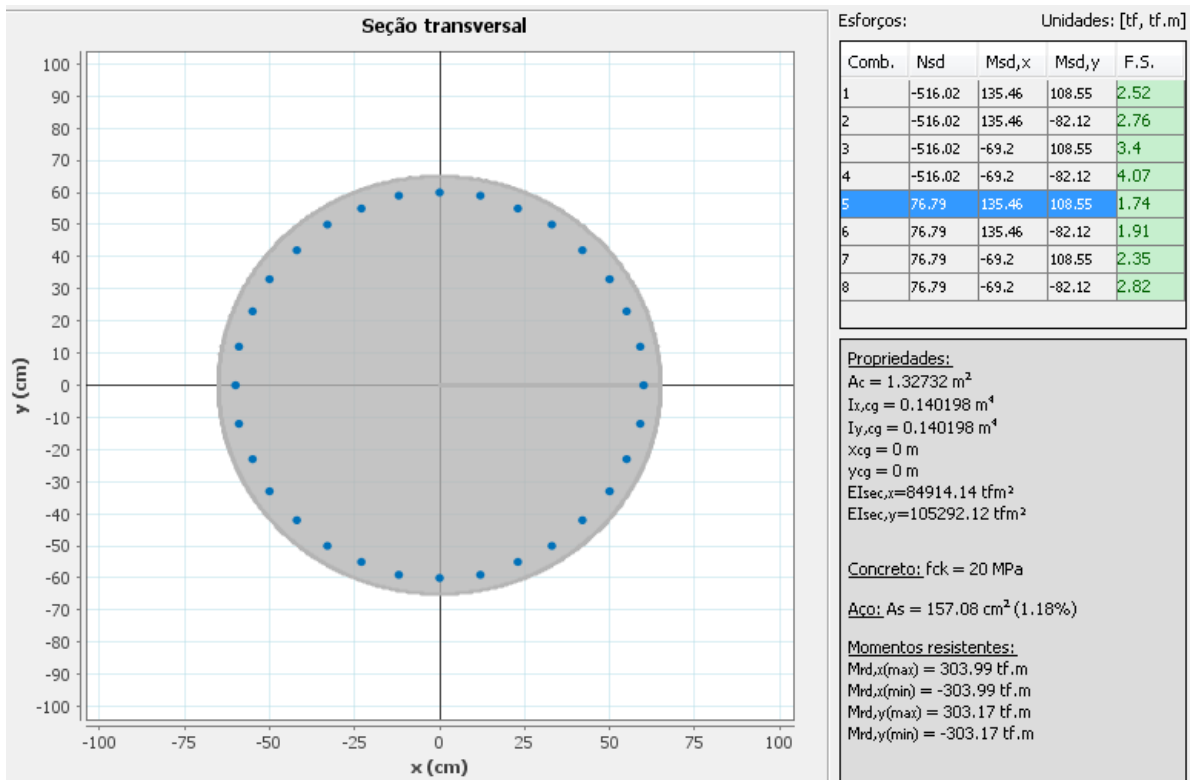
Estacas Inclinadas - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	22,60	1,00	-22,70
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,03	1,00	-0,04
Temperatura	1,20	0,60	2,90	0,60	-2,90
Retração	1,20	1,00	0,91	1,00	-0,90
Gradiente	1,20	0,30	0,29	0,30	-0,29
Atracção	1,50	-	20,20	-	-18,30
Amarração	1,40	1,00	28,40	1,00	-28,20
Shiploader Vertical	1,50	0,80	3,70	0,80	-3,60
Shiploader Long	1,50	0,80	8,50	0,80	-8,50
Shiploader Trans	1,50	-	2,40	-	-2,40
MHC Pat Long	1,50	-	5,20	-	-5,20
MHC Pat Trans	1,50	-	5,30	-	-5,30
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	9,60	0,80	-9,00
Sobrecarga	1,50	-	7,80	-	-16,60
Total			99,68		-98,77



Estacas Inclinadas Extremidade - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	139,70	1,00	141,30
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,91	1,00	1,20
Temperatura	1,20	0,60	-5,80	0,60	5,80
Retração	1,20	1,00	1,50	1,00	1,80
Gradiente	1,20	0,30	-1,80	0,30	1,80
Atracação	1,50	1,00	-119,00	1,00	105,00
Amarração	1,40	-	-89,60	-	98,70
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-1,15	0,80	28,30
Shiploader Long	1,50	0,56	-11,10	0,56	11,10
Shiploader Trans	1,50	0,56	-22,80	0,56	22,80
MHC Pat Long	1,50	-	-3,30	-	43,50
MHC Pat Trans	1,50	-	-2,80	-	43,20
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	-3,50	0,80	80,60
Sobrecarga	1,50	-	-5,00	-	113,00
		-76,79		516,02	

Estacas Inclinadas Extremidade - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	29,50	0,74	8,30
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,35	1,00	-0,36
Temperatura	1,20	0,60	2,40	0,60	-2,40
Retração	1,20	1,00	-0,67	1,00	-0,75
Gradiente	1,20	0,30	2,60	0,30	-2,60
Atracação	1,50	1,00	40,50	1,00	-38,40
Amarração	1,40	-	22,70	-	-28,50
Shiploader Vertical	1,50	0,80	2,70	0,80	-0,58
Shiploader Long	1,50	0,56	5,10	0,56	-5,10
Shiploader Trans	1,50	0,56	7,80	0,56	-7,80
MHC Pat Long	1,50	-	9,30	-	-6,70
MHC Pat Trans	1,50	-	9,10	-	-7,20
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	15,40	0,80	-3,60
Sobrecarga*	1,50	-	17,80	-	-3,80
		135,46		-69,20	

Estacas Inclinadas Extremidade - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	34,70	0,74	-9,00
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,29		-0,34
Temperatura	1,20	0,60	2,90	0,60	-2,90
Retração	1,20	1,00	0,92	1,00	-0,89
Gradiente	1,20	0,30	2,60	0,30	-2,60
Atracação	1,50	1,00	27,70	-	-15,10
Amarração	1,40	-	22,70	1,00	-28,50
Shiploader Vertical	1,50	-	2,30	0,80	-2,80
Shiploader Long	1,50	-	6,30	0,56	-6,30
Shiploader Trans	1,50	-	4,80	0,56	-4,80
MHC Pat Long	1,50	-	3,30	-	-7,10
MHC Pat Trans	1,50	-	3,50	-	-6,70
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	-	3,20	0,80	-13,70
Sobrecarga	1,50	0,80	13,60	-	-12,60
Total			108,55	-82,12	



Verificando-se a camisa metálica para o esforço máximo do tubulão abaixo da profundidade concretada (abaixo da cota -20,0 m aproximadamente), portanto o momento é nulo, tem-se:

$$D = 135 \text{ cm}, t = 9,5 \text{ mm}, \text{Aço A36 e } \sigma_{\text{escoamento}} = 2,5 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}, N_{\text{máx}} = 564,28$$

$$A = \frac{\pi * (D^2 - (D - 2 * t)^2)}{4} = 400,07 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi * (D^4 - (D - 2 * t)^4)}{64} = 898.681,41 \text{ cm}^4$$

$$l = \frac{D}{2} = 67,5 \text{ cm}$$

$$W = \frac{I}{l} = 13.313,80 \text{ cm}^3$$

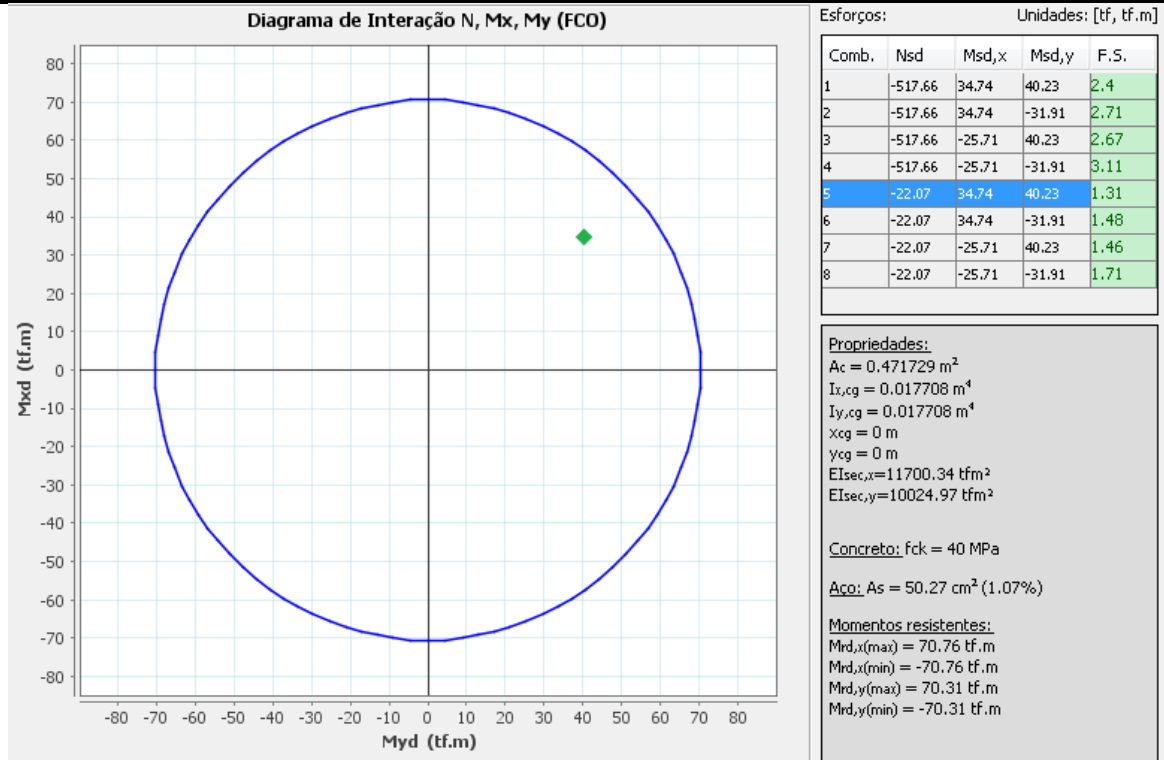
$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 1,41 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{escoamento}}}{1,15} = 2,17 \text{ tf/cm}^2$$

Estacas Reforço Ø80 cm - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	68,40	1,00	75,30
Empuxo Solo	1,35	0,74	0,07	1,00	0,12
Temperatura	1,20	0,60	-2,10	0,60	2,10
Retração	1,20	1,00	-0,68	1,00	0,14
Gradiente	1,20	0,30	-6,70	0,30	6,70
Atracação	1,50	-	-8,30	-	7,80
Amarração	1,40	1,00	-17,50	0,80	15,40
Shiploader Vertical	1,50	0,80	-3,10	-	37,80
Shiploader Long	1,50	0,80	-5,20	-	5,20
Shiploader Trans	1,50	-	-1,50	-	1,50
MHC Pat Long	1,50	-	-8,50	-	111,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-9,80	-	105,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	-6,00	-	221,00
Sobrecarga	1,50	-	-11,00	1,00	263,00
		22,07		517,66	

Estacas Reforço Ø80 cm - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	2,10	0,74	1,50
Empuxo Solo	1,35	0,74	-0,03	1,00	-0,03
Temperatura	1,20	0,60	1,80	0,60	-1,80
Retração	1,20	1,00	0,57	1,00	-0,37
Gradiente	1,20	0,30	0,23	0,30	-0,23
Atracação	1,50	-	10,90	-	-9,60
Amarração	1,40	1,00	12,60	1,00	-13,20
Shiploader Vertical	1,50	0,80	1,70	0,80	-0,42
Shiploader Long	1,50	0,80	3,80	0,80	-3,80
Shiploader Trans	1,50	-	1,50	-	-1,50
MHC Pat Long	1,50	-	2,60	-	-1,00
MHC Pat Trans	1,50	-	2,80	-	-1,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	4,70	0,80	-1,50
Sobrecarga*	1,50	-	6,70	-	-1,90
		34,75		-25,71	

Estacas Reforço Ø80 cm - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,48	1,00	0,21
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	-0,32
Temperatura	1,20	0,60	0,74	0,60	-0,74
Retração	1,20	1,00	-0,20	1,00	-0,23
Gradiente	1,20	0,30	1,70	0,30	-1,70
Atracação	1,50	1,00	20,60	-	-7,70
Amarração	1,40	-	6,40	1,00	-16,50
Shiploader Vertical	1,50	0,80	0,88	0,80	-0,03
Shiploader Long	1,50	-	0,03	-	-0,03
Shiploader Trans	1,50	0,80	4,30	0,80	-4,30
MHC Pat Long	1,50	-	1,00	-	-3,10
MHC Pat Trans	1,50	-	1,00	-	-2,80
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	1,30	0,80	-1,70
Sobrecarga	1,50	-	2,60	-	-1,70
Total		40,23		-31,91	



Verificando-se a camisa metálica para o esforço máximo da camisa metálica abaixo da profundidade concretada (abaixo da cota -20,0 m aproximadamente), portanto o momento é nulo, tem-se:

$$D = 135 \text{ cm}, t = 9,5 \text{ mm}, \text{Aço A36 e } \sigma_{\text{escoamento}} = 2,5 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}, N_{\text{máx}} = 517,66 \text{ tf}$$

$$A = \frac{\pi * (D^2 - (D - 2 * t)^2)}{4} = 309,25 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi * (D^4 - (D - 2 * t)^4)}{64} = 239.789,96 \text{ cm}^4$$

$$l = \frac{D}{2} = 40,0 \text{ cm}$$

$$W = \frac{I}{l} = 5.994,75 \text{ cm}^3$$

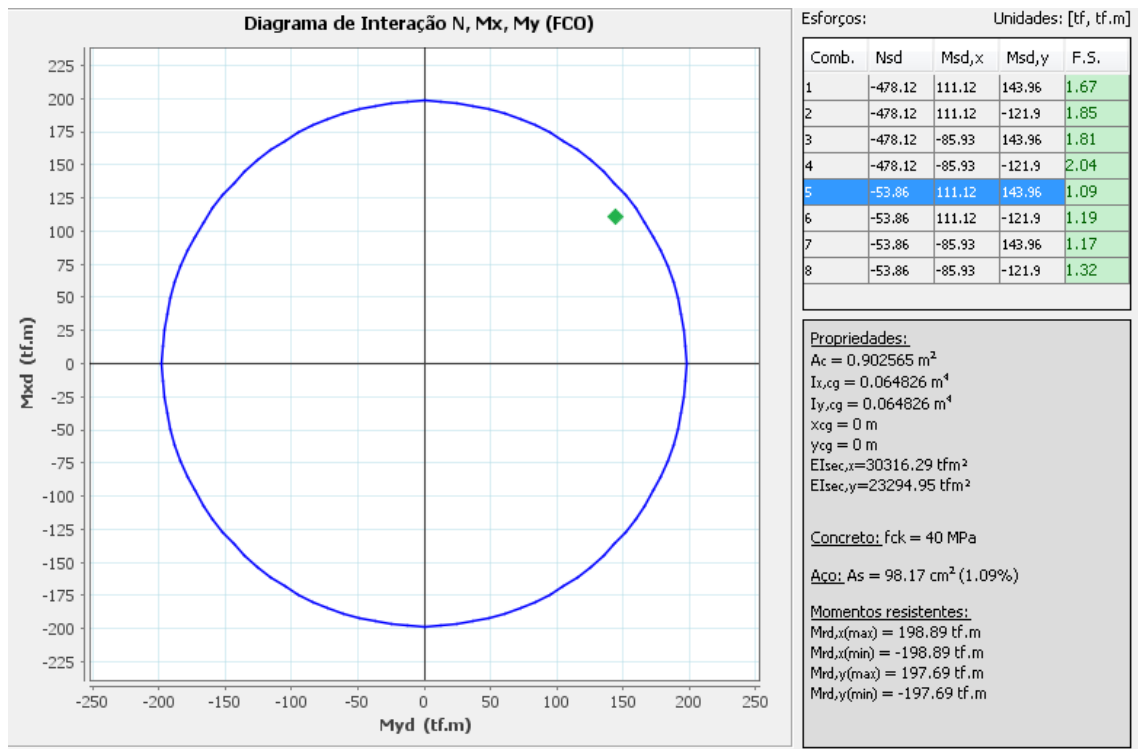
$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 1,674 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{escoamento}}}{1,15} = 3,0 \text{ tf/cm}^2$$

Estacas Reforço Ø110 cm - Normal (tf)					
Carregamento	γ	Tração		Compressão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	0,74	118,00	1,00	119,00
Empuxo Solo	1,35	1,00	-0,26	0,74	-0,18
Temperatura	1,20	0,60	-3,70	0,60	3,70
Retração	1,20	1,00	-1,20	1,00	0,32
Gradiente	1,20	0,30	-9,30	0,30	9,30
Atracação	1,50	-	-8,50	-	11,40
Amarração	1,40	1,00	-22,50	0,80	28,80
Shiploader Vertical	1,50	-	-6,40	-	70,20
Shiploader Long	1,50	-	-7,40	-	7,40
Shiploader Trans	1,50	-	-1,80	-	1,80
MHC Pat Long	1,50	-	-15,10	-	144,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-12,50	-	133,00
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	-	-5,20	-	84,70
Sobrecarga	1,50	0,80	-20,70	1,00	186,00
		53,86		478,12	

Estacas Reforço Ø110 cm - Momento X (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		ψ	M+k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	5,20	0,74	4,40
Empuxo Solo	1,35	1,00	0,09	0,74	0,09
Temperatura	1,20	0,60	6,80	0,60	-6,80
Retração	1,20	1,00	2,10	1,00	-1,60
Gradiente	1,20	0,30	2,50	0,30	-2,50
Atracação	1,50	-	27,90	-	-31,40
Amarração	1,40	1,00	45,10	1,00	-43,90
Shiploader Vertical	1,50	0,80	5,10	0,80	-2,40
Shiploader Long	1,50	0,80	11,30	0,80	-11,30
Shiploader Trans	1,50	-	3,50	-	-3,50
MHC Pat Long	1,50	-	8,20	-	-3,70
MHC Pat Trans	1,50	-	8,60	-	-3,60
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	10,70	0,80	-4,00
Sobrecarga*	1,50	-	15,40	-	-7,30
		111,12		-85,93	

Estacas Reforço Ø110 cm - Momento Y (tf.m)					
Carregamento	γ	Momento +		Momento -	
		Ψ	M+k	Ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	0,74	-0,21	1,00	-1,20
Empuxo Solo	1,35	1,00	4,60	0,74	3,40
Temperatura	1,20	0,60	2,60	0,60	-2,60
Retração	1,20	1,00	0,80	1,00	0,65
Gradiente	1,20	0,30	2,20	0,30	-2,20
Atracação	1,50	1,00	75,80	-	-33,60
Amarração	1,40	-	27,60	1,00	-57,60
Shiploader Vertical	1,50	0,80	0,40	0,80	-3,60
Shiploader Long	1,50	-	0,57	-	-0,57
Shiploader Trans	1,50	0,80	15,20	0,80	-15,20
MHC Pat Long	1,50	-	2,50	-	-9,30
MHC Pat Trans	1,50	-	2,10	-	-9,40
Sobrecarga Conc Shiploader	1,50	0,80	1,60	0,80	-15,50
Sobrecarga	1,50	-	3,80	-	-19,70
Total		143,96		-121,90	



Verificando-se a camisa metálica para o esforço máximo da camisa metálica abaixo da profundidade concretada (abaixo da cota -20,0 m aproximadamente), portanto o momento é nulo, tem-se:

$$D = 135 \text{ cm}, t = 9,5 \text{ mm}, \text{Aço A36 e } \sigma_{\text{escoamento}} = 2,5 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}, N_{\text{máx}} = 479,12 \text{ tf}$$

$$A = \frac{\pi * (D^2 - (D - 2 * t)^2)}{4} = 477,65 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi * (D^4 - (D - 2 * t)^4)}{64} = 704.286,83 \text{ cm}^4$$

$$l = \frac{D}{2} = 55,0 \text{ cm}$$

$$W = \frac{I}{l} = 12.805,22 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 1,003 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{escoamento}}}{1,15} = 3,0 \text{ tf/cm}^2$$

7.2. Verificação das Vigas

Para a verificação das vigas, não foram consideradas as armaduras existentes no negativo, já que durante uma verificação do estado original da estrutura, foi identificada uma maior rigidez no eixo devido à presença dos blocos de 4 estacas. Essa concepção mostrou que a maior parte do esforço se concentra nesse eixo e que o peso próprio existente já mobiliza grande parte dessa armadura existente.

7.2.1. Transversais

As vigas transversais são as Vigas Halteres do projeto original, as quais serão analisadas como um conjunto de vigas com as mesmas características.

Momento Positivo

O caso mais crítico de flexo-tração positivo é dado por:

Vigas Transversais Internas - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	1,00	-0,70	1,00	-0,25
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,60	1,00	-0,44
Temperatura	1,20	0,60	-54,30	0,60	-54,80
Retração	1,20	1,00	2,40	1,00	6,00
Gradiente	1,20	0,30	0,00	0,30	0,00
Atracção	1,50	-	-26,20	-	-15,40
Amarração	1,40	1,00	-30,30	1,00	-30,80
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-1,00	0,80	-0,91
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,71	-	-0,67
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-5,40	0,80	-3,40
MHC Pat Long	1,50	-	-4,20	-	-3,40
MHC Pat Trans	1,50	-	-4,70	-	-3,70
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-3,60	0,80	-3,70
Sobrecarga	1,50	-	-4,20	-	-4,30
Total		-92,39		-85,92	

Vigas Transversais Internas - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M+k	ψ	M+k
Peso Próprio	1,35	1,00	120,00	1,00	110,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	1,80	1,00	3,80
Temperatura	1,20	0,60	25,40	0,60	19,10
Retração	1,20	1,00	1,30	1,00	1,50

Vigas Transversais Internas - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M+k	ψ	M+k
Gradiente	1,20	0,30	208,00	0,30	180,00
Atracação	1,50	-	93,40	-	53,40
Amarração	1,40	0,80	173,00	0,80	137,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	223,00	-	182,00
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	57,90	-	45,30
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	7,00	-	12,10
MHC Pat Long	1,50	-	479,00	-	471,00
MHC Pat Trans	1,50	-	486,00	-	489,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	299,00	-	281,00
Sobrecarga	1,50	1,00	619,00	1,00	604,00
Total		1381,42		1293,42	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 146 \text{ cm}; h = 355 \text{ cm}; d = 330 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 1293,42 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -85,92 \text{ tf}$$

$$x = 12,31 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 19,76 + 80,28 = 100,04 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,69 \cdot 0,7 = 0,483 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 100,04 + 0,483 = 100,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 44,48 \text{ cm}^2$$

Então, tem-se:

$$A_{sex} = 60 \text{ cm}^2$$

Assim, serão necessárias a locação de novas barras de modo a complementar a armadura já existente. Assim, serão locadas 10 Ø 25 mm.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 146 \text{ cm}; h = 355 \text{ cm}; d = 330 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 1381,42 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -92,39 \text{ tf}$$

$$x = 13,14 \text{ cm}$$

$$A_{S_{comb}} = 21,25 + 85,75 = 107,0 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{S_{torção}} = 1,24 \cdot 0,7 = 0,868 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Total,apoio}} = 107 + 0,868 = 107,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ mín}} = 44,48 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{sex} = 60 \text{ cm}^2$$

Assim, serão necessárias a locação de novas barras de modo a complementar a armadura já existente. Assim, serão locadas 10 Ø 25 mm.

Momento Negativo

Vigas Transversais Internas - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	Nk	ψ	Nk
Peso Próprio	1,35	1,00	-0,70	1,00	-0,25
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,60	1,00	-0,44
Temperatura	1,20	0,60	-54,30	0,60	-54,80
Retração	1,20	1,00	2,40	1,00	6,00
Gradiente	1,20	0,30	0,00	0,30	0,00
Atracação	1,50	-	-26,20	-	-15,40
Amarração	1,40	1,00	-30,30	1,00	-30,80
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-1,00	0,80	-0,91
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,71	-	-0,67
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-5,40	0,80	-3,40
MHC Pat Long	1,50	-	-4,20	-	-3,40
MHC Pat Trans	1,50	-	-4,70	-	-3,70
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-3,60	0,80	-3,70
Sobrecarga	1,50	-	-4,20	-	-4,30
Total		-92,39		-85,92	

Vigas transversais Internas - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M-k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,00	0,74	50,00
Empuxo de Solo	1,35	0,74	1,00	0,74	2,20
Temperatura	1,20	0,60	-25,40	0,60	-19,10
Retração	1,20	1,00	-7,90	1,00	-6,00
Gradiente	1,20	0,30	-208,00	0,30	-180,00
Atracação	1,50	-	-163,00	1,00	-164,00
Amarração	1,40	0,80	-181,00	-	-157,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-16,20	-	-1,00
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	-57,90	-	-45,30
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-7,00	-	-12,10
MHC Pat Long	1,50	-	-207,00	0,80	-155,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-173,00	-	-134,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-150,00	-	-96,80
Sobrecarga	1,50	-	-150,00	-	-96,80
Total		-618,29		-465,55	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 355 \text{ cm}; d = 340 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -465,55 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -85,92 \text{ tf}$$

$$x = 12,42 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 19,76 + 24,28 = 44,04 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,69 \cdot 0,7 = 0,483 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 44,04 + 0,483 = 44,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 44,48 \text{ cm}^2$$

Adota-se 17 ϕ 25mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 355 \text{ cm}; d = 340 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -618,29 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -92,39 \text{ tf}$$

$$x = 17,60 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 21,25 + 34,4 = 55,65 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 1,24 \cdot 0,7 = 0,868 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 55,65 + 0,868 = 56,52 \text{ cm}^2$$

Adota-se 17 ϕ 25mm no moldado in loco.

Torção

Vigas transversais Internas - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	Tk	ψ	Tk
Peso Próprio	1,35	1,00	1,53	1,00	1,26
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,04	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,13	0,60	0,11
Retração	1,20	1,00	0,04	1,00	0,03
Gradiente	1,20	0,30	6,40	0,30	2,30
Atracação	1,50	0,80	3,10	-	0,52
Amarração	1,40	-	0,89	0,80	0,73
ShipLoader Vertical	1,50	-	2,00	-	1,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,28	-	0,25
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,07	-	0,04
MHC Pat Long	1,50	-	7,10	-	4,40
MHC Pat Trans	1,50	1,00	7,90	1,00	5,20
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	2,80	-	2,60
Sobrecarga	1,50	-	6,80	-	3,30
Total		20,14		11,26	

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 355 \text{ cm}; d = 330 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 15 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 29,24 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 18.700,00 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 225,40 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 20,14 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 11,26 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cortante

Vigas transversais Internas - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	Vk	ψ	Vk
Peso Próprio	1,35	1,00	19,20	1,00	9,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	3,50	1,00	0,22
Temperatura	1,20	0,60	0,81	0,60	0,75
Retração	1,20	1,00	0,25	1,00	0,23
Gradiente	1,20	0,30	18,80	0,30	5,60
Atracação	1,50	0,80	19,90	0,80	9,10
Amarração	1,40	-	10,40	-	5,50
ShipLoader Vertical	1,50	-	42,90	-	18,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	1,90	-	1,60
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	1,20	-	1,10
MHC Pat Long	1,50	-	73,90	1,00	45,60
MHC Pat Trans	1,50	-	70,70	-	45,40
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	46,10	-	16,30
Sobrecarga	1,50	1,00	107,00	-	31,00
Total		222,68		94,87	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 70 \text{ cm} , h = 350 \text{ cm} , d = 330 \text{ cm} , f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 177,75 \text{ tf}$$

Para o vão tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 1.002,38 \text{ tf} > V_{d,max} = 222,68 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

Para o vão tem-se que a armadura de cisalhamento é dada por:

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smín} = 0,14\% * b = 9,82 \text{ cm}^2/m$$

Para o apoio:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 3,48 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smín} = 0,14\% * b = 9,82 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas $\varnothing 12,5\text{mm}$ c/ 25 cm.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{222,68}{1002,38} + \frac{20,14}{225,40} = 0,312 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2. Longitudinais

As vigas longitudinais foram verificadas de acordo com as armações e protensões do projeto original. De forma a reforçar o píer para novos carregamentos foram locadas três linhas de reforços embutidos na laje, além de uma nova viga de reforço a nova linha do trilho do shiploader.

As vigas longitudinais serão divididas da seguinte forma:

- Viga Longitudinal Eixo A1
- Vigas Longitudinais Eixo A'
- Vigas Longitudinais Eixo B
- Vigas Longitudinais Eixo D
- Viga Longitudinal Shiploader
- Viga Longitudinal Laje

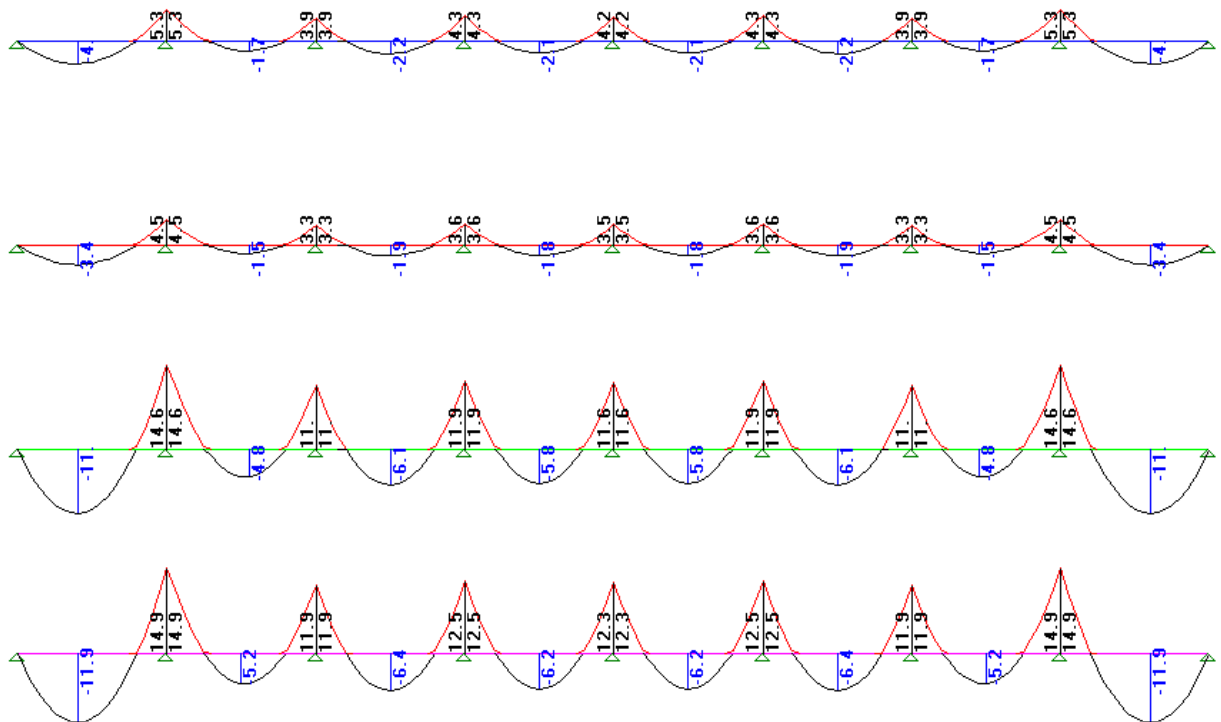
7.2.2.1. Vigas Longitudinais A1

7.2.2.1.1. Fase Construtiva

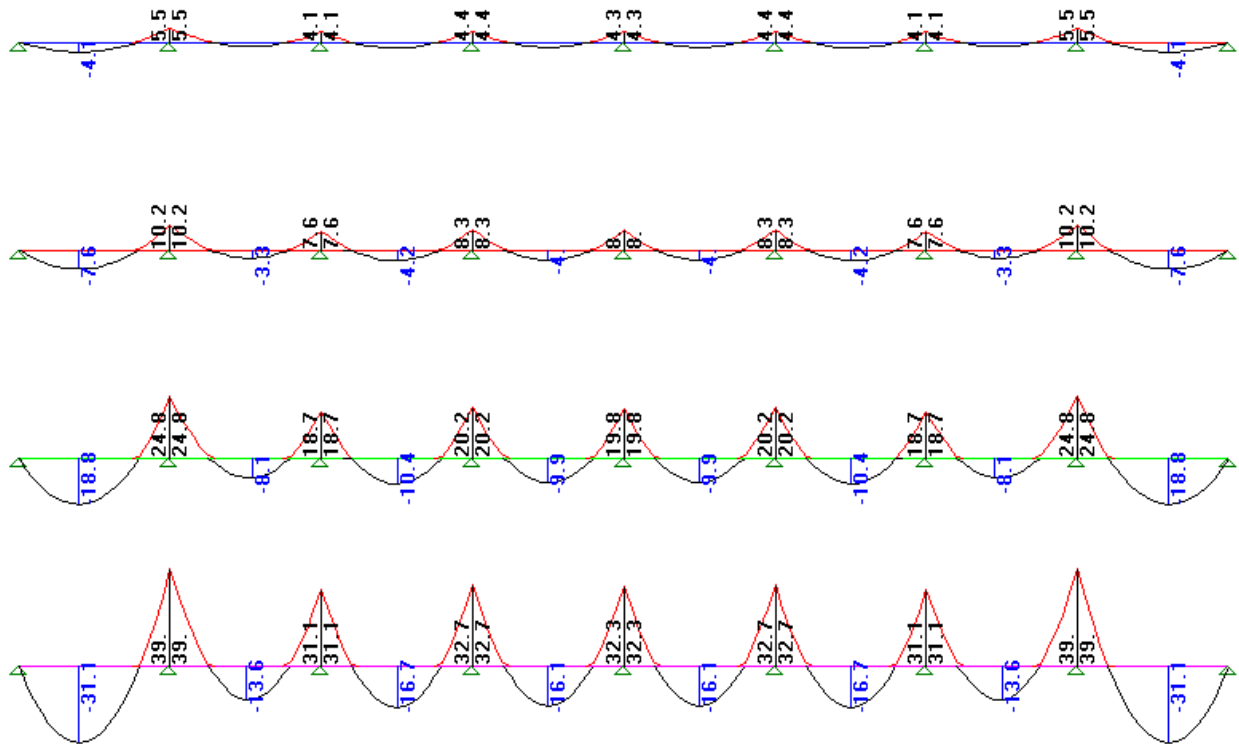
Fases construtivas para a viga nova frontal Nova (VPEN):

análise da viga frontal para fases construtivas						
viga isostática	1ªfase					
carga	1,9 tf/m			1,9 tf/m	Md+	12,1 tf.m
viga contínua	2ªfase					
carga	3,3 tf/m	Md-	7,2 tf.m	1,3 tf/m	Md+	5,2 tf/m
viga contínua	3ªfase					
carga	4,4 tf/m	Md-	13,3 tf.m	1,1 tf/m	Md+	4,4 tf/m
viga contínua	4ªfase					
carga	8,0 tf/m	Md-	32,2 tf.m	3,6 tf/m	Md+	14,3 tf/m
viga contínua	5ªfase					
carga	11,9 tf/m	Md-	50,7 tf.m	3,8 tf/m	Md+	15,6 tf/m

Vigas contínuas para fase construtiva para momento positivo:



Vigas contínuas para fase construtiva para momento negativo:



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO			Obs.: 1. Força normal de compressão > 0 2. Tabela para aço CA-50 A													
f _{ck} (MPa):	40	(Kclim=	1,09455)													
aço CA-50 A	40	(Kclim=	1,09455)													
Seção	Mk (tfxm)	Nk (tf)	Md (tfxm)	Nd (tf)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	Msd (tfxm)	ΔMd (tfxm)	K _G	K _c	a	x	X (cm)	A _s (cm ²)
VPEN +			663	-242,2	153,00	310,00	295,0	15,0	323,5	-11844,5	576,2	41,16	79,96	0,0	3,7	81,1
VPEN -			528	-227,3	153,00	310,00	295,0	15,0	210,0	-11958,0	887,5	63,39	123,16	0,0	2,4	68,7
VPEN +apoio			0	0,0	153,00	310,00	295,0	15,0	0,0	-12168,0	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
VPEN -vão			250	0,0	153,00	310,00	295,0	15,0	250,0	-11918,0	745,6	53,26	103,48	0,0	2,9	19,6
			considerando o dobro do Md													
VPEN - pré mold	2ª fase	negativos	7	0,0	153,00	50,00	43,0	7,0	7,2	-251,4	553,9	39,57	76,87	0,0	0,6	3,8
VPEN - pré mold	3ª fase	negativos	27	0,0	153,00	85,00	78,0	7,0	26,5	-824,2	491,4	35,10	68,19	0,0	1,2	7,9
VPEN - pré mold	4ª fase	negativos	64	0,0	153,00	115,00	108,0	7,0	64,5	-1566,4	387,5	27,68	53,77	0,0	2,0	13,8
VPEN - pré mold	5ª fase	negativos	101	0,0	153,00	210,00	203,0	7,0	101,4	-5660,5	870,5	62,18	120,81	0,0	1,7	11,5
VPEN - pré mold	1ª fase	positivos	12	0,0	153,00	20,00	13,0	7,0	12,1	-11,5	29,8	2,13	4,14	0,3	3,5	24,1
VPEN - pré mold	2ª fase	positivos	5	0,0	153,00	50,00	43,0	7,0	5,2	-253,3	761,6	54,40	105,70	0,0	0,4	2,8
VPEN - pré mold	3ª fase	positivos	4	0,0	153,00	85,00	78,0	7,0	4,4	-846,3	2948,4	210,60	409,17	0,0	0,2	1,3
VPEN - pré mold	4ª fase	positivos	14	0,0	153,00	115,00	108,0	7,0	14,3	-1616,6	1747,2	124,80	242,46	0,0	0,4	3,1
VPEN - pré mold	5ª fase	positivos	16	0,0	153,00	210,00	203,0	7,0	15,6	-5746,3	5658,3	404,17	785,24	0,0	0,3	1,8

A somatória de armaduras de flexão na face inferior da viga para fase construtiva resulta em 33cm², que deve ser adicionada a armadura de fase operacional.

Para a armadura de negativo de fase construtiva, foram adotados os valores de 11Ø12,5 para a segunda fase pelo critério de armadura mínima por taxa 0,179%Ac. Para a terceira, quarta e quinta fases, foram atendidos os critérios do dobro de Momento fletor solicitante da NBR6118 para armadura com grandes seções.

Para a ligação entre estrutura existente e nova, foram chumbadas barras de diâmetro de 16mm associados aos arranques de fase e com barras intermediárias de 12,5mm a cada 15cm.

7.2.2.1.2. Fase Operacional

Momento Positivo

Viga Longitudinal Eixo A1 - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,06	1,00	-0,03
Temperatura	1,20	0,60	-57,70	0,60	-52,60
Retração	1,20	1,00	-17,20	1,00	-14,00
Gradiente	1,20	0,30	-1,40	0,30	-0,79
Atracção	1,50	-	-58,60	-	-59,20
Amarração	1,40	1,00	-69,40	1,00	-64,20
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-3,90	0,80	-3,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-3,00	-	-2,80
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-7,60	0,80	-7,50
MHC Pat Long	1,50	-	-13,80	-	-14,10
MHC Pat Trans	1,50	-	-13,70	-	-13,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-17,60	0,80	-17,40
Sobrecarga	1,50	-	-19,50	-	-19,30
Total		-194,85		-179,44	

Viga Longitudinal Eixo A1 - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	-	27,50	-	22,30
Empuxo de Solo	1,35	1,00	2,20	1,00	0,57
Temperatura	1,20	0,60	10,50	0,60	5,00
Retração	1,20	1,00	3,30	1,00	1,60
Gradiente	1,20	0,30	416,00	0,30	382,00
Atracção	1,50	0,80	136,00	-	90,30
Amarração	1,40	-	136,00	0,80	100,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	131,00	-	104,00
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	20,50	-	14,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	3,70	-	2,20
MHC Pat Long	1,50	1,00	299,00	1,00	325,00
MHC Pat Trans	1,50	-	267,00	-	267,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	120,00	-	125,00
Sobrecarga	1,50	-	253,00	-	284,00
Total		775,95		743,31	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 153 \text{ cm}; h = 310 \text{ cm}; d = 295 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 170 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 743,31 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -179,44 \text{ tf}$$

$$x = 5,34 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 41,27 + 36,53 = 77,80 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,16 * 1,53 = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{construtivo}} = 33,0 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 77,80 + 3,3 + 33,0 = 114,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 84,90 \text{ cm}^2$$

Armadura de positivo adotada de 19Ø25 no pré-moldado e 9Ø25 no “in loco”.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 153 \text{ cm}; h = 310 \text{ cm}; d = 295 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 170 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 775,95 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -194,85 \text{ tf}$$

$$x = 5,44 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 44,82 + 37,23 = 82,05 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 3,1 * 1,53 = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 82,05 + 4,74 = 86,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 84,90 \text{ cm}^2$$

Armadura de positivo adotada de 19Ø25 no pré-moldado e 9Ø25 no “in loco”.

Momento Negativo

Viga Longitudinal Eixo A1 - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,06	1,00	-0,03
Temperatura	1,20	0,60	-57,70	0,60	-52,60
Retração	1,20	1,00	-17,20	1,00	-14,00
Gradiente	1,20	0,30	-1,40	0,30	-0,79
Atracação	1,50	-	-58,60	-	-59,20
Amarração	1,40	1,00	-69,40	1,00	-64,20
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-3,90	0,80	-3,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-3,00	-	-2,80
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-7,60	0,80	-7,50
MHC Pat Long	1,50	-	-13,80	-	-14,10
MHC Pat Trans	1,50	-	-13,70	-	-13,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-17,60	0,80	-17,40
Sobrecarga	1,50	-	-19,50	-	-19,30
Total		-194,85		-179,44	

Viga Longitudinal Eixo A1 - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-74,80	1,00	-33,50
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-2,60	1,00	-2,00
Temperatura	1,20	0,60	-10,50	0,60	-5,00
Retração	1,20	1,00	-0,33	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	-416,00	0,30	-382,00
Atracação	1,50	-	-80,00	-	-81,00
Amarração	1,40	0,80	-123,00	0,80	-96,90
ShipLoader Vertical	1,50	-	-89,40	-	-75,20
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-20,50	-	-14,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-3,70	-	-2,20
MHC Pat Long	1,50	-	-283,00	-	-220,00
MHC Pat Trans	1,50	1,00	-294,00	1,00	-251,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-91,10	-	-59,80
Sobrecarga	1,50	-	-209,00	-	-136,00
Total		-840,97		-674,07	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 153 \text{ cm}; h = 340 \text{ cm}; d = 325 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 170 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = -674,07 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -179,44 \text{ tf}$$

$$x = \text{cm}$$

$$A_{s_{comb}} = \text{cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,16 * 1,53 = \text{cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = \text{cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 93,12 \text{ cm}^2$$

Adota-se 20φ25mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 153 \text{ cm}; h = 340 \text{ cm}; d = 325 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 170 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = -840,97 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -194,85 \text{ tf}$$

$$x = 5,62 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 44,82 + 38,41 = 83,23 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 3,1 * 1,53 = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 83,23 + 4,74 = 87,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 93,12 \text{ cm}^2$$

Adota-se 20φ25mm no moldado in loco.

Torção

Viga Longitudinal Eixo A1 - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ				
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	4,50	1,00	5,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	1,90	0,60	0,84
Retração	1,20	1,00	0,59	1,00	0,24
Gradiente	1,20	0,30	21,40	0,30	19,10
Atracação	1,50	1,00	41,20	1,00	21,60
Amarração	1,40	-	21,10	-	9,80
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	14,00	0,80	12,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	4,90	0,80	1,50
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	1,90	-	2,00
MHC Pat Long	1,50	-	22,70	-	18,90
MHC Pat Trans	1,50	-	17,20	-	17,60
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	17,00	0,80	16,50
Sobrecarga	1,50	-	29,00	-	22,00
Total		120,74		84,15	

$$b_w = 153 \text{ cm}; h = 340 \text{ cm}; d = 3310 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 15 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 52,76 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 44.850,00 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 807,3 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 120,74 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 3,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 84,15 \text{ tf} \cdot m$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 2,16 \text{ cm}^2/m$$

Cortante

Viga Longitudinal Eixo A1 - Cortante (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	30,70	1,00	17,10
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,69	1,00	0,92
Temperatura	1,20	0,60	3,30	0,60	0,88
Retração	1,20	1,00	1,00	1,00	0,28
Gradiente	1,20	0,30	26,20	0,30	30,10
Atracção	1,50	-	22,90	-	10,70
Amarração	1,40	0,80	32,80	0,80	14,70
ShipLoader Vertical	1,50	-	21,80	-	18,20
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	2,70	-	2,10
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	1,20	-	1,20
MHC Pat Long	1,50	-	79,40	-	64,80
MHC Pat Trans	1,50	-	72,40	-	47,60
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	35,20	-	25,10
Sobrecarga	1,50	1,00	79,30	1,00	56,90
Total		211,07		137,95	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 153 \text{ cm} , h = 340 \text{ cm} , d = 310 \text{ cm} , f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 523,43 \text{ tf}$$

Para o vão tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 3222,18 \text{ tf} > V_{d,max} = 211,07 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,14\% \cdot b = 21,47 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas 2xØ12,5mm c/ 15 cm e 4xØ10mm c/ 15 cm.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{211,07}{3222,18} + \frac{120,74}{807,3} = 0,215 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2.2. Vigas Longitudinais A'

Momento Positivo

Viga Longitudinal Eixo A' - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-6,18	1,00	-3,78
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-28,10	0,60	-28,40
Retração	1,20	1,00	-8,10	1,00	-8,60
Gradiente	1,20	0,30	0,00	0,30	0,00
Atracação	1,50	1,00	-23,30	1,00	-21,70
Amarração	1,40	-	-12,70	-	-11,60
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-1,20	0,50	-1,10
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,56	-2,90	0,56	-2,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,56	-3,00	0,56	-2,90
MHC Pat Long	1,50	-	-4,30	-	-4,30
MHC Pat Trans	1,50	-	-4,40	-	-4,40
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-4,90	0,80	-5,40
Sobrecarga	1,50	-	-5,40	-	-6,00
Total		-85,52		-80,18	

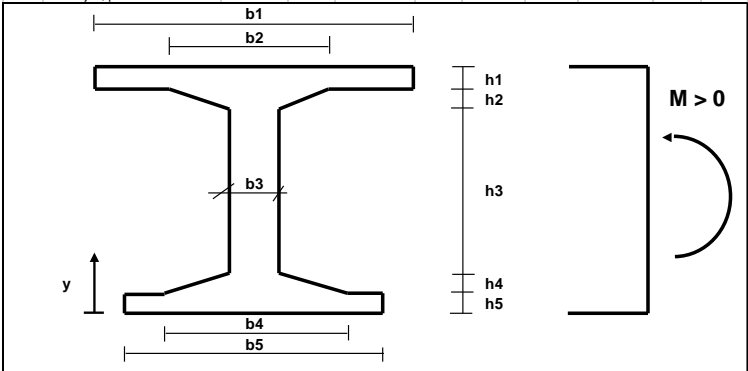
Viga Longitudinal Eixo A' - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	19,70	1,00	41,70
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,42	1,00	2,80
Temperatura	1,20	0,60	3,50	0,60	4,70
Retração	1,20	1,00	1,20	1,00	1,50
Gradiente	1,20	0,30	230,00	0,30	210,00
Atracação	1,50	-	17,90	-	25,10
Amarração	1,40	0,80	46,50	0,80	34,10
ShipLoader Vertical	1,50	-	79,90	-	109,00
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	11,47	-	8,30
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	3,20	-	3,30
MHC Pat Long	1,50	-	162,00	-	196,00
MHC Pat Trans	1,50	-	152,00	-	191,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	86,30	-	123,00
Sobrecarga	1,50	1,00	183,00	1,00	260,00
Total		440,50		569,05	

Vão:

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO	
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPAR DADOS
1,15	0,00	0,00	0,00	0,00	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	2,400	

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,760
Inércia (m ⁴) =	1,32480
y _{cg} (m) =	1,2000

ARMADURA DE PROTENSÃO	
Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	
E _p = 195.000 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 5 un	
P = Força máxima em uma cordoalha	
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção	
N = Nº de cordoalhas no cabo	
A = Área da cordoalha	

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,30	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,40	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,50	23				
4	12,00	0,50	5,6	0,60	24				
5	12,00	0,50	5,6	0,70	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} = 25 MPa		
E _c = 23.800 MPa		
γ _c = 1,40		
ε _c = 1,33 ‰		

ARMADURA FROUXA		
f _{yk} = 500 MPa	A _s	Área (cm ²) y (m)
E _s = 210.000 MPa	1	5,00 0,06
γ _s = 1,15	2	24,50 0,16
ε _s = 10,00 ‰	3	
Nº = 2 un	4	
	5	

X (m) = 0,2740

Y (m) = 0,2192

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -80,2 tf (Tração < 0)
(FLEXO-TRAÇÃO)

M_{ud} = Momento resistente de cálculo

N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf) = -80,2	DEF. CONC
M _{ud} (tf.m) = 787,1	DEF. AÇO
γ _r = 1,40	
M _k (tf.m) = 868,2	
M _k (tf.m/m) = 488,9 (Pl Lajes)	

Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender a exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 787,1 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -80,18$, logo a armadura complementar é suficiente.

Apoio:

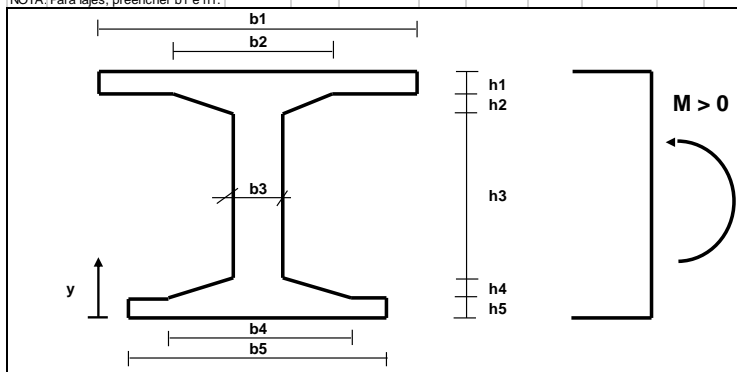
Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender a exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 614,5 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -85,52$.

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
1,15	0,00	0,00	0,00	0,00	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	2,400		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,760
Inércia (m ⁴) =	1,32480
y _{cg} (m) =	1,2000

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo =	2	(RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) =	1,0	(Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} =	1.500	MPa	HIPÓTESE ADOTADA :		
E _p =	195.000	MPa	Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.		
γ _s =	1,15				

Nº de cabos = 5 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para Ncord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para Ncord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,50	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,75	22				
3	12,00	0,50	5,6	1,00	23				
4	12,00	0,50	5,6	1,25	24				
5	12,00	0,50	5,6	1,50	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} =	25	MPa
E _c =	23.800	MPa
γ _c =	1,40	
ε _c =	1,31	‰

ARMADURA FROUXA					
f _{yk} =	500	MPa	A _s	Área(cm ²)	y (m)
E _s =	210.000	MPa	1	5,00	0,06
γ _s =	1,15		2	24,50	0,16
ε _s =	10,00	‰	3		
Nº =	2	un	4		
			5		

X (m) = 0,2702

Y (m) = 0,2162

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

RESULTADOS	
N _d (tf) =	-85,5
M _{ud} (tf.m) =	614,5

Y = 0,8.X ALVO: N = -85,5 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

 M_{ud} = Momento resistente de cálculo

γ _t =	1,40
M _k (tf.m) =	868,2
M _k (tf.m/m) =	381,7

 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

Momento Negativo

Viga Longitudinal Eixo A' - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-6,18	1,00	-3,78
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-28,10	0,60	-28,40
Retração	1,20	1,00	-8,10	1,00	-8,60
Gradiente	1,20	0,30	0,00	0,30	0,00
Atracação	1,50	1,00	-23,30	1,00	-21,70
Amarração	1,40	-	-12,70	-	-11,60
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-1,20	0,50	-1,10
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,56	-2,90	0,56	-2,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,56	-3,00	0,56	-2,90
MHC Pat Long	1,50	-	-4,30	-	-4,30
MHC Pat Trans	1,50	-	-4,40	-	-4,40
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-4,90	0,80	-5,40
Sobrecarga	1,50	-	-5,40	-	-6,00
Total		-85,52		-80,18	

Viga Longitudinal Eixo A' - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-40,55	1,00	-3,63
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-3,20	1,00	-1,70
Temperatura	1,20	0,60	-3,50	0,60	-4,70
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	-0,50
Gradiente	1,20	0,30	-230,00	0,30	-210,00
Atracação	1,50	-	-22,20	-	-12,90
Amarração	1,40	0,80	-39,80	0,80	-43,00
ShipLoader Vertical	1,50	1,00	-74,40	-	-53,60
Shiploader Horizontal Long	1,50	1,00	-11,47	-	-8,30
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-3,20	-	-3,30
MHC Pat Long	1,50	-	-130,00	-	-116,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-127,00	1,00	-127,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-60,20	-	-61,40
Sobrecarga	1,50	-	-116,00	-	-112,00
Total		-390,00		-325,44	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 105 \text{ cm}; h = 250 \text{ cm}; d = 242 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 125 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -325,44 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -80,18 \text{ tf}$$

$$x = 7,60 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 18,44 + 22,29 = 40,74 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 1,51 * 1,05 = 1,59 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 40,74 + 1,59 = 42,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,179\% * b * h = 39,38$$

Adota-se 12 ϕ 25mm no moldado in loco para a VPE e o mesmo para VPI.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 105 \text{ cm}; h = 250 \text{ cm}; d = 242 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 125 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -390,0 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -85,52 \text{ tf}$$

$$x = 9,55 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 19,67 + 28 = 47,67 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,38 * 1,05 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 47,67 + 2,5 = 50,17 \text{ cm}^2$$

Adota-se 12 ϕ 25mm no moldado in loco para a VPE e o mesmo para VPI.

Torção

Viga Longitudinal Eixo A' - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	7,50	1,00	6,80
Empuxo de Solo	1,35	1,00	3,80	1,00	1,70
Temperatura	1,20	0,60	0,21	0,60	0,18
Retração	1,20	1,00	0,07	1,00	0,06
Gradiente	1,20	0,30	9,10	0,30	2,10
Atracação	1,50	0,80	5,90	0,80	3,00
Amarração	1,40	-	3,00	-	1,80
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	4,80	0,80	3,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	0,84	0,80	0,49
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,36	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	9,90	-	6,70
MHC Pat Trans	1,50	-	9,90	-	5,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	7,40	1,00	4,30
Sobrecarga	1,50	-	12,10	-	9,00
Total		43,71		27,75	

$$b_w = 105 \text{ cm}; h = 250 \text{ cm}; d = 242 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 15 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 36,97 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 21.150,00 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 254,93 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 43,71 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 27,75 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Cortante

Viga Longitudinal Eixo A' - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	33,10	1,00	16,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,06	1,00	0,06
Temperatura	1,20	0,60	0,43	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,13	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	5,80	0,30	3,80
Atracção	1,50	0,80	6,00	0,80	2,70
Amarração	1,40	-	4,00	-	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	13,70	-	8,40
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	1,10	-	0,30
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,26	-	0,06
MHC Pat Long	1,50	-	36,40	-	23,70
MHC Pat Trans	1,50	1,00	37,60	1,00	24,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	15,50	-	6,50
Sobrecarga	1,50	-	30,90	-	14,30
Total		110,92		63,91	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 105 \text{ cm} , h = 250 \text{ cm} , d = 242 \text{ cm} , f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 112,04 \text{ tf}$$

Para o vão tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 1102,61 \text{ tf} > V_{d,max} = 66,77 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smín} = 0,14\% * b = 10,77 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas Ø12,5mm c/ 30 cm para complementar a armadura existente.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{110,92}{1102,61} + \frac{43,71}{254,93} = 0,272 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2.3. Vigas Longitudinais Eixo B
Momento Positivo

Viga Longitudinal Eixo B - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-6,20	1,00	-5,38
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,17	1,00	-0,04
Temperatura	1,20	0,60	-24,50	0,60	-28,00
Retração	1,20	1,00	-7,00	1,00	-7,80
Gradiente	1,20	0,30	-1,60	0,30	-1,60
Atracação	1,50	0,80	-7,90	0,80	-3,30
Amarração	1,40	-	-7,90	-	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-3,80	0,80	-3,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,56	-2,50	0,80	-2,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,56	-1,80	-	-0,42
MHC Pat Long	1,50	-	-9,30	-	-9,50
MHC Pat Trans	1,50	-	-10,40	-	-10,60
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-8,10	1,00	-7,40
Sobrecarga	1,50	-	-11,20	-	-9,20
Total		-65,02		-59,43	

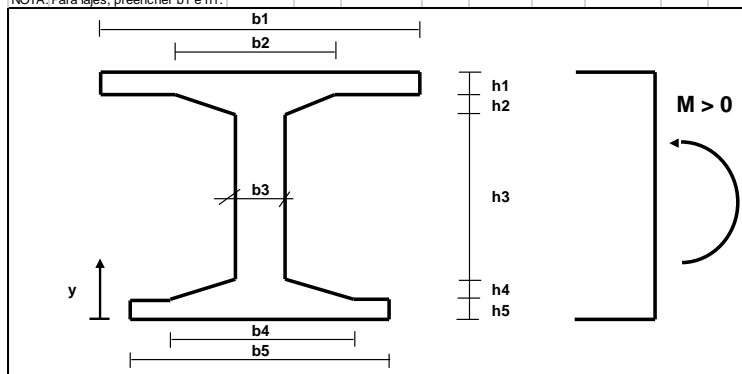
Viga Longitudinal Eixo B - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	94,20	1,00	151,90
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,24	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	5,90	0,60	4,90
Retração	1,20	1,00	1,50	1,00	1,50
Gradiente	1,20	0,30	162,00	0,30	142,00
Atracação	1,50	-	39,30	-	20,30
Amarração	1,40	0,80	59,90	0,80	30,30
ShipLoader Vertical	1,50	-	69,70	-	109,00
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	19,00	-	10,10
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	1,70	-	0,88
MHC Pat Long	1,50	-	146,00	-	217,00
MHC Pat Trans	1,50	-	154,00	-	223,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	116,00	-	224,00
Sobrecarga	1,50	1,00	179,00	1,00	352,00
Total		527,45		823,45	

Vão

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Σh	Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5		
1,55	0,00	0,45	0,00	0,00	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150	LIMPARDADOS

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,188
Inércia (m ⁴) =	1,95229
Y _{cg} (m) =	2,0062

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo =	2	(RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) =	1,0	(Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} =	1.500	MPa			
E _p =	195.000	MPa			
γ _s =	1,15		HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.		

Nº de cabos = 3 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Cabo	N	Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁			Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
		A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,35	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,45	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,55	23				
4					24				
5					25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} =	25	MPa
E _c =	23.800	MPa
γ _c =	1,40	
ε _c =	0,49	%

ARMADURA FROUXA					
f _{yk} =	500	MPa	A _s	Área (cm ²)	y (m)
E _s =	210.000	MPa	1	5,00	0,16
γ _s =	1,15		2	24,50	0,06
ε _s =	10,00	%	3		
Nº =	2	un	4		
			5		

X (m) = 0,1432

Y (m) = 0,1146

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8·X ALVO: N = -59,4 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

 M_{ud} = Momento resistente de cálculo

 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf) =	-59,4
M _{ud} (tf.m) =	852,8
γ _t =	1,40
M _k (tf.m) =	868,2
M _k (tf.m/m) =	393,0

DEF. CONC

DEF. AÇO

(P/ Lajes)

Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender à exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 852,8 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -59,43$, logo a armadura complementar é suficiente.

Apoio

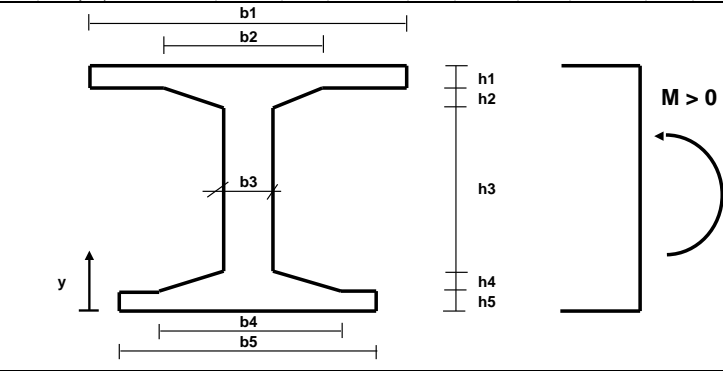
Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender à exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 773,3 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -65,02$, logo a armadura complementar é suficiente.

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPAR DADOS	
1,55	0,00	0,45	0,00	0,00	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,188
Inércia (m ⁴) =	1,95229
y _{cg} (m) =	2,0062

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p = 195.000 MPa	
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 5 un	

P = Força máxima em uma cordoalha
 y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
 N = Nº de cordoalhas no cabo
 A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,50	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,75	22				
3	12,00	0,50	5,6	1,00	23				
4	12,00	0,50	5,6	1,25	24				
5	12,00	0,50	5,6	1,50	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} = 25	MPa	
E _c = 23.800	MPa	
γ _c = 1,40		
ε _c = 0,75	‰	

ARMADURA FROUXA				
f _{yk} = 500	MPa	A _s	Área (cm ²)	y (m)
E _s = 210.000	MPa	1	5,00	0,16
γ _s = 1,15		2	24,50	0,06
ε _s = 10,00	‰	3		
Nº = 2	un	4		
		5		

X (m) = 0,2152
 Y (m) = 0,1721

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
 Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa
 X = Profundidade da linha neutra

RESULTADOS	
N _d (tf) =	-57,9
M _{ud} (tf.m) =	773,3
γ _f =	1,40
M _k (tf.m) =	868,2
M _k (tf.m/m) =	356,4 (P/ Lajes)

DEF. CONC
 DEF. AÇO
 Y = 0,8·X ALVO: N = 65,0 tf (Tração < 0)
 (FLEXO-COMPRESSÃO)
 M_{ud} = Momento resistente de cálculo
 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

Momento Negativo

Viga Longitudinal Eixo B - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-6,20	1,00	-5,38
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,17	1,00	-0,04
Temperatura	1,20	0,60	-24,50	0,60	-28,00
Retração	1,20	1,00	-7,00	1,00	-7,80
Gradiente	1,20	0,30	-1,60	0,30	-1,60
Atracação	1,50	0,80	-7,90	0,80	-3,30
Amarração	1,40	-	-7,90	-	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-3,80	0,80	-3,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,56	-2,50	0,80	-2,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,56	-1,80	-	-0,42
MHC Pat Long	1,50	-	-9,30	-	-9,50
MHC Pat Trans	1,50	-	-10,40	-	-10,60
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-8,10	1,00	-7,40
Sobrecarga	1,50	-	-11,20	-	-9,20
Total		-65,02		-59,43	

Viga Longitudinal Eixo B - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-133,70	1,00	-16,90
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	-0,17
Temperatura	1,20	0,60	-5,90	0,60	-4,90
Retração	1,20	1,00	-0,64	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	-162,00	0,30	-142,00
Atracação	1,50	-	-37,40	-	-16,90
Amarração	1,40	0,80	-59,10	0,80	-29,80
ShipLoader Vertical	1,50	-	-84,10	-	-54,10
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-19,00	-	-10,10
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-1,70	-	-0,88
MHC Pat Long	1,50	-	-115,00	-	-81,50
MHC Pat Trans	1,50	-	-110,00	-	-96,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-183,00	-	-108,00
Sobrecarga	1,50	1,00	-281,00	1,00	-175,00
Total		-731,52		-373,57	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 300 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -373,57 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -59,43 \text{ tf}$$

$$x = 20,05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 13,67 + 25,2 = 38,87 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,39 * 0,45 = 1,08 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 38,87 + 1,08 = 39,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 21,26 \text{ cm}^2$$

Adota-se 14 ϕ 25mm no moldado in loco para cada VPI.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 300 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -731,52 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -65,02 \text{ tf}$$

$$x = 43,58 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 14,95 + 54,77 = 69,72 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,52 * 0,45 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 69,72 + 1,14 = 70,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 21,26 \text{ cm}^2$$

Adota-se 14 ϕ 25mm no moldado in loco e a colaboração de 2 barras da laje para cada VPI.

Torção

Viga Longitudinal Eixo B - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	8,34	1,00	10,08
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,00	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,04	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	2,40	0,30	1,20
Atracção	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	1,10	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	1,40	-	1,20
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,34	-	0,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	1,00	4,20	1,00	3,10
MHC Pat Trans	1,50	-	3,60	-	3,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	2,50	-	1,30
Sobrecarga	1,50	-	2,90	-	1,60
Total		19,70		18,69	

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 260 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 15 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 19,69 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 9.000,00 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 108,48 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 19,70 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{yd}} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 18,69 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cortante

Viga Longitudinal Eixo B - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	63,30	1,00	34,50
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	1,20	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,38	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	5,20	0,30	3,50
Atracação	1,50	-	7,90	0,80	2,60
Amarração	1,40	0,80	11,60	-	2,10
ShipLoader Vertical	1,50	-	16,30	-	9,20
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	3,60		0,63
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,36		0,06
MHC Pat Long	1,50	-	41,80	-	26,20
MHC Pat Trans	1,50	-	41,90	-	23,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	33,30		15,30
Sobrecarga	1,50	1,00	54,40	1,00	27,60
Total			183,24		92,36

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga:

$$b_w = 45 \text{ cm} , h = 300 \text{ cm} , d = 280 \text{ cm} , f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 96,96 \text{ tf}$$

Para o vão tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 507,70 \text{ tf} > V_{d,max} = 65,40 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,23 \text{ cm}^2/m$$

Para o apoio tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 546,75 \text{ tf} > V_{d,max} = 507,70 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 9,16 \text{ cm}^2/m$$

Conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,14\% \cdot b = 6,32 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas Ø12,5mm c/ 30 cm.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{183,24}{507,7} + \frac{19,70}{108,48} = 0,543 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2.4. Vigas Longitudinais Eixo D
Momento Positivo

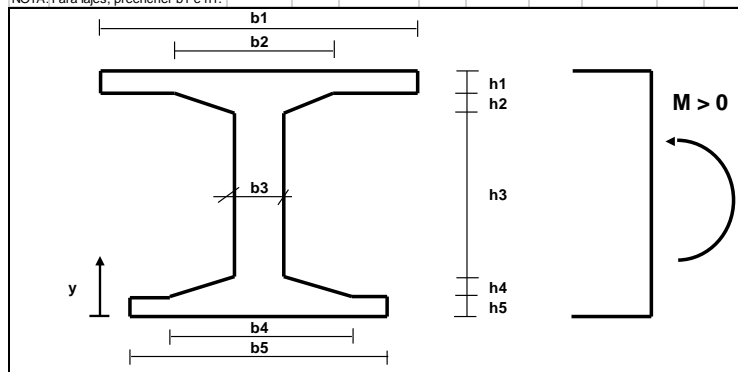
Viga Longitudinal Eixo D - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-13,68	1,00	-10,65
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,25	1,00	-0,25
Temperatura	1,20	0,60	-16,40	0,60	-16,90
Retração	1,20	1,00	-5,80	1,00	-5,80
Gradiente	1,20	0,30	-8,70	0,30	-8,40
Atracação	1,50	-	-14,10	-	-14,00
Amarração	1,40	0,80	-16,50	0,80	-16,50
ShipLoader Vertical	1,50	-	-20,70	-	-20,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-4,60	-	-4,50
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-3,50	-	-3,50
MHC Pat Long	1,50	1,00	-68,90	1,00	-67,70
MHC Pat Trans	1,50	-	-40,20	-	-38,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-47,70	-	-47,30
Sobrecarga	1,50	-	-55,90	-	-55,50
Total		-162,54		-156,90	

Viga Longitudinal Eixo D - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		ψ	M+k	ψ	M+k
Peso Próprio	1,35	1,00	25,80	1,00	54,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	3,80	0,60	3,00
Retração	1,20	1,00	1,20	1,00	0,88
Gradiente	1,20	0,30	157,00	0,30	144,00
Atracação	1,50	-	23,20	-	19,40
Amarração	1,40	0,80	29,30	0,80	23,30
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	43,00	0,80	48,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	9,20	0,80	7,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	2,10	-	0,65
MHC Pat Long	1,50	-	153,00	-	156,00
MHC Pat Trans	1,50	-	161,00	-	167,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	152,00	1,00	155,00
Sobrecarga	1,50	-	172,00	-	179,00
Total		418,98		453,99	

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Σh	Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5		
1,55	0,00	0,45	0,00	0,00	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150	LIMPARDADOS

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,188
Inércia (m ⁴) =	1,95229
y _{cg} (m) =	2,0062

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo =	2	(RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) =	1,0	(Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} =	1.500	MPa	HIPÓTESE ADOPTADA :		
E _p =	195.000	MPa	Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.		
γ _s =	1,15				

N° de cabos = 5 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = N° de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,30	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,45	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,60	23				
4	12,00	0,50	5,6	0,75	24				
5	12,00	0,50	5,6	0,90	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} =	25	MPa
E _c =	23.800	MPa
γ _c =	1,40	
ε _c =	0,56	‰

ARMADURA FROUXA				
f _{yk} =	500	MPa	A _s	Área (cm ²) y (m)
E _s =	210.000	MPa	1	5,00 0,16
γ _s =	1,15		2	24,50 0,06
ε _s =	10,00	‰	3	
N° =	2	un	4	
			5	

X (m) = 0,1626

Y (m) = 0,1300

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N° = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -156,9 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

 M_{ud} = Momento resistente de cálculo

 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf)	-156,9
M _{ud} (tf.m)	1.048,0
γ _r	1,40
M _k (tf.m)	868,2
M _k (tf.m/m)	483,0 (P/ Lajes)

Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender à exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 1.048,0 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -156,90$, logo a armadura complementar é suficiente.

Apoio

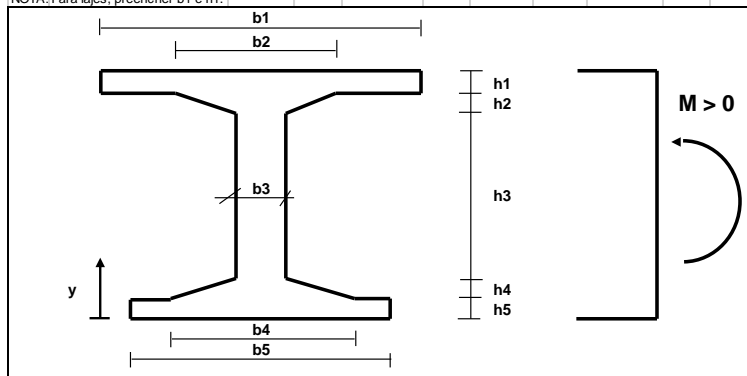
Foram consideradas 5 Ø25 mm de forma a atender à exigência de armadura mínima da norma ABNT NBR 6.118.

Assim, o momento de cálculo resistente da seção é de $M_{ud} = 893,8 \text{ tf.m}$, quando se tem $N_d = -162,54$, logo a armadura complementar é suficiente.

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO	
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPAR DADOS
1,55	0,00	0,45	0,00	0,00	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150	

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,188
Inércia (m ⁴) =	1,95229
y _{cg} (m) =	2,0062

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo	2	(RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) =	1,0	(Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk}	1.500	MPa			
E _p	195.000	MPa	HIPÓTESE ADOTADA :		
γ _s	1,15		Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.		

Nº de cabos = 5 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁						Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)		Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)	
1	12,00	0,50	5,6	0,50		21					
2	12,00	0,50	5,6	0,75		22					
3	12,00	0,50	5,6	1,00		23					
4	12,00	0,50	5,6	1,25		24					
5	12,00	0,50	5,6	1,50		25					
6						26					
7						27					
8						28					
9						29					
10						30					
11						31					
12						32					
13						33					
14						34					
15						35					
16						36					
17						37					
18						38					
19						39					
20						40					

CONCRETO		
f _{ck}	25	MPa
E _c	23.800	MPa
γ _c	1,40	
ε _c	0,54	%

ARMADURA FROUXA					
f _{yk}	500	MPa	A _s	Área (cm ²)	y (m)
E _s	210.000	MPa	1	5,00	0,16
γ _s	1,15		2	24,50	0,06
ε _s	10,00	%	3		
Nº	2	un	4		
			5		

X (m) = 0,1569

Y (m) = 0,1255

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -162,5 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

 M_{ud} = Momento resistente de cálculo

 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf)	-167,5
M _{ud} (tf.m)	893,8
γ _r	1,40
M _k (tf.m)	868,2
M _k (tf.m/m)	411,9 (Pl Lajes)

Momento Negativo

Viga Longitudinal Eixo D - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	VPE		VPE	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-13,68	1,00	-10,65
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,25	1,00	-0,25
Temperatura	1,20	0,60	-16,40	0,60	-16,90
Retração	1,20	1,00	-5,80	1,00	-5,80
Gradiente	1,20	0,30	-8,70	0,30	-8,40
Atracação	1,50	-	-14,10	-	-14,00
Amarração	1,40	0,80	-16,50	0,80	-16,50
ShipLoader Vertical	1,50	-	-20,70	-	-20,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-4,60	-	-4,50
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-3,50	-	-3,50
MHC Pat Long	1,50	1,00	-68,90	1,00	-67,70
MHC Pat Trans	1,50	-	-40,20	-	-38,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-47,70	-	-47,30
Sobrecarga	1,50	-	-55,90	-	-55,50
Total		-162,54		-156,90	

Viga Longitudinal Eixo D - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-52,40	1,00	-13,78
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-3,80	0,60	-3,00
Retração	1,20	1,00	-0,21	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	-157,00	0,30	-144,00
Atracação	1,50	-	-16,30	-	-12,10
Amarração	1,40	0,80	-27,70	0,80	-22,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-40,40	0,80	-37,20
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	-9,20	0,80	-7,40
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-2,10	-	-0,65
MHC Pat Long	1,50	-	-109,00	-	-92,60
MHC Pat Trans	1,50	-	-124,00	-	-110,00
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-116,00	1,00	-89,90
Sobrecarga	1,50	-	-141,00	-	-116,00
Total		-394,79		-285,61	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 300 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -285,61 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -156,90 \text{ tf}$$

$$x = 8,89 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 36,09 + 11,18 = 47,26 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 2,27 * 0,45 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 47,26 + 1,02 = 48,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 21,26 \text{ cm}^2$$

Adota-se 14φ25mm no moldado in loco para a VPE e VPI.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 300 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 209,77 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -394,79 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -162,54 \text{ tf}$$

$$x = 15,45 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 37,38 + 19,42 = 56,81 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 3,33 * 0,45 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 56,81 + 1,5 = 58,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 26,21 \text{ cm}^2$$

Adota-se 14φ25mm no moldado in loco para a VPE e VPI.

Torção

Viga Longitudinal Eixo D - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	5,54	1,00	5,75
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,40	0,60	0,21

Viga Longitudinal Eixo D - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	VPI		VPE	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Retração	1,20	1,00	0,13	1,00	0,06
Gradiente	1,20	0,30	9,40	0,30	1,30
Atracação	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	2,40	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	2,20	0,80	1,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	0,76	0,80	0,33
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	6,50	-	4,60
MHC Pat Trans	1,50	-	6,20	-	4,70
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	5,90	1,00	4,40
Sobrecarga	1,50	-	6,40	-	4,80
Total		26,40		17,73	

$$b_w = 45 \text{ cm}; h = 315 \text{ cm}; d = 280 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 15 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 19,69 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 9.000,00 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 108,48 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 26,04 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 17,73 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cortante

Viga Longitudinal Eixo D - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	VPI		VPI	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	30,90	1,00	12,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,40	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,11	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	4,40	0,30	4,70
Atracção	1,50	-	2,30	0,80	2,20
Amarração	1,40	0,80	3,00	-	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	4,80	-	3,10
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,99	-	0,24
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,42	-	0,20
MHC Pat Long	1,50	-	29,80	1,00	19,80
MHC Pat Trans	1,50	1,00	30,50	-	18,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	18,20	-	7,00
Sobrecarga	1,50	-	19,40	-	7,70
Total		92,83		50,23	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga:

$$b_w = 45 \text{ cm} , h = 315 \text{ cm} , d = 300 \text{ cm} , f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 90,03 \text{ tf}$$

Para o vão tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 507,7 \text{ tf} > V_{d,max} = 92,83 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como $V_d < V_c$, segundo a ABNT 6.118 deve-se locar ao menos a armadura mínima.

Para o apoio tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 507,7 \text{ tf} > V_{d,max} = 50,23 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,28 \text{ cm}^2/m$$

Conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessária armadura mínima.

$$A_{s\text{mín}} = 0,14\% \cdot b = 6,32 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas Ø12,5mm c/ 30 cm de forma a complementar a armadura existente.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{Sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{Sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$
$$\frac{92,83}{507,70} + \frac{26,40}{108,48} = 0,426 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2.5. Viga Longitudinal ShipLoader – Eixo C
Momento Positivo

Viga Longitudinal Shiploader Eixo C - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-1,10	1,00	-1,10
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-2,07	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-16,20	0,60	-13,70
Retração	1,20	1,00	-5,20	1,00	-4,00
Gradiente	1,20	0,30	-0,97	0,30	-0,92
Atracação	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	0,00	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-2,40	0,80	-2,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	-2,10	0,80	-2,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,68	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	-6,80	-	-7,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-7,50	-	-7,80
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-5,10	1,00	-4,90
Sobrecarga	1,50	-	-6,00	-	-5,90
Total		-35,58		-29,23	

Viga Longitudinal Shiploader Eixo C - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	0,74	0,00	1,00	4,80
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,00	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	48,70	0,30	27,80
Atracação	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	0,00	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	11,70	-	13,10
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	1,30	-	0,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	32,70	-	39,00
MHC Pat Trans	1,50	1,00	39,50	1,00	46,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	15,20	-	23,20
Sobrecarga	1,50	-	20,60	-	31,90
Total		76,78		85,64	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 85,64 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -29,23 \text{ tf}$$

$$x = 5,80 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 6,72 + 11,33 = 18,06 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,43 * 0,7 = 0,30 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 18,06 + 0,30 = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 18,48 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 ϕ 20mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 76,78 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -35,58 \text{ tf}$$

$$x = 4,66 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 8,18 + 9,11 = 17,29 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,56 * 0,7 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 17,29 + 0,39 = 17,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 18,48 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 ϕ 20mm no moldado in loco.

Momento Negativo

Viga Longitudinal Shiploader Eixo C - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-1,10	1,00	-1,10
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-2,07	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-16,20	0,60	-13,70
Retração	1,20	1,00	-5,20	1,00	-4,00
Gradiente	1,20	0,30	-0,97	0,30	-0,92
Atracação	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	0,00	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-2,40	0,80	-2,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	-2,10	0,80	-2,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,68	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	-6,80	-	-7,00
MHC Pat Trans	1,50	-	-7,50	-	-7,80
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-5,10	1,00	-4,90
Sobrecarga	1,50	-	-6,00	-	-5,90
Total		-35,58		-29,23	

Viga Longitudinal Shiploader Eixo C - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-9,50	1,00	0,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,00	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	-48,70	0,30	-27,80
Atracação	1,50	-	0,00	-	0,00
Amarração	1,40	0,80	0,00	0,80	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-11,70	-	10,80
Shiploader Horizontal Long	1,50	0,80	-1,30	-	0,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	-29,90	-	35,40
MHC Pat Trans	1,50	-	-27,90	-	43,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-27,80	-	-11,30
Sobrecarga	1,50	-	-33,10	1,00	-16,10
Total		-87,66		-34,16	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -34,16 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -29,23 \text{ tf}$$

$$x = 1,32 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 6,72 + 2,57 = 9,3 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,43 * 0,7 = 0,30 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 9,3 + 0,3 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 18,17 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 ϕ 20mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -87,66 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -35,58 \text{ tf}$$

$$x = 5,62 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 8,18 + 10,98 = 19,16 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,56 * 0,7 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 19,16 + 0,39 = 19,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 18,17 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 ϕ 20mm no moldado in loco.

Torção

Viga Longitudinal Shiploader - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M-k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,48	1,00	0,37
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,03	0,60	0,01
Retração	1,20	1,00	0,01	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	0,22	0,30	0,07
Atracação	1,50	-	0,10	-	0,04
Amarração	1,40	0,80	0,24	0,80	0,09
ShipLoader Vertical	1,50	-	0,26	-	0,25
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,07	-	0,02
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,02	-	0,01
MHC Pat Long	1,50	-	1,50	1,00	1,40
MHC Pat Trans	1,50	1,00	1,70	-	1,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	0,64	-	0,49
Sobrecarga	1,50	-	0,68	-	0,50
Total		3,58		2,73	

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 20 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 14,5 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 23,74 \text{ cm}$$

Adota-se: $h_e = 15,0 \text{ cm}$

$$A_e = 7.287,5 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 87,84 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 3,58 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 2,73 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 0,43 \text{ cm}^2/m$$

Cortante

Viga Longitudinal Shiploader Eixo C- Cortante (tf)					
Carregamento	γ				
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	3,20	1,00	0,00
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,00	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	5,30	0,30	1,60
Atracação	1,50	0,80	2,70	0,80	2,70
Amarração	1,40	-	0,00	-	0,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	7,40	-	3,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,00	-	0,00
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	20,40	-	10,50
MHC Pat Trans	1,50	1,00	21,40	1,00	12,40
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	7,70	-	3,50
Sobrecarga	1,50	-	9,10	-	4,20
Total		41,57		22,42	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 147,5 \text{ cm}; d = 138 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 73,75 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{cta} \cdot b \cdot d = 74,33 \text{ tf}$$

Sabendo que:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 419,18 \text{ tf} > V_{d,max} = 41,57 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como no apoio e no vão tem-se $V_d < V_c$, então de acordo com a norma ABNT NBR 6.118, será necessária apenas a armadura mínima:

$$A_{smín} = 0,14\% * b = 9,82 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas $\varnothing 12,5\text{mm c/ 25 cm}$ e $\varnothing 10\text{mm c/ 25 cm}$.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{41,57}{419,18} + \frac{3,58}{87,84} = 0,14 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.2.2.6. Vigas Longitudinais Laje
Momento Positivo

Viga Longitudinal Laje - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	0,74	-2,30	1,00	-2,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-5,60	0,60	-4,10
Retração	1,20	1,00	-1,80	1,00	-1,20
Gradiente	1,20	0,30	-0,47	0,30	-0,46
Atracção	1,50	-	-1,50	-	-1,30
Amarração	1,40	0,80	-1,80	0,80	-2,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	-1,60	0,80	-1,70
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,48	-	-0,44
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,26	0,80	-0,18
MHC Pat Long	1,50	1,00	-3,50	-	-3,60
MHC Pat Trans	1,50	-	-3,00	-	-3,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-1,50	1,00	-2,20
Sobrecarga	1,50	-	-2,20	-	-1,60
Total		-15,93		-15,32	

Viga Longitudinal Laje - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	0,74	-0,14	1,00	0,30
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,02	0,60	0,01
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,01
Gradiente	1,20	0,30	4,60	0,30	3,20
Atracção	1,50	-	0,11	-	0,08
Amarração	1,40	0,80	0,25	0,80	0,15
ShipLoader Vertical	1,50	-	0,34	-	0,43
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,07	-	0,05
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,02	-	0,01
MHC Pat Long	1,50	-	2,30	-	2,00
MHC Pat Trans	1,50	1,00	2,90	1,00	3,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	0,09	-	0,09
Sobrecarga	1,50	-	1,10	-	1,30
Total		6,16		6,39	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 50 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 27,50 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 6,39 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -15,32 \text{ tf}$$

$$x = 0,61 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 3,52 + 1,36 = 4,88 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,25 * 0,5 = 0,13 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 4,88 + 0,13 = 5,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 4,92$$

Adota-se 3φ16mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 50 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 27,50 \text{ cm}$$

$$M_d^+ = 6,16 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -15,93 \text{ tf}$$

$$x = 0,53 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 3,66 + 1,19 = 4,85 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,24 * 0,5 = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 4,85 + 0,2 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Adota-se 3φ16mm no moldado in loco.

Momento Negativo

Viga Longitudinal Laje - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	0,74	-2,30	1,00	-2,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-5,60	0,60	-4,10
Retração	1,20	1,00	-1,80	1,00	-1,20
Gradiente	1,20	0,30	-0,47	0,30	-0,46
Atracação	1,50	-	-1,50	-	-1,30
Amarração	1,40	0,80	-1,80	0,80	-2,00
ShipLoader Vertical	1,50	-	-1,60	0,80	-1,70
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,48	-	-0,44
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,26	0,80	-0,18
MHC Pat Long	1,50	1,00	-3,50	-	-3,60
MHC Pat Trans	1,50	-	-3,00	-	-3,10
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-1,50	1,00	-2,20
Sobrecarga	1,50	-	-2,20	-	-1,60
Total		-15,93		-15,32	

Viga Longitudinal Laje - Momento Negativo X (tf.m)					
Carregamento	γ				
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-1,90	1,00	-0,18
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-0,02	0,60	-0,01
Retração	1,20	1,00	-0,04	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	-4,60	0,30	-3,20
Atracação	1,50	0,80	-0,27	-	-0,09
Amarração	1,40	-	-0,23	0,80	-0,21
ShipLoader Vertical	1,50	-	-0,45	-	-0,24
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,07	-	-0,05
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,02	-	-0,01
MHC Pat Long	1,50	1,00	-2,90	-	-0,65
MHC Pat Trans	1,50	-	-2,70	1,00	-0,68
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-1,60	-	-0,48
Sobrecarga	1,50	-	-2,50	-	-0,63
Total		-8,96		-2,66	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 48 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 27,50 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -2,66 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -15,32 \text{ tf}$$

$$x = 0,57 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 3,52 + 1,28 = 4,80 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,25 * 0,5 = 0,13 \text{ cm}^2$$

Portanto para o vão:

$$A_{s_{Total,vao}} = 4,8 + 0,13 = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 4,92$$

Adota-se 3φ16mm no moldado in loco.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 48 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 27,50 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -8,96 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -15,93 \text{ tf}$$

$$x = 1,23 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 3,66 + 2,76 = 6,42 \text{ cm}^2$$

Sabendo que:

$$A_{s_{torção}} = 0,24 * 0,5 = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Total,apoio}} = 6,42 + 0,12 = 6,54 \text{ cm}^2$$

Adota-se 4φ16mm no moldado in loco.

Torção

Viga Longitudinal Laje - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M-k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,05	1,00	0,07
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00

Viga Longitudinal Laje - Torção (tf.m)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M-k	ψ	M-k
Temperatura	1,20	0,60	0,00	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	0,04	0,30	0,01
Atracação	1,50	0,80	0,02	0,80	0,02
Amarração	1,40	-	0,02	-	0,01
ShipLoader Vertical	1,50	-	0,05	-	0,06
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,01	-	0,01
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,00	-	0,00
MHC Pat Long	1,50	-	0,13	-	0,14
MHC Pat Trans	1,50	1,00	0,14	1,00	0,14
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	0,06	-	0,05
Sobrecarga	1,50	-	0,08	-	0,07
Total		0,32		0,33	

$$b_w = 70 \text{ cm}; h = 145 \text{ cm}; d = 135 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\phi_{est} = \phi_{12,5 \text{ mm}}, \phi_l = 25 \text{ mm}, f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot \left(\phi_{est} + \frac{\phi_l}{2} + c \right) = 14,10 \text{ cm} \leq h_e \leq \frac{A}{u} = 13,10 \text{ cm}$$

Como $\frac{A}{u} \leq b_w - 2 * c_1$, será adotado: $h_e = 13,10 \text{ cm}$

$$A_e = 1.546,11 \text{ cm}^2$$

A resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada por:

$$T_{rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e = 24,30 \text{ tf.m} > T_{d,max} \rightarrow Ok!$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o apoio:

$$T_d = 0,32 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura para a torção máxima na flexão máxima é para o vão:

$$T_d = 0,33 \text{ tf.m}$$

$$A_s = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd}} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Cortante

Viga Longitudinal Laje - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	Apoio		Vão	
		ψ	M-k	ψ	M-k
Peso Próprio	1,35	1,00	0,63	1,00	0,09
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,01	0,60	0,00
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	0,63	0,30	0,09
Atracação	1,50	-	0,09	0,80	0,02
Amarração	1,40	0,80	0,12	-	0,02
ShipLoader Vertical	1,50	-	0,23	-	0,09
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,03	-	0,01
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,01	-	0,02
MHC Pat Long	1,50	-	2,10	-	0,95
MHC Pat Trans	1,50	1,00	2,90	1,00	1,20
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	0,79	-	0,27
Sobrecarga	1,50	-	1,00	-	0,31
Total		5,57		1,98	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 50 \text{ cm} , h = 55 \text{ cm} , d = 48 \text{ cm} , f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 25,26 \text{ tf}$$

Sabendo que:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 155,52 \text{ tf} > V_{d,max} = 5,57 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como no apoio e no vão tem-se $V_d < V_c$, então de acordo com a norma ABNT NBR 6.118, será necessária apenas a armadura mínima:

$$A_{smín} = 0,14\% * b = 7,02 \text{ cm}^2 / m$$

Assim, serão locadas Ø12,5mm c/ 30 cm.

A verificação da resistência à compressão diagonal do concreto para torção e cisalhamento máximos é:

$$\frac{V_{sd,max}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd,max}}{T_{rd2}} \leq 1,0$$

$$\frac{5,57}{155,52} + \frac{0,33}{24,3} = 0,05 \leq 1,0 \rightarrow Ok!$$

7.3. Verificação da Laje

7.3.1.1. Alma da Laje

Momento Positivo

Vigas Transversais Laje - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	2º Vão		2º Vão	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-0,93	0,74	-0,92
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,14	1,00	-0,17
Temperatura	1,20	0,60	-22,60	0,60	-23,00
Retração	1,20	1,00	4,30	1,00	6,40
Gradiente	1,20	0,30	-0,15	0,30	-0,14
Atracção	1,50	-	-1,40	-	-2,40
Amarração	1,40	1,00	-7,10	1,00	-6,90
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-0,27	0,80	-0,30
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,12	-	-0,21
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-0,77	0,80	-0,73
MHC Pat Long	1,50	-	-1,20	-	-1,20
MHC Pat Trans	1,50	-	-0,81	-	-1,20
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-1,70	0,80	-1,70
Sobrecarga	1,50	-	-1,80	-	-1,80
Total		-25,84		-23,02	

Vigas Transversais Laje - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	4º Vão		4º Vão	
		Ψ	Apoio	Ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	8,40	1,00	12,50
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,38	1,00	0,36
Temperatura	1,20	0,60	0,29	0,60	0,70
Retração	1,20	1,00	0,02	1,00	0,02
Gradiente	1,20	0,30	15,60	0,30	20,20
Atracção	1,50	-	1,80	-	2,60
Amarração	1,40	0,80	3,20	0,80	5,30
ShipLoader Vertical	1,50	-	12,90	-	21,90
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,85	-	1,70
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,37	-	0,33
MHC Pat Long	1,50	1,00	41,10	1,00	59,00
MHC Pat Trans	1,50	-	36,20	-	56,20
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	17,00	-	26,50
Sobrecarga	1,50	-	31,40	-	42,30

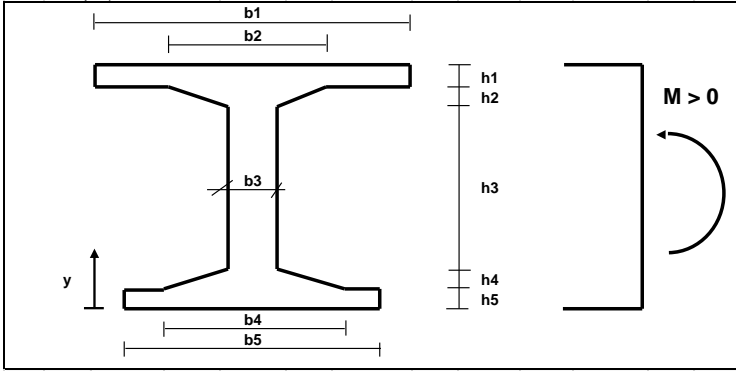
Vigas Transversais Laje - Momento Positivo X (tf.m)					
Carregamento	γ	4º Vão		4º Vão	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Total		82,94		119,60	

Vão:

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Σh	Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5		
1,10	0,00	0,50	0,50	0,50	0,70	0,00	0,75	0,00	0,00	1,450	LIMPAR DADOS

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	1,145
Inércia (m ⁴) =	0,18157
y _{cg} (m) =	0,8626

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p = 195.000 MPa	
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 2 un	
P = Força máxima em uma cordoalha	
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção	
N = Nº de cordoalhas no cabo	
A = Área da cordoalha	

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,20
2	12,00	0,50	5,6	0,20
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				

CONCRETO		
f _{ck} = 25 MPa		
E _c = 23.800 MPa		
γ _c = 1,40		
ε _c = 1,13 ‰		

ARMADURA FROUXA		
f _{yk} = 500 MPa	A _s	Área(cm ²) y (m)
E _s = 210.000 MPa	1	5,00 0,08
γ _s = 1,15	2	12,56 0,18
ε _s = 10,00 ‰	3	
Nº = 2 un	4	
	5	

X (m) = 0,1401	y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
Y (m) = 0,1121	Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa
	X = Profundidade da linha neutra
	Y = 0,8.X ALVO: N = -23,0 tf (Tração < 0)
	(FLEXO-TRAÇÃO)
	M _{ud} = Momento resistente de cálculo
	N _d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

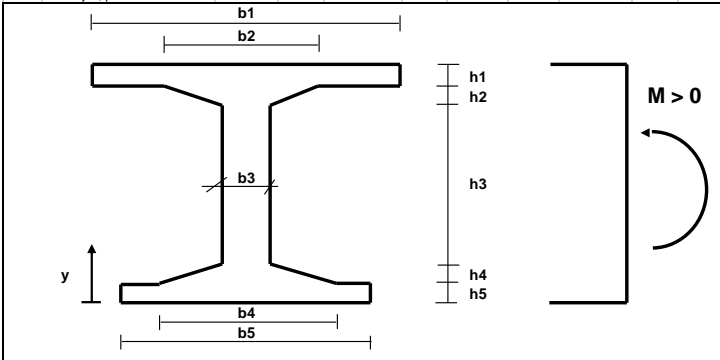
RESULTADOS	
N _d (tf) =	-23,0
M _{ud} (tf.m) =	242,5
γ _t =	1,40
M _k (tf.m) =	868,2
M _k (tf.m/m) =	157,5 (P/ Lajes)

DEF. CONC
DEF. AÇO

Apoio:

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										Entre IDENTIFICADOR SEÇÃO		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPAR DADOS	
1,10	0,00	0,50	0,50	0,50	0,70	0,00	0,75	0,00	0,00	1,450		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	1,145
Inércia (m ⁴) =	0,18157
y _{cg} (m) =	0,8626

ARMADURA DE PROTENSÃO	
Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p = 195.000 MPa	
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 2 un	
P = Força máxima em uma cordoalha	
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção	
N = Nº de cordoalhas no cabo	
A = Área da cordoalha	

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,20
2	12,00	0,50	5,6	0,20
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				

CONCRETO	
f _{ck} = 25 MPa	
E _c = 23.800 MPa	
γ _c = 1,40	
ε _c = 1,12 ‰	

ARMADURA FROUXA				
f _{yk} = 500 MPa	A _s	Área (cm ²)	y (m)	
E _s = 210.000 MPa	1	5,00	0,08	
γ _s = 1,15	2	12,56	0,18	
ε _s = 10,00 ‰	3			
Nº = 2 un	4			
	5			

X (m) = 0,1380

Y (m) = 0,1104

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -25,8 tf (Tração < 0)
(FLEXÃO-TRAÇÃO)

M_{ud} = Momento resistente de cálculo

N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf) = -25,8	DEF. CONG
M _{ud} (tf.m) = 241,2	DEF. AÇO
γ _t = 1,40	
M _k (tf.m) = 868,2	
M _k (tf.m/m) = 156,6 (F Lajes)	

Momento Negativo

Vigas Transversais Laje - Normal Tração X (tf)					
Carregamento	γ	2º Vão		2º Vão	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-0,93	0,74	-0,92
Empuxo de Solo	1,35	1,00	-0,14	1,00	-0,17
Temperatura	1,20	0,60	-22,60	0,60	-23,00
Retração	1,20	1,00	4,30	1,00	6,40
Gradiente	1,20	0,30	-0,15	0,30	-0,14
Atracação	1,50	-	-1,40	-	-2,40
Amarração	1,40	1,00	-7,10	1,00	-6,90
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-0,27	0,80	-0,30
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,12	-	-0,21
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-0,77	0,80	-0,73
MHC Pat Long	1,50	-	-1,20	-	-1,20
MHC Pat Trans	1,50	-	-0,81	-	-1,20
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	0,80	-1,70	0,80	-1,70
Sobrecarga	1,50	-	-1,80	-	-1,80
Total		-25,84		-23,02	

Vigas transversais Laje - Momento Negativo (tf.m)					
Carregamento	γ	2º Vão		2º Vão	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	-8,20	1,00	1,00
Temperatura	1,20	0,60	-0,65	0,60	-0,49
Retração	1,20	1,00	0,00	1,00	0,02
Gradiente	1,20	0,30	-19,60	0,30	-23,40
Atracação	1,50	0,80	-4,90	-	-3,20
Amarração	1,40	-	-3,70	0,80	-3,90
ShipLoader Vertical	1,50	0,80	-4,30	0,80	-1,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,45	-	-0,22
Shiploader Horizontal Transv	1,50	0,80	-1,30	0,80	-1,30
MHC Pat Long	1,50	-	-11,30	-	-5,80
MHC Pat Trans	1,50	-	-12,00	-	-5,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	1,00	-8,00	1,00	-5,80
Sobrecarga	1,50	-	-7,70	-	-6,90
Total		-43,19		-23,83	

Vão:

Então, tem-se para os vãos:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 145 \text{ cm}; d = 135 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}; y_{cg} = 86,17 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -23,83 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -23,02 \text{ tf}$$

$$x = 1,54 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 5,29 + 2,15 = 7,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 12,98 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{A_s}{1,10} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adota-se $\phi 16\text{mm}$ c/ 12,5cm na camada superior do moldado in loco na seção do vão.

Apoio:

Verificando a armadura para o apoio:

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 145 \text{ cm}; d = 135 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; y_{cg} = 86,17 \text{ cm}$$

$$M_d^- = -43,19 \text{ tf.m} \quad e \quad N_d^t = -25,84 \text{ tf}$$

$$x = 3,77 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 5,94 + 5,27 = 11,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,179\% * b * h = 12,98 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{A_s}{1,10} = 11,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adota-se $\phi 16\text{mm}$ c/ 12,5cm na camada superior do moldado in loco na seção do apoio.

Cortante

Vigas transversais Laje - Cortante (tf)					
Carregamento	γ	2º Vão		2º Vão	
		ψ	Apoio	ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	12,30	1,00	8,27
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,03	1,00	0,01
Temperatura	1,20	0,60	0,03	0,60	0,01
Retração	1,20	1,00	0,01	1,00	0,00
Gradiente	1,20	0,30	2,70	0,30	0,40
Atracação	1,50	0,80	0,45	0,80	0,25
Amarração	1,40	-	0,27	-	0,12
ShipLoader Vertical	1,50	-	4,60	-	2,50
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,05	-	0,02
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,04	-	0,03
MHC Pat Long	1,50	1,00	13,80	-	9,00
MHC Pat Trans	1,50	-	12,60	1,00	9,70
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	4,40	-	2,70
Sobrecarga	1,50	-	7,00	-	2,10
Total		38,89		26,18	

Tem-se, considerando a dimensão da base da viga igual ao diâmetro da estaca:

$$b_w = 50 \text{ cm} , h = 145 \text{ cm} , d = 135 \text{ cm} , f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 51,94 \text{ tf}$$

Sabendo que:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 292,90 \text{ tf} > V_{d,max} = 38,89 \text{ tf} \rightarrow Ok!$$

A armadura de cisalhamento é dada por:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como no apoio e no vão tem-se $V_d < V_c$, então de acordo com a norma ABNT NBR 6.118, será necessária apenas a armadura mínima:

$$A_{smin} = 0,14\% \cdot b = 5,13 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas Ø12,5mm c/ 30 cm.

7.3.1.2. Laje
Momento na Direção X (Longitudinal)

Laje - Normal Tração X (tf)			
Carregamento	γ	Direção X	
		ψ	Apoio
Peso Próprio	1,35	1,00	-2,22
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-
Retração	1,20	1,00	-2,46
Gradiente	1,20	0,30	-0,05
Atracação	1,50	0,80	-1,15
Amarração	1,40	-	-1,10
ShipLoader Vertical	1,50	-	-1,11
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,69
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,18
MHC Pat Long	1,50	-	-5,37
MHC Pat Trans	1,50	1,00	-5,72
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-1,99
Sobrecarga	1,50	-	-2,42
Total		-26,37	

Laje - Momento Positivo X (tf.m)			
Carregamento	γ	Direção X	
		ψ	Vão
Peso Próprio	1,35	1,00	1,20
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	0,05
Retração	1,20	1,00	0,01
Gradiente	1,20	0,30	8,22
Atracação	1,50	-	0,27
Amarração	1,40	0,80	0,66
ShipLoader Vertical	1,50	-	1,64
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	0,11
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	0,05
MHC Pat Long	1,50	-	5,55
MHC Pat Trans	1,50	1,00	6,85
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	2,40
Sobrecarga	1,50	-	3,45
Total		15,64	

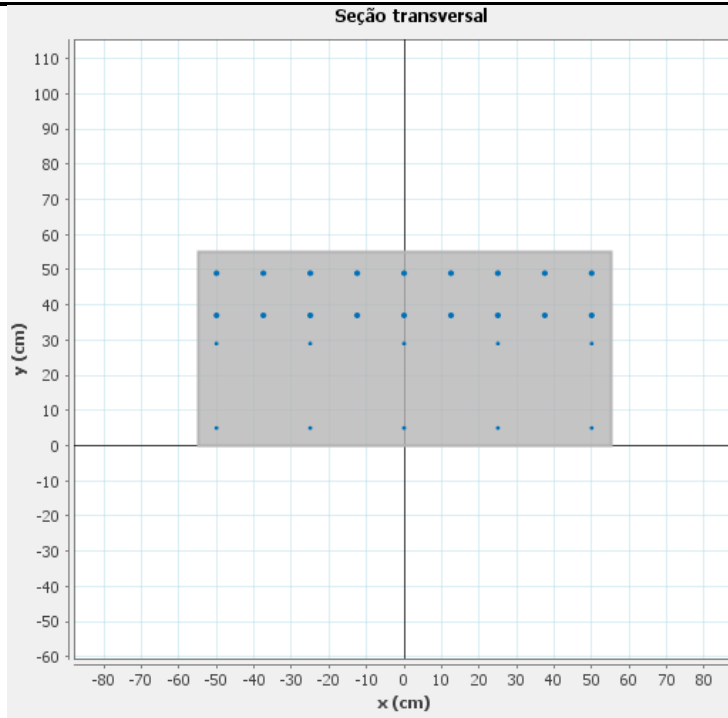
Laje - Momento Negativo X (tf.m)			
Carregamento	γ	Direção X	
		ψ	Apoio
Peso Próprio	1,35	1,00	-6,12
Empuxo de Solo	1,35	1,00	0,00
Temperatura	1,20	0,60	-0,05
Retração	1,20	1,00	-0,03
Gradiente	1,20	0,30	-8,22
Atracação	1,50	0,80	-1,08
Amarração	1,40	-	-0,61
ShipLoader Vertical	1,50	-	-2,73
Shiploader Horizontal Long	1,50	-	-0,11
Shiploader Horizontal Transv	1,50	-	-0,05
MHC Pat Long	1,50	1,00	-14,40
MHC Pat Trans	1,50	-	-13,90
Sobrecarga Conc ShipLoader	1,50	-	-3,36
Sobrecarga	1,50	-	-5,78
Total		-34,19	

Considerando:

$$b_w = 110 \text{ cm} , h = 55 \text{ cm} , d = 48 \text{ cm} , f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$A_{ex inferior} = \emptyset 10 \text{ c/ } 20 \text{ cm e } A_{ex superior} = \emptyset 10 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$$

Assim, serão locadas $\emptyset 16\text{mm}$ c/ 12,5 cm na camada inferior do reforço e $\emptyset 16\text{mm}$ c/ 12,5 cm na região superior da laje.



Esforços: Unidades: [kN, kN.m]

Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	263.7	156.4	0	1.14
2	263.7	-341.9	0	1.77
3	0	0	0	Ok!
4	0	0	0	Ok!

Propriedades:

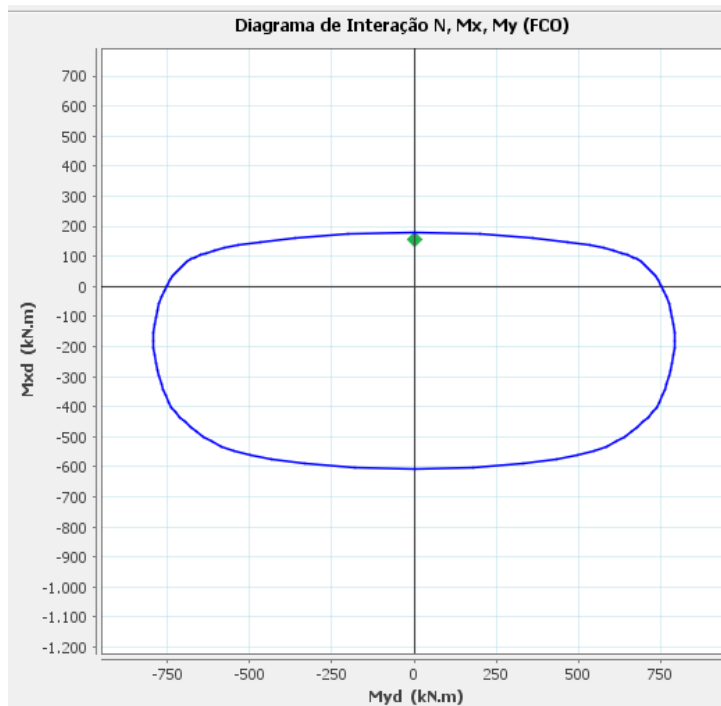
$A_c = 6050 \text{ cm}^2$
 $I_{x,cg} = 1525104.17 \text{ cm}^4$
 $I_{y,cg} = 6100416.67 \text{ cm}^4$
 $x_{cg} = 0 \text{ cm}$
 $y_{cg} = 27.5 \text{ cm}$
 $EI_{sec,x} = 10459.4 \text{ kNm}^2$

Concreto: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Aço: $A_s = 44.05 \text{ cm}^2$ (0.73%)

Momentos resistentes:

$M_{rd,x(max)} = 178.9 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,x(min)} = -606.4 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(max)} = 793.4 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(min)} = -793.4 \text{ kN.m}$



Esforços: Unidades: [kN, kN.m]

Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	263.7	156.4	0	1.14
2	263.7	-341.9	0	1.77
3	0	0	0	Ok!
4	0	0	0	Ok!

Propriedades:

$A_c = 6050 \text{ cm}^2$
 $I_{x,cg} = 1525104.17 \text{ cm}^4$
 $I_{y,cg} = 6100416.67 \text{ cm}^4$
 $x_{cg} = 0 \text{ cm}$
 $y_{cg} = 27.5 \text{ cm}$
 $EI_{sec,x} = 10459.4 \text{ kNm}^2$

Concreto: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Aço: $A_s = 44.05 \text{ cm}^2$ (0.73%)

Momentos resistentes:

$M_{rd,x(max)} = 178.9 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,x(min)} = -606.4 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(max)} = 793.4 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(min)} = -793.4 \text{ kN.m}$

7.4. Verificação da defesa

Calculando-se a introdução da carga de atracação na estrutura, tem-se:

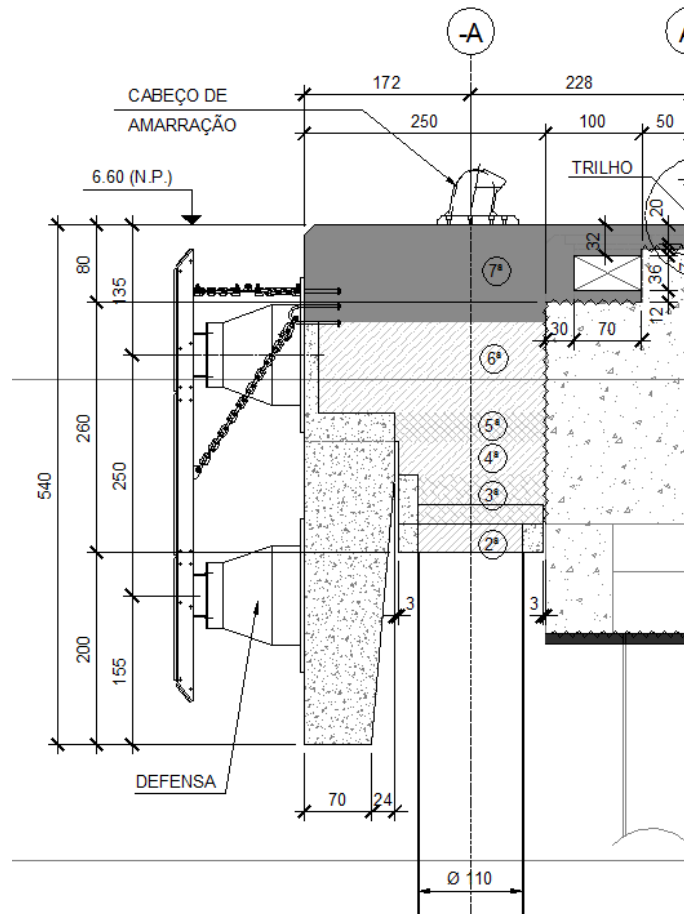


Figura 18 - Seção típica na defesa

Sabendo que a defesa considerada foi a SCN 1000 F 1.4 da Trellegorg, então:

$$E_k = 41,5 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$F_{Rk} = 69,6 \text{ tf}$$

A introdução de carga poderá ser realizada nas duas defensas, contudo dado o centro de gravidade da estrutura, a situação mais desfavorável seria a força aplicada apenas na defesa inferior que possui maior braço em relação ao eixo da estrutura. Então serão feitos os cálculos para a situação mais desfavorável. Serão considerados as a cargas de peso próprio e uma sobrecarga sobre o balanço de 2,0 tf/m².

Assim, tem-se na situação mais desfavorável:

- Para o peso próprio

$$g = 2,5 * 2 * \left(1,7 * 3,2 + (0,69 + 0,5) * \frac{1,75}{2} \right) = 32,41 \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$M_g = g * \frac{l^2}{2} = \frac{32,41 * 1,7^2}{2} = 46,83 \text{ tf.m}$$

- Para a sobrecarga

$$q = 2,0 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} * 2 = 4 \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$M_q = q * \frac{l^2}{2} = 5,78 \text{ tf.m}$$

- Para atracação

$$F_{at} = 70 \text{ tf e } a = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{katrac} = 70 * 2,05 = 143,5 \text{ tf.m}$$

Portanto, o esforço total será:

$$M_d = 1,35 * M_{pp} + 1,5 * 0,8 * M_{\frac{S}{c}} + 1,5 * M_{katrac} = 285,41 \text{ tf.m}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 200 \text{ cm}, h = 360 \text{ cm}, d = 345 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 3,42 \text{ cm}$$

$$A_s = 19,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}16 \text{ cm c/ } 20 \text{ cm}$$

Sabendo que armadura mínima é?

$$A_{s\text{mín}} = 0,179\% * b * h = 24 \text{ cm}^2$$

De acordo com a ABNT NBR 6.118, pode adota o armadura menor que a mínima desde que essa respeite o dimensionamento para $2 * M_d$, assim:

$$M'_d = 2 * M_d = 570,82 \text{ tf.m}$$

Então:

$$b = 200 \text{ cm}, h = 360 \text{ cm}, d = 345 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

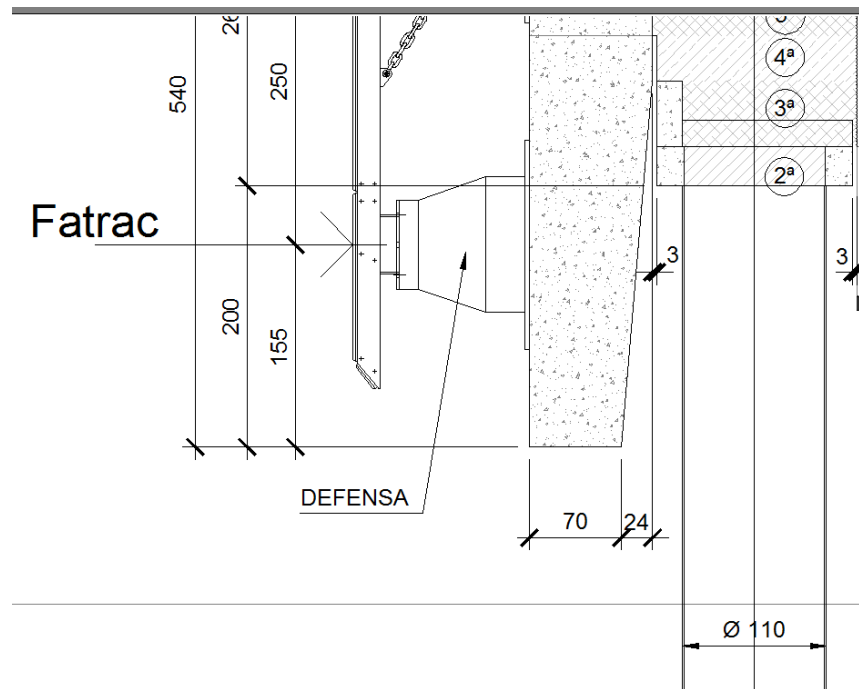
$$x = 6,87 \text{ cm}$$

$$A_s = 38,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19,18 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}20 \text{ cm c/ } 15 \text{ cm}$$

De modo a compatibilizar a armadura com a seção interna da laje do píer, será adotado $\varnothing 20\text{mm}$ c/ 12,5 cm.

Considerando a entrada de carga no chumbador na defesa inferior e verificando o dimensionamento para a seção variável. A favor da segurança, considerou-se a entrada de carga total no chumbador mais desfavorável tem-se:



$$M_{katrac} = 70 * 0,91 = 63,7 \text{ tf.m}$$

$$M_d = 95,55 \text{ tf}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 200 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 72 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 5,64 \text{ cm}$$

$$A_s = 31,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,179\% * b * h = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \varnothing 16 \text{ cm c/ } 12,5 \text{ cm}$$

7.5. Dimensionamento Placa de Cabeça

Será analisada a PL.1 pois é o caso crítico para as placas internas ao cais.

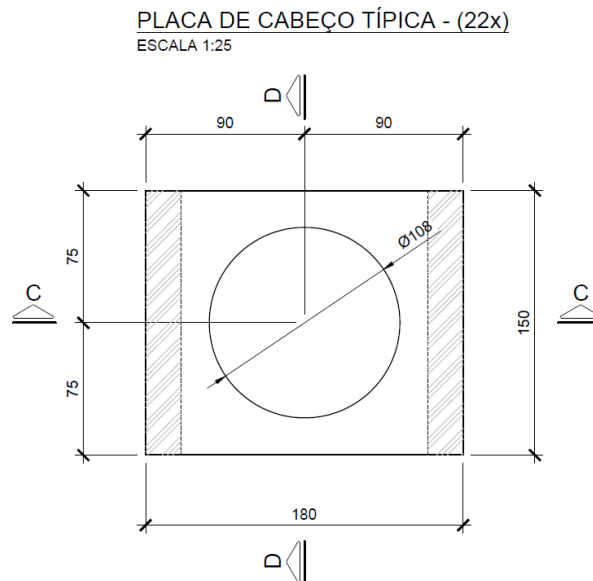


Figura 19: Planta PL.1

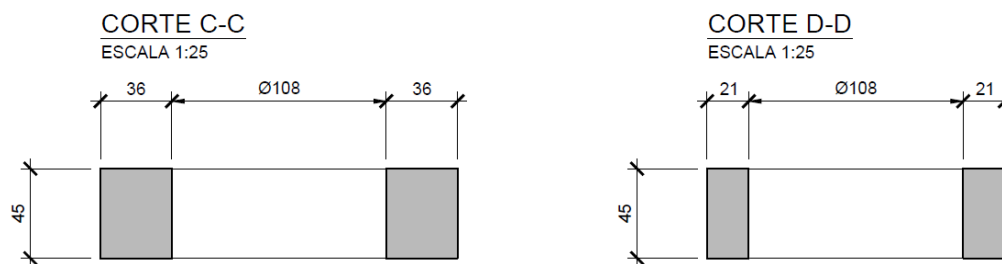


Figura 20: Corte PL.1 – Eixo da viga Longitudinal

7.5.1.1. Flexão

O caso crítico ocorre durante a fase construtiva, na concretagem da laje pré-moldada para o maior vão (6,25m). Sabendo que o comprimento da viga é de 4,85m e a mesma apoia 20cm na placa de cabeça, tem-se:

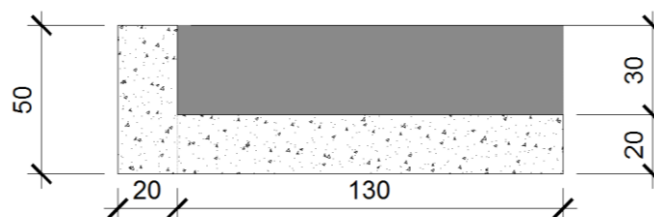


Figura 21: Seção Transversal da viga pré-moldada - Fase Construtiva

$$g_{vp} = [1,3m \cdot 0,2m + 0,2 \cdot 0,5m + 0,30m \cdot 1,3m] \cdot 2,5 \frac{tf}{m^3} = 1,875 \frac{tf}{m}$$

$$l = 4,85 \text{ m}$$

$$R_g = \frac{1,875 \frac{tf}{m} \cdot 4,85 \text{ m}}{2} = 4,55 \text{ tf}$$

O peso próprio da placa de cabeça PL. preenchida de concreto é considerado como um carregamento distribuído segundo o eixo longitudinal da viga (1,80m):

$$g_{PL} = (1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,35) \cdot \frac{2,5}{1,80} = 1,575 \frac{tf}{m}$$

O peso próprio da viga moldada in loco no trecho sobre a placa de cabeça PL.1 é considerado como um carregamento distribuído no eixo longitudinal da viga (0,70m):

$$g_{VI-L} = [1,3m \cdot 0,2m + 0,2 \cdot 0,5m + 0,30m \cdot 1,3m] \cdot 2,5 \frac{tf}{m^3} = 1,875 \frac{tf}{m}$$

O esquema estático resultante encontra-se ilustrado na figura abaixo:

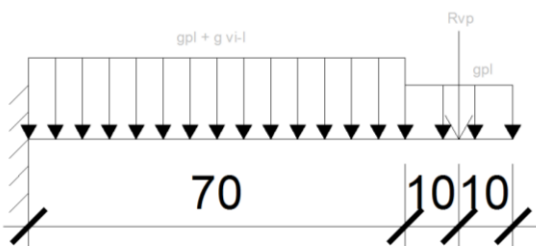


Figura 22: Esquema Estático da PL.1

$$M_g = \frac{1,575 \cdot 0,9^2}{2} + \frac{1,875 \cdot 0,7^2}{2} + 4,55 \cdot 0,8 = 4,74 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_g = 1,25 \cdot 4,92 = 5,92 \text{ tfm}$$

Dimensionamento:

$$h = 45 \text{ cm} \qquad d = 38 \text{ cm} \qquad b_w = 150 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,4 \qquad f_{yk} = 500 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$x = 1,18 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 7,88 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 ϕ 12,5 mm.

7.5.1.2. Cisalhamento

Do esquema estático descrito anteriormente, tem-se a cortante a uma distância d da face do apoio ($\approx 80\text{cm}$ do eixo):

$$V_g = 1,575 \cdot 0,1 + 4,55 = 4,71 \text{ tf}$$

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_g = 1,25 \cdot 4,71 = 5,89 \text{ tf}$$

A cortante resistente de cálculo é calculada por:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) * b_w * d$$

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 * f_{ctd} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3}{\gamma_f} * \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 0,0375 * f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w * d} \leq |0,02|$$

$$k = |1,6 - d| \geq 1,0$$

Dado que:

$$b_w = 110 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 28 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,2; A_{S1} = 8,75 * 2 = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd1} = 18,6 > V_{sd} \rightarrow ok!$$

7.5.1.3. Verificação da região do apoio

Considerando a introdução de carga da viga pré-moldada na placa de cabeça, tem-se:

$$R_{VP} = \frac{1,875 \text{ tf/m} \cdot 4,85 \text{ m}}{2} = 4,55 \text{ tf}$$

$$R_{VPd} = \gamma_f \cdot R_{VP} = 1,25 \cdot 4,55 = 5,69 \text{ tf}$$

$$A_{s,nec} = \frac{R_{VPd}}{f_{yd}} = \frac{5,69}{4,35} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,exist} = 8,75 \text{ cm}^2$$

O comprimento de ancoragem é dado por:

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,4 \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$l_b = 47 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,exist}} = 47 \cdot \frac{1,31}{8,75} = 7 \text{ cm}$$

$$l_{b,disp} = 15 \text{ cm} > l_{b,nec} \rightarrow ok!$$

Considerando a ancoragem das barras da PL na estaca, tem-se:

$$R_t = \frac{1,875 \frac{\text{tf}}{\text{m}} \cdot 6,25 \text{ m} + 1,575 \cdot 1,8}{2} = 7,28 \text{ tf}$$

$$R_{td} = \gamma_f \cdot R_{VP} = 1,25 \cdot 7,28 = 9,10 \text{ tf}$$

$$A_{s,nec} = \frac{R_{VPd}}{f_{yd}} = \frac{9,10}{4,35} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Adotando 5 barras de Ø25mm da estaca para a transferência do esforço:

$$A_{s,exist} = 4,91 \cdot 7 = 34,37 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,4 \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$l_b = 188 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,exist}} = 188 \cdot \frac{2,09}{34,37} = 11,4 \text{ cm}$$

$$l_{b,disp} = 28 \text{ cm} > l_{b,nec} \rightarrow ok!$$

7.6. Verificação balanço lateral

Verificando-se o balanço lateral do cais, desconsiderando a viga de borda, já que a canaleta original será preenchida e armada conforme ilustrado na figura abaixo.

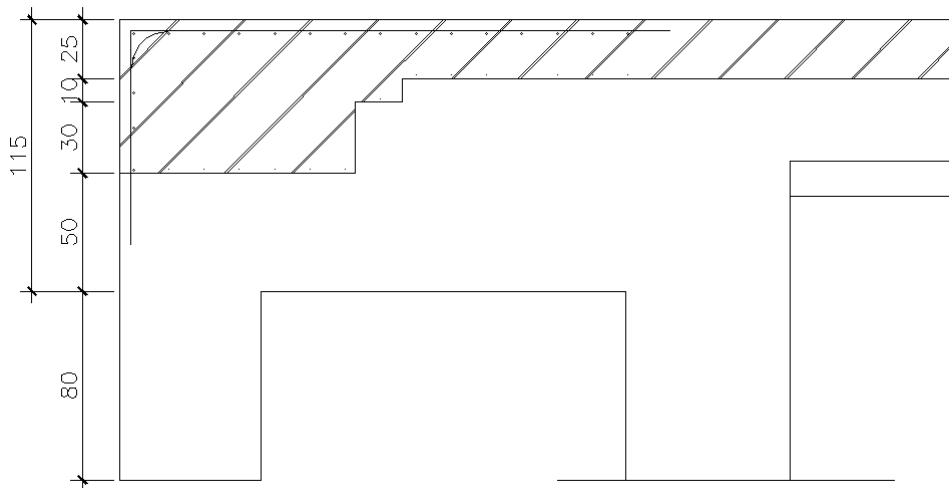


Figura 23 - Seção Típica do Balanço Lateral

Para o cálculo do esforço será considerado o modelo como uma barra engastada e o comprimento será acrescido de $1/3 \cdot h$ de modo a considerar um vão teórico. O balanço possui duas seções com comprimentos diferentes, a típica (conforme a figura acima) e a seção com dente de cisalhamento que possui 40 cm a mais de comprimento.

Os esforços considerados nessa situação será o peso próprio e a patola mais carregada com o MHC Carregado aberta no eixo médio da laje.

Assim, calculando-se para a situação com dente de cisalhamento que possui maior vão:

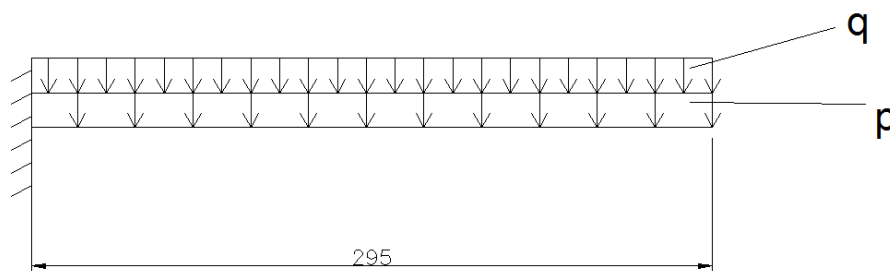


Figura 24 - Modelo estrutural do balanço lateral com Dente de Cisalhamento

$$p = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,15 = 2,875 \frac{tf}{m}$$

$$M_{kg} = g \cdot \frac{l^2}{2} = 12,51 \frac{tf \cdot m}{m}$$

No caso do MHC, tem-se, sabendo que a carga da patola mais carregada é 37,6 tf/m² (1,8 x 3,4m):

Abrindo a carga na laje:

$$q = 37,6 \frac{tf}{m^2}$$

$$q' = 37,6 * \frac{1,8 * 3,4}{2,4 * 4,6} * 1,00 = 20,78 \text{ tf/m}$$

$$M_{q',k} = q' * \frac{l^2}{2} = 90,42 \text{ tf.m/m}$$

Assim, tem-se que o esforço total será:

$$M_T = 1,35 * M_{kg} + 1,5 * M_{kq} = 152,52 \text{ tf.} \frac{m}{m}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 110 \text{ cm}, fck = 25 \text{ MPa}$$

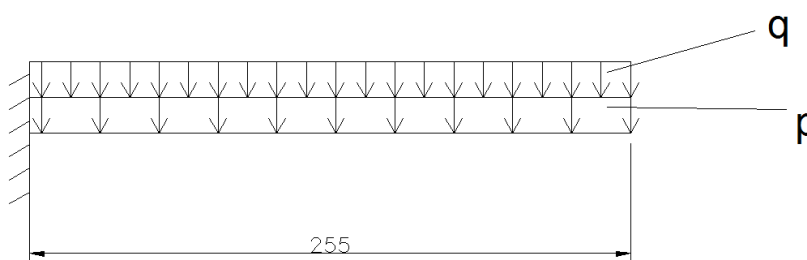
$$x = 11,94 \text{ cm}$$

$$A_s = 33,34 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{smin} = 18,0 \frac{cm^2}{m}$$

Então, serão locadas Ø25 mm c/ 15 cm.

No caso da seção típica, tem-se:



$$p = 2,5 * 1,0 * 1,15 = 2,875 \frac{tf}{m}$$

$$M_{kg} = g * \frac{l^2}{2} = 9,35 \text{ tf.m/m}$$

No caso do MHC, tem-se, sabendo que a carga da patola mais carregada é 37,6 tf/m² (1,8 x 3,4m):

Abrindo a carga na laje:

$$q = 37,6 \frac{tf}{m^2}$$

$$q' = 37,6 * \frac{1,8 * 3,4}{2,4 * 4,6} * 1,00 = 20,78 \text{ tf/m}$$

$$M_{q'k} = q' * \frac{l^2}{2} = 67,56 \text{ tf.m/m}$$

Assim, tem-se que o esforço total será:

$$M_T = 1,35 * M_{kg} + 1,5 * M_{kq} = 113,96 \text{ tf} \cdot \frac{m}{m}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 110 \text{ cm}, fck = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 8,81 \text{ cm}$$

$$A_s = 24,62 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{smin} = 18,0 \frac{cm^2}{m}$$

Então, serão locadas Ø20 mm c/ 12,5 cm

8. PROJETO DO CAIS

O projeto consiste de três Cais adjacentes, sendo o primeiro módulo com 80 metros ao lado de mais dois módulos de 55 metros por 14,40 metros de largura. Na extremidade direita formada pelo conjunto destes três Cais, temos um Píer de 55 metros por 19 metros de largura. A disposição das estruturas descritas é mostrada na figura 20.

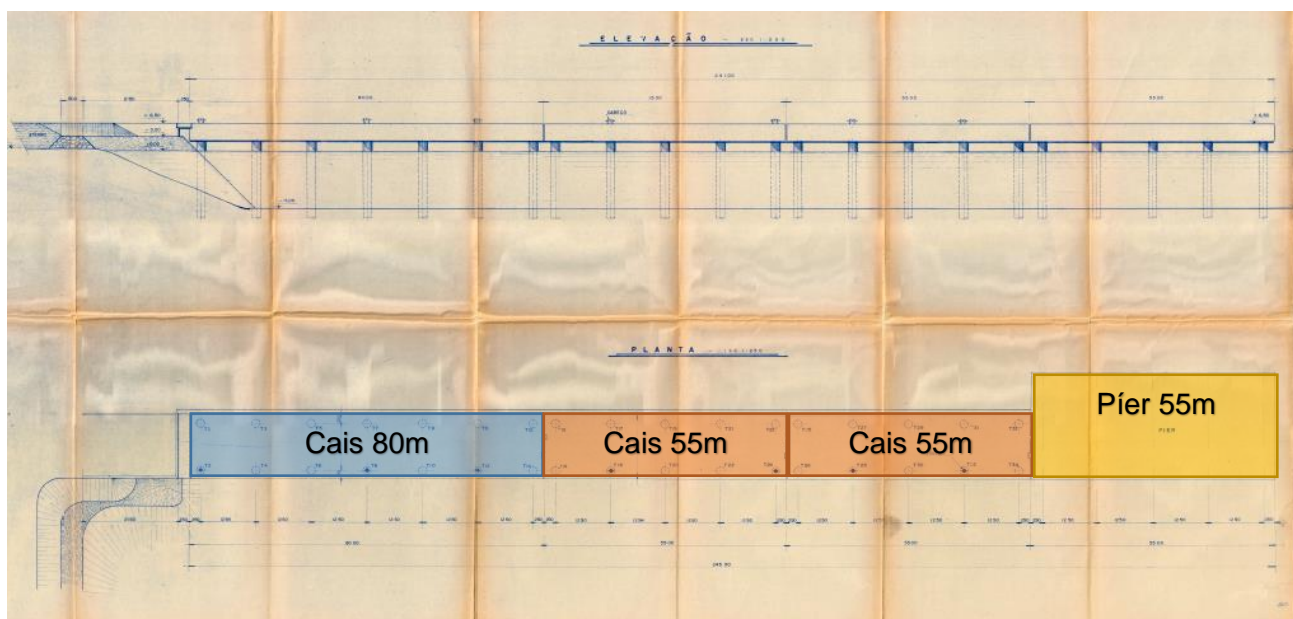


Figura 25 - Arranjo Geral das Obras Marítimas

8.1. Apresentação da Estrutura

A estrutura do Cais é composta por fundações de estacões de 184cm de diâmetro apoiando-se no leito de rocha aproximadamente na cota -40 metros. A laje está na cota +6,5 metros. Esta laje se apoia em vigas longitudinais pré-moldadas protendidas com transversinas intermediárias e possuem complemento moldado in loco de solidarização com a laje. Há ainda vigas transversais denominadas halteres que formam um pórtico transversal com os estacões e vigas transversais protendidas sobre as vigas longitudinais que formam a laje.

8.2. Caracterização da estrutura

O projeto executado mostrado nas figuras 21 e 22 adota vigas longitudinais protendidas denominadas VPE e VPI com septos transversais. Sobre as almas das vigas longitudinais há um pré-moldado em arco como fôrma para solidarização entre as vigas longitudinais, transversais e laje. Sobre as almas internas das vigas longitudinais, apoiam-se vigas em forma de “T” denominadas VPS e acima destas uma camada de laje concretada no local. Ligando os estacões temos vigas denominadas VH com seção variável.

- Comprimento do Cais $L = 55\text{m}$; Largura $B = 14,4\text{m}$;
- Vão longitudinal típico = $12,5\text{m}$;
- Vão transversal típico = $10,5\text{m}$;
- Diâmetro e Tipo das Estacas: Estacas com camisa metálica $\varnothing 184\text{cm}$ e espessura de camisa de $1/4''$ até a cota -15m e $3/8''$ da cota -15m até o pé da estaca. As estacas são parcialmente preenchidas com concreto armado, sendo até a cota -24m para as estacas tipo A e até a cota -21m para as estacas tipo E e F.

Ao projeto existente, será proposto um reforço de concreto armado para recuperação de cobrimentos e capacidade resistente da estrutura e, além disso, um prolongamento da frente de atracação para acomodar estrutura de contenção para rebaixamento de calado para a cota $-15,0\text{m}$, permitindo aumento de capacidade do Cais 3.

As propriedades dos elementos que constituem a estrutura serão devidamente detalhadas nos próximos capítulos.

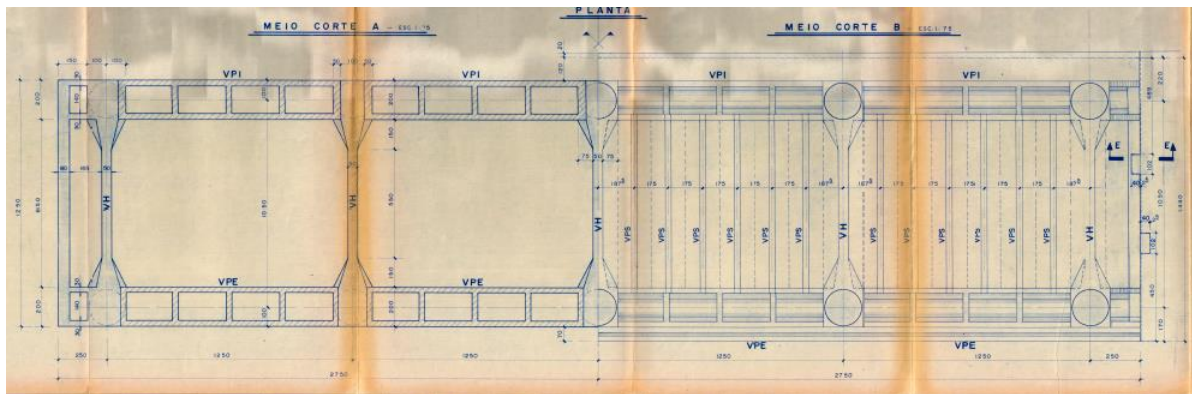


Figura 26 – Planta - formas da superestrutura existente.

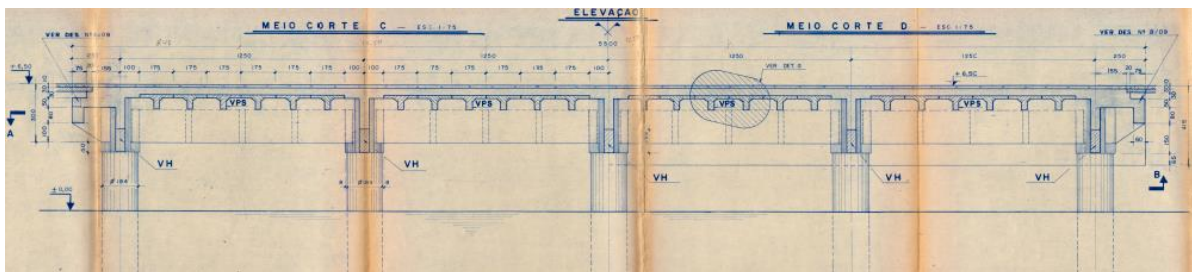


Figura 27 – Corte longitudinal - formas da superestrutura existente.

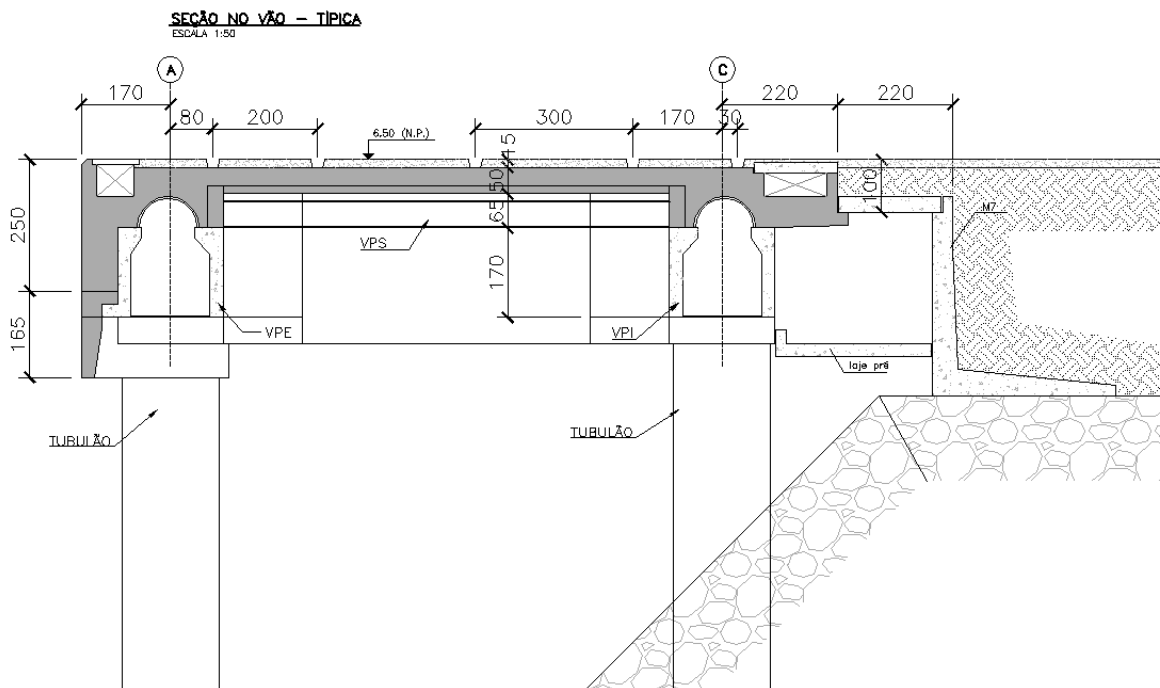


Figura 28 – Corte transversal - formas da superestrutura existente.

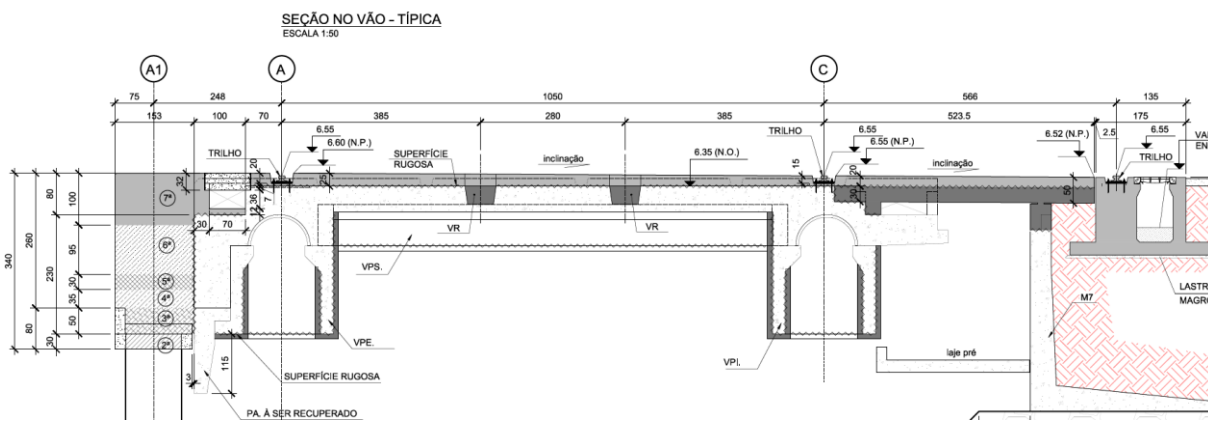


Figura 29 – Corte transversal - formas da superestrutura com reforços propostos (seção típica).

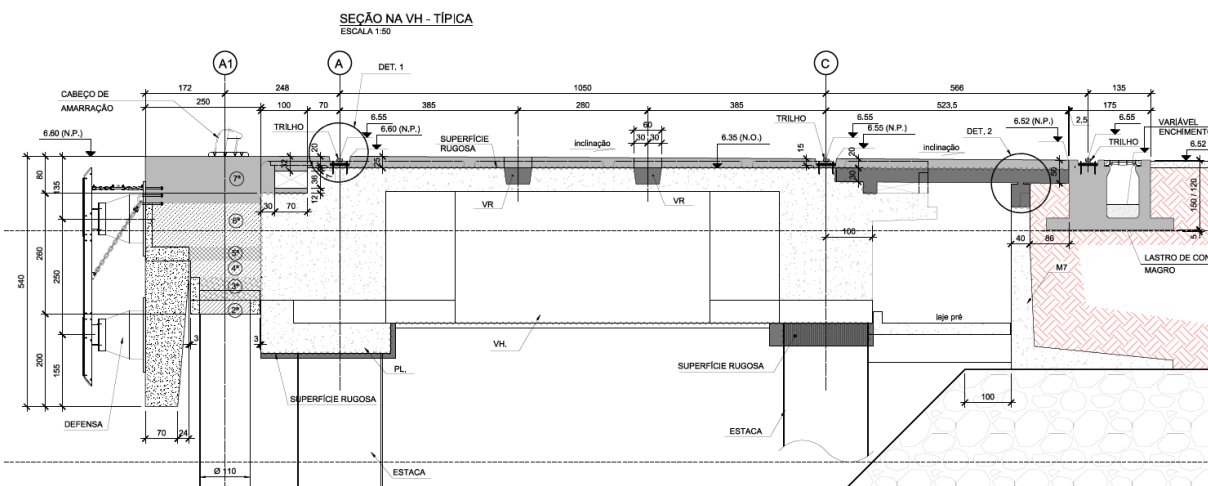


Figura 30 – Corte transversal - formas da superestrutura com reforços propostos (seção apoio).

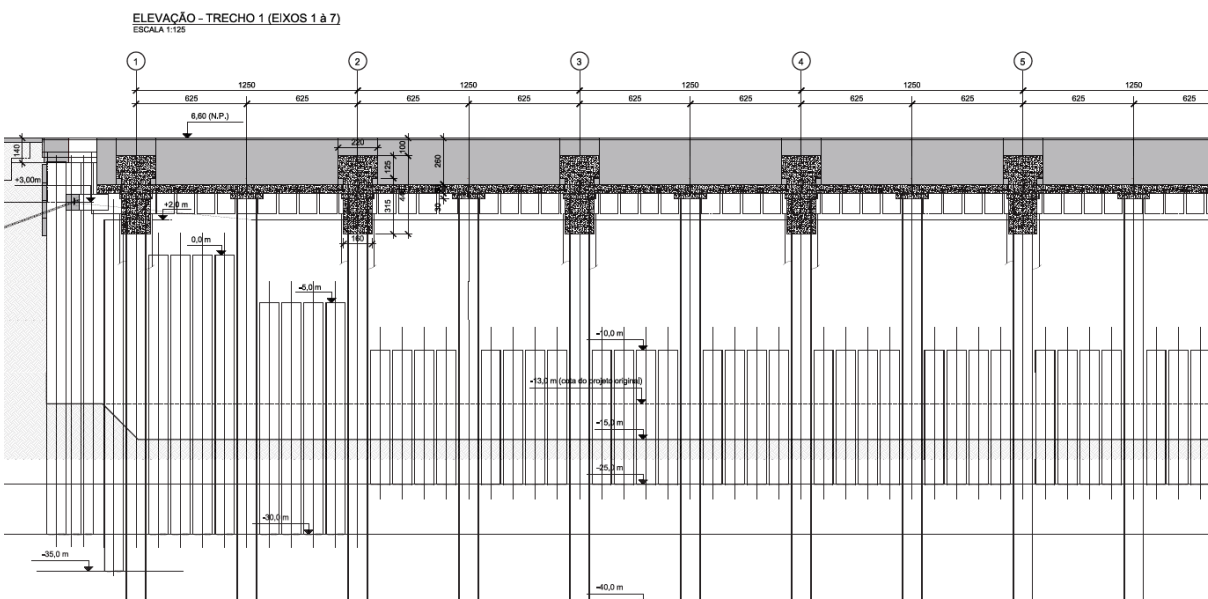


Figura 31 – Elevação frontal - formas da superestrutura com reforços propostos.

8.3. Premissas

Para premissas de projeto, ver item 3.3 desta memória.

8.4. Propriedades dos Materiais

Para premissas de projeto, ver item 3.4 desta memória

9. AÇÕES E CARREGAMENTOS

Para premissas de projeto, ver item 4 desta memória

10. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

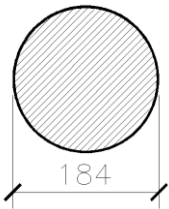
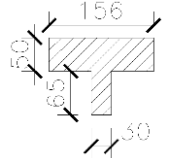
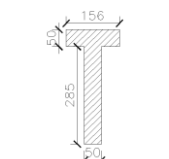
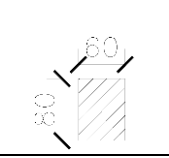
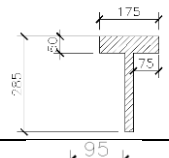
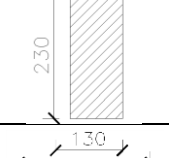
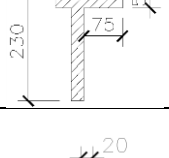
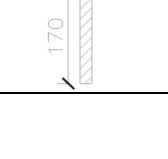
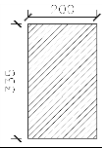
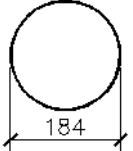
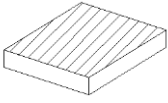
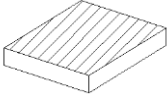
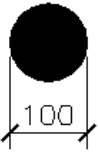
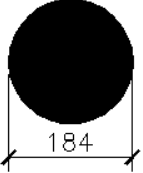
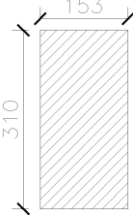
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)	
	<p>PROPRIEDADE N.1 - O184x2.5</p> <p>Material = 1 - STEE</p> <p> $A=0.4104E+04$ $I_2=0.1123E+08$ $I_3=0.1123E+08$ $J=0.1804E+08$ $SF_2=0.530$ $h_2=184.000$ $h_3=184.000$ $e_2=92.000$ $e_3=92.000$ $SF_3=0.530$ Perímetro=578.05 Preenchido T=2 Tubo , Diâmetro= 184.000 Espessura= 2.500 </p>
	<p>PROPRIEDADE N.2 - T30x115+156x50</p> <p>Material = 2 - C20</p> <p> $A=0.9750E+04$ $I_2=0.7469E+07$ $I_3=0.1596E+08$ $J=0.1080E+07$ $SF_2=0.500$ $h_2=156.000$ $h_3=115.000$ $e_2=78.000$ $e_3=78.500$ $SF_3=0.500$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.3 - T50x335+156x50</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.2205E+05$ $I_2=0.2395E+09$ $I_3=0.1879E+08$ $J=0.3116E+07$ $SF_2=0.500$ $h_2=156.000$ $h_3=335.000$ $e_2=78.000$ $e_3=201.750$ $SF_3=0.500$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.5 - 60/80</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.4800E+04$ $I_2=0.2560E+07$ $I_3=0.1440E+07$ $J=0.5184E+06$ $SF_2=0.850$ $h_2=60.000$ $h_3=80.000$ $e_2=30.000$ $e_3=40.000$ $SF_3=0.850$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.6 - T25x285+175x50</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.1463E+05$ $I_2=0.1002E+09$ $I_3=0.2264E+08$ $J=0.1293E+07$ $SF_2=0.500$ $h_2=175.000$ $h_3=285.000$ $e_2=87.500$ $e_3=202.760$ $SF_3=0.500$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.7 - 95/230</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.2185E+05$ $I_2=0.9632E+08$ $I_3=0.1643E+08$ $J=0.8111E+07$ $SF_2=0.850$ $h_2=95.000$ $h_3=230.000$ $e_2=47.500$ $e_3=115.000$ $SF_3=0.850$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.8 - T25x230+130x50</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.1100E+05$ $I_2=0.4867E+08$ $I_3=0.9389E+07$ $J=0.9333E+06$ $SF_2=0.500$ $h_2=130.000$ $h_3=230.000$ $e_2=65.000$ $e_3=157.950$ $SF_3=0.500$ </p>
	<p>PROPRIEDADE N.9 - 20/170</p> <p>Material = 3 - C25</p> <p> $A=0.3400E+04$ $I_2=0.8188E+07$ $I_3=0.1133E+06$ $J=0.6996E+05$ $SF_2=0.850$ $h_2=20.000$ $h_3=170.000$ $e_2=10.000$ $e_3=85.000$ $SF_3=0.850$ </p>

TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)	
	PROPRIEDADE N.10 - 200/335 $A=0.6700E+05$ $I2=0.6266E+09$ $I3=0.2233E+09$ $J=0.1000E+09$ $SF2=0.850$ Material = 3 - C25 $Perímetro=1070.00$ $SF3=0.850$ $h2=200.000$ $h3=335.000$ $e2=100.000$ $e3=167.500$
	PROPRIEDADE N.11 - O184x2.5 $A=0.1425E+04$ $I2=0.5871E+07$ $I3=0.5871E+07$ $J=0.1174E+08$ $SF2=0.530$ Material = 1 - STEE $Perímetro=578.05$ $SF3=0.530$ $h2=184.000$ $h3=184.000$ $e2=92.000$ $e3=92.000$ Tubo , Diâmetro= 184.000 Espessura= 2.500
	PROPRIEDADE N.12 - P12 Espessura = 50.000 Material = 3 - C25
	PROPRIEDADE N.13 - P13 Espessura = 105.000 Material = 3 - C25
	PROPRIEDADE N.14 - D100 $A=0.7854E+04$ $I2=0.4909E+07$ $I3=0.4909E+07$ $J=0.9817E+07$ $SF2=0.890$ Material = 1 - STEE $Perímetro=314.15$ $SF3=0.890$ $h2=100.000$ $h3=100.000$ $e2=50.000$ $e3=50.000$ Circ., Diâmetro= 100.000
	PROPRIEDADE N.15 - D184 $A=0.2659E+05$ $I2=0.5627E+08$ $I3=0.5627E+08$ $J=0.1125E+09$ $SF2=0.890$ Material = 1 - STEE $Perímetro=578.05$ $SF3=0.890$ $h2=184.000$ $h3=184.000$ $e2=92.000$ $e3=92.000$ Circ., Diâmetro= 184.000
	PROPRIEDADE N.27 - 153/310 (VIGA NOVA FRONTAL) $A=0.4743E+05$ $I2=0.9252E+08$ $I3=0.3798E+09$ $J=0.2556E+09$ $SF2=0.850$ Material = 3 - C40 Material = 3 - C40 $Perímetro=926.000$ $SF3=0.850$ $h2=310.000$ $h3=153.000$ $e2=155.000$ $e3=76.500$

11. Modelo de Análise Estrutural

A análise da estrutura foi feita em um modelo espacial em elementos finitos com o auxílio do software STRAP 2015, como ilustrado na Figura 10. Para tal, utilizou-se elementos de barras e placas. As vigas longitudinais tiveram suas inércias à torção reduzidas a 1/6.

Para fins de cálculo, os Cais foram considerados isolados entre si, tendo de ser capazes de suportar os esforços horizontais sem contar com a mobilização do outro trecho através dos dentes de cisalhamento.

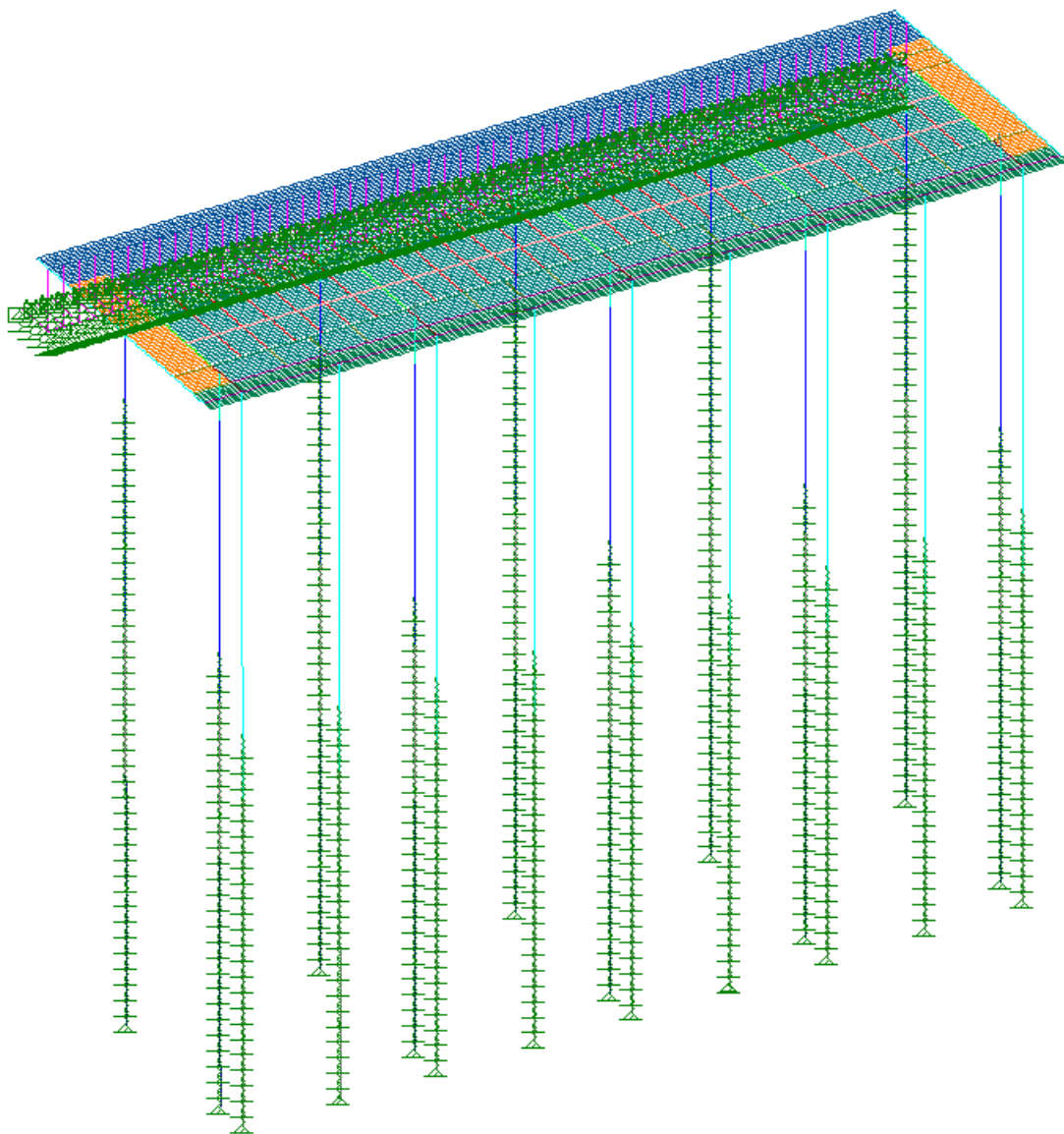


Figura 32 – Modelo Espacial do Cais 55m – Strap 2015

O efeito de confinamento do solo foi simulado por meio de molas horizontais, como indicado na Figura 11. Os valores do coeficiente de reação horizontal foram adotados por faixa de profundidade do solo, com base na equação da resistência não drenada da argila utilizada especificamente para as adesões na interface com a estaca metálica em solos marinhos.

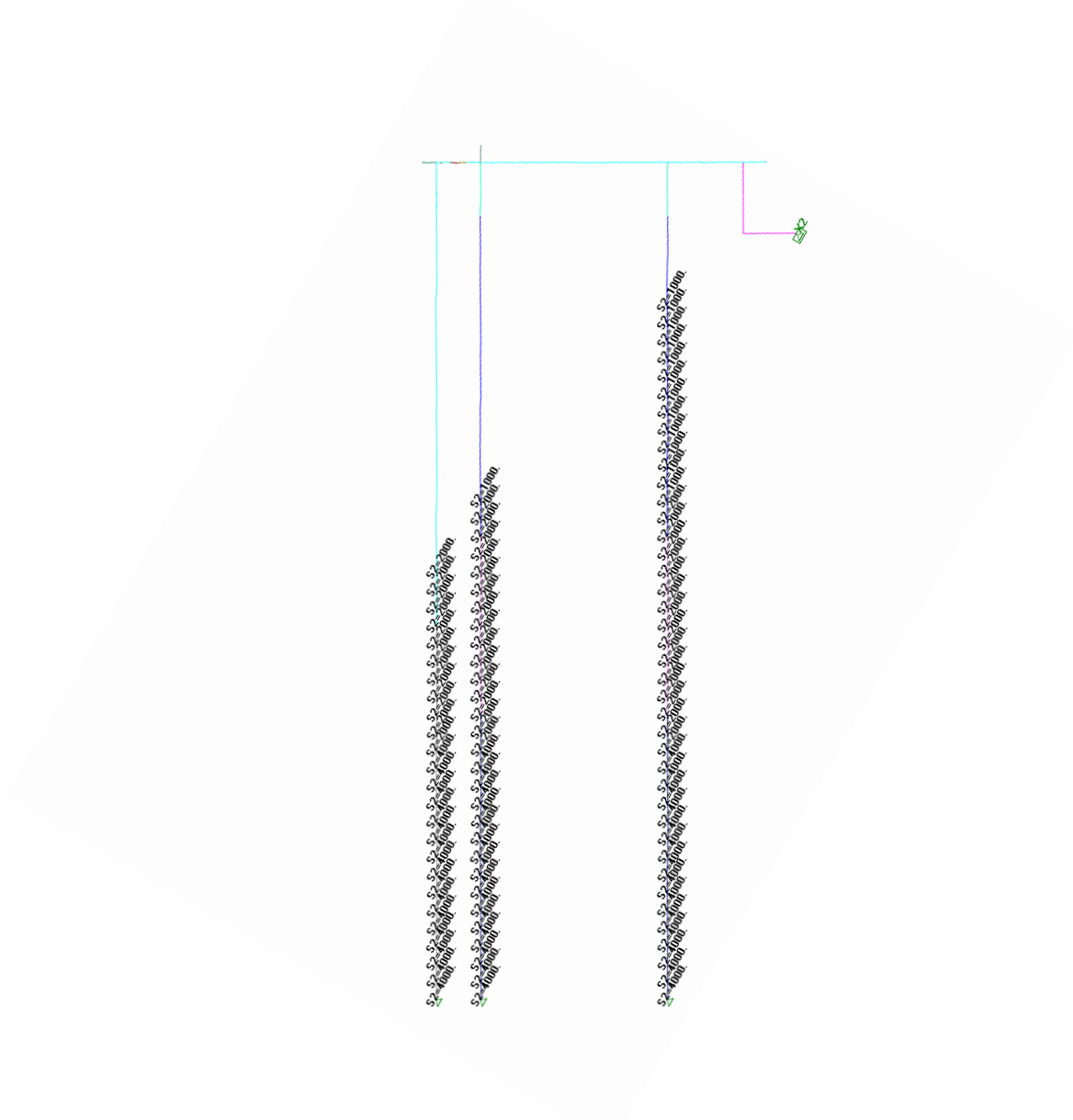


Figura 33 – Coeficientes de molas horizontais utilizados para simular o confinamento do solo (tf/m).

Os carregamentos móveis foram aplicados de modo a representar a situação crítica para cada elemento e esforço analisado. As figuras a seguir ilustram alguns exemplos.

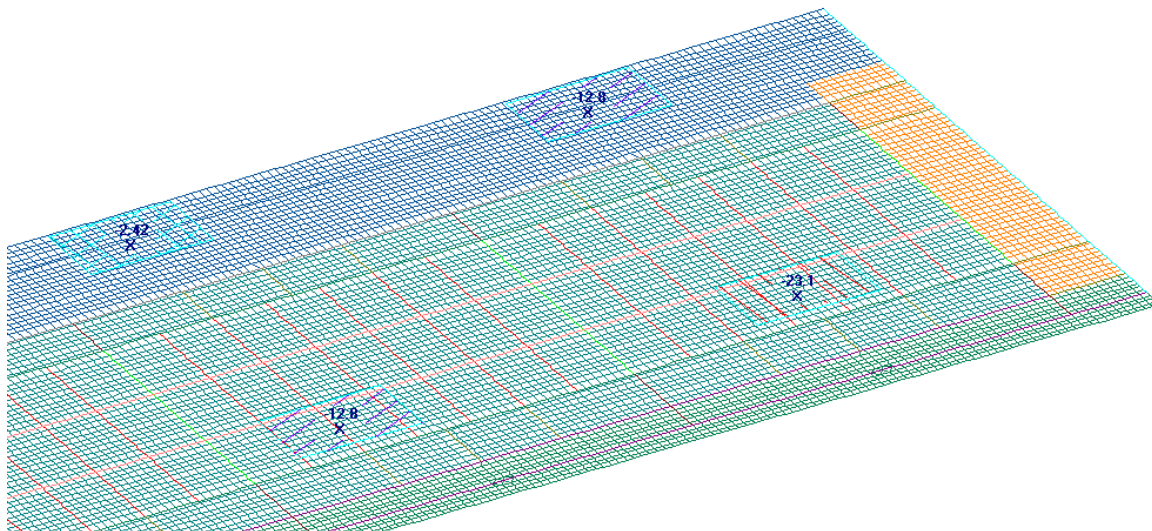


Figura 34: Exemplo de aplicação do carregamento do MHC Patolado

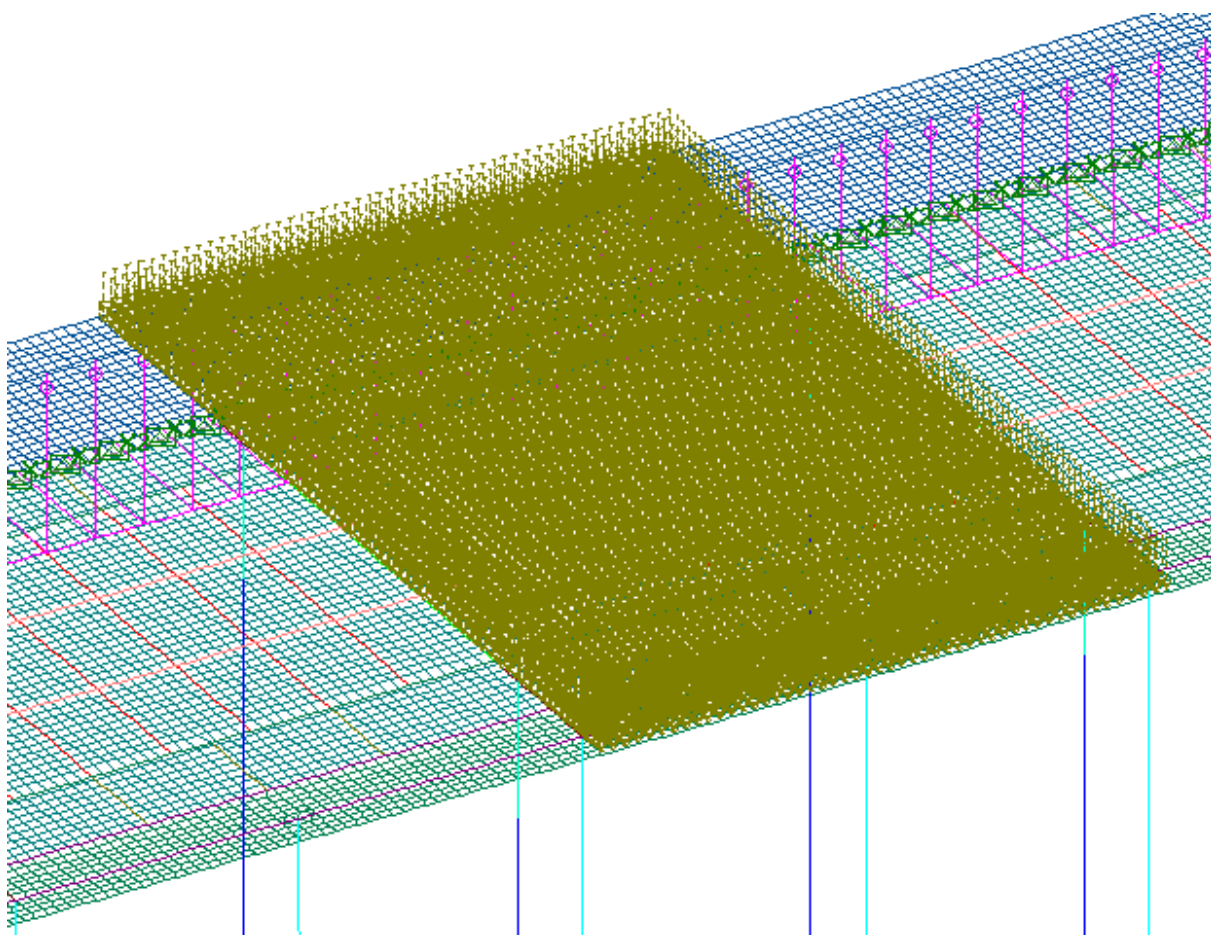


Figura 35: Exemplo de aplicação do carregamento de sobrecarga ($5\text{tf}/\text{m}^2$)

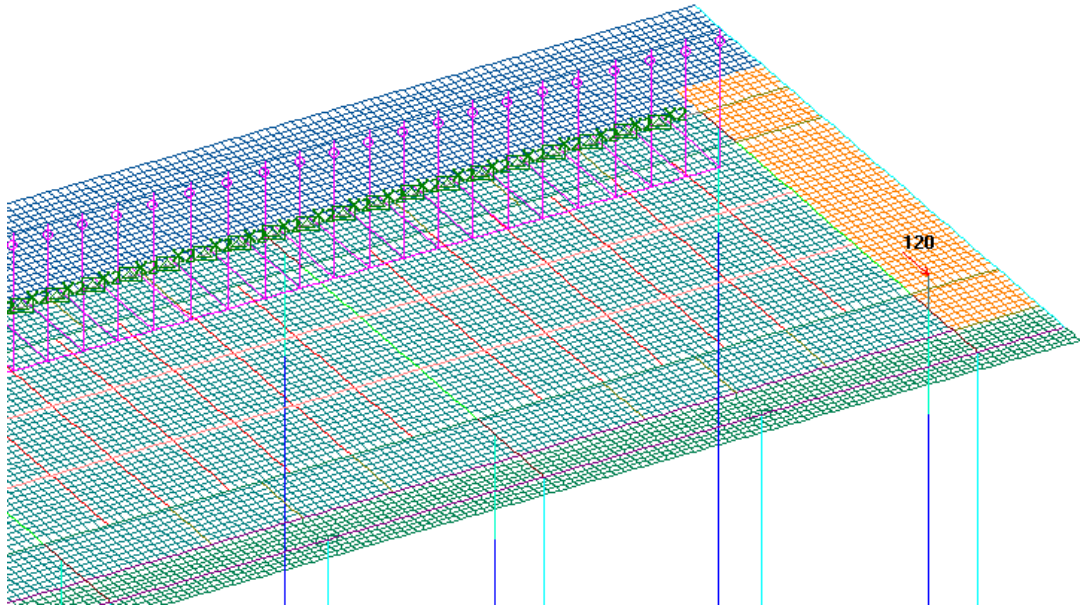


Figura 36: Exemplo de aplicação do carregamento de amarração.

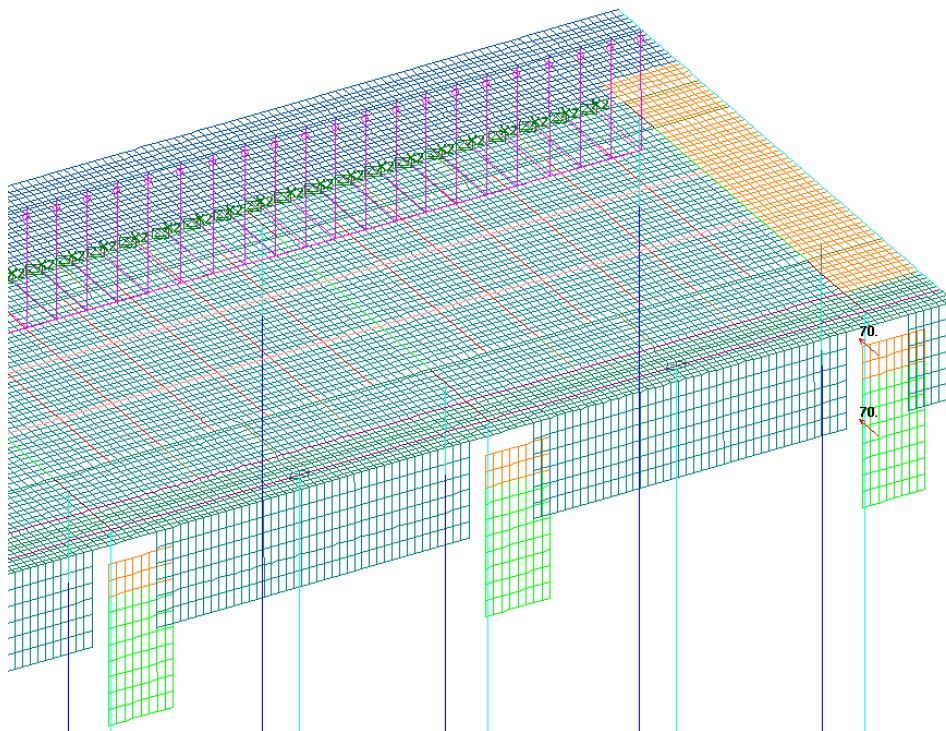


Figura 37: Exemplo de aplicação do carregamento de atracação.

12. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

12.1. Verificação das Estacas da Estrutura do Cais

As fundações do Cais 55m são compostas por um total de 10 estacas verticais (camisa metálica Ø184 com t = 10mm) mais 9 estacas verticais com diâmetro de 110cm, espessura de camisa de 14mm. Todas as estacas são preenchidas internamente com concreto armado até a cota -20m.

A armação longitudinal das estacas é dimensionada de modo a resistir aos esforços de flexão composta na seção da ligação com as vigas. Além disso, a camisa metálica deve resistir aos esforços no trecho sem preenchimento. São consideradas as combinações de ações que resultem na máxima e mínima forças normais e máximo momento fletor. As mesmas serão apresentadas nos itens a seguir:

Normais	PP	SC	TEMP	GRAD	MHC	AM	AT	SHIP LOADER
T15	227	245	6	-23	113	12	-8	56
T16	285	216	-18	-26	111	6	-2	61
T17	285	359	17	-5	105	10	-12	52
T18	356	282	6	20	74	4	0	43
T19	282	372	17	-11	78	7	-15	51
T20	354	293	7	17	71	3	-2	40
T21	285	359	17	-5	105	15	-22	53
T22	356	282	6	20	74	6	-4	41
T23	227	245	6	-23	113	17	-32	56
T24	285	216	-18	-26	111	13	-5	61
E14	85	105	-15	-23	72	3	0	33
E15	89	120	-1	-2	53	3	0	24
E16	91	132	2	6	45	3	0	22
E17	92	135	3	6	45	2	3	21
E18	92	137	2	5	45	1	4	21
E19	92	135	3	6	45	2	3	21
E20	91	132	2	6	45	3	4	21
E21	89	120	-1	-2	53	4	3	24
E22	85	105	-15	-23	72	8	3	33

Flexão Longitudinal	PP	SC	TEMP	GRAD	MHC	AM	AT	SHIP LOADER
T15	-53	-116	70	-37	-57	-60	31	-27
T16	-45	-47	31	-36	-20	-42	26	-11
T17	-7	-67	40	3	-38	-67	34	-21
T18	-8	-34	19	0	-26	-44	26	-9
T19	0	86	0	0	30	70	34	22
T20	0	59	0	0	21	36	27	11
T21	7	67	-40	-3	38	70	32	21
T22	8	34	-20	0	26	35	27	10
T23	53	116	-70	37	57	66	29	27
T24	45	47	-31	36	23	22	29	11
E14	-4	-5	4	-4	-3	-6	4	-1
E15	-2	-5	4	-2	-3	-6	4	-1
E16	-1	-3	3	0	-2	-6	4	-1
E17	0	5	1	0	2	-7	4	-1
E18	0	7	0	0	3	-7	4	1
E19	0	6	-1	0	3	-7	4	1
E20	1	4	-3	0	3	-6	4	1
E21	2	5	-4	2	3	-6	4	1
E22	4	5	-4	4	3	-6	4	1

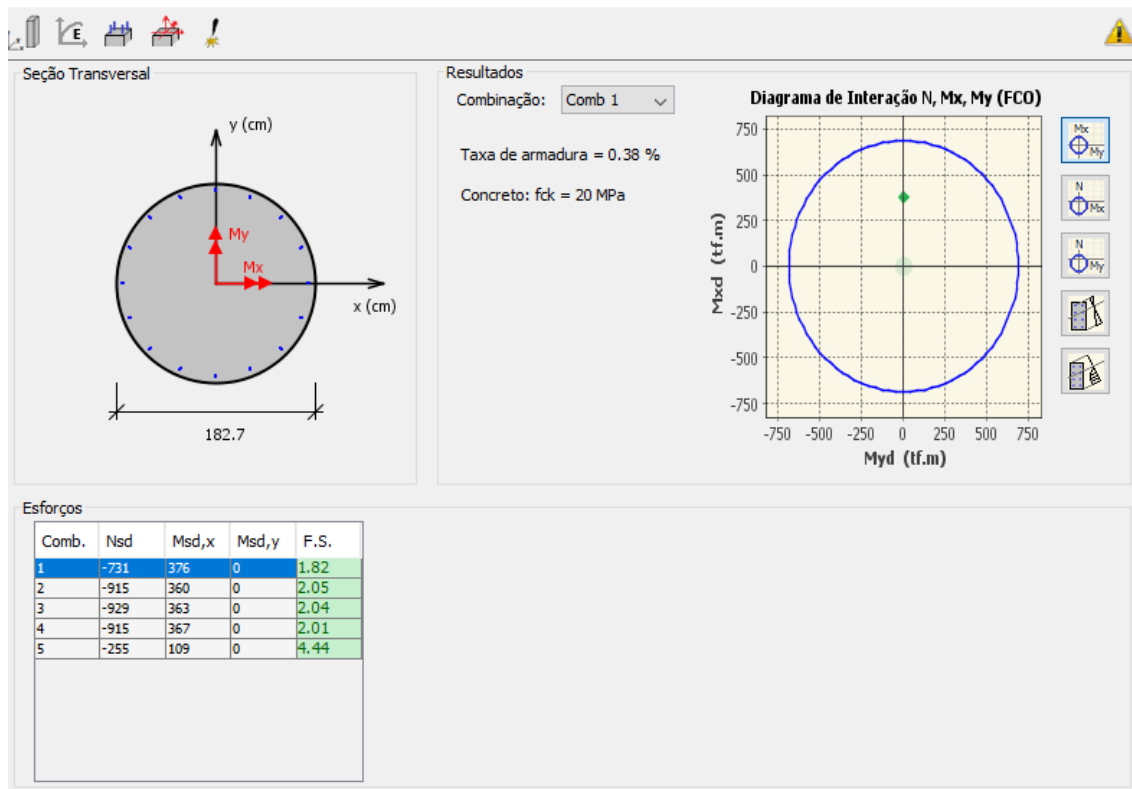
Flexão Transversal	PP	SC	TEMP	GRAD	MHC	AM	AT	SHIP LOADER
T15	15	66	11	53	52	27	90	4
T16	-47	-133	27	-5	-61	-23	70	-16
T17	15	85	16	75	40	5	58	-6
T18	-53	-152	31	-2	-50	-14	40	-16
T19	20	83	17	77	36	-23	28	-5
T20	-53	-155	32	0	-37	-11	31	-14
T21	15	85	16	75	39	-46	58	2
T22	-53	-152	31	-2	-50	-23	40	-17
T23	15	66	10	53	52	-74	89	9
T24	-46	-133	27	-5	-61	-33	69	-17
E14	-6	-17	2	-2	-4	-3	7	-2
E15	-7	-18	4	-1	-3	-2	9	-3
E16	-7	-19	4	-2	-3	-2	5	-2
E17	-7	-20	5	-1	-2	-2	4	-2
E18	-7	-20	4	-1	-2	-1	4	-2
E19	-7	-20	5	-1	-2	-2	4	-2
E20	-7	-19	4	-2	-3	-3	5	-2
E21	-7	-18	4	-1	-3	-3	7	-3
E22	-6	-17	2	-2	-4	-4	9	-2

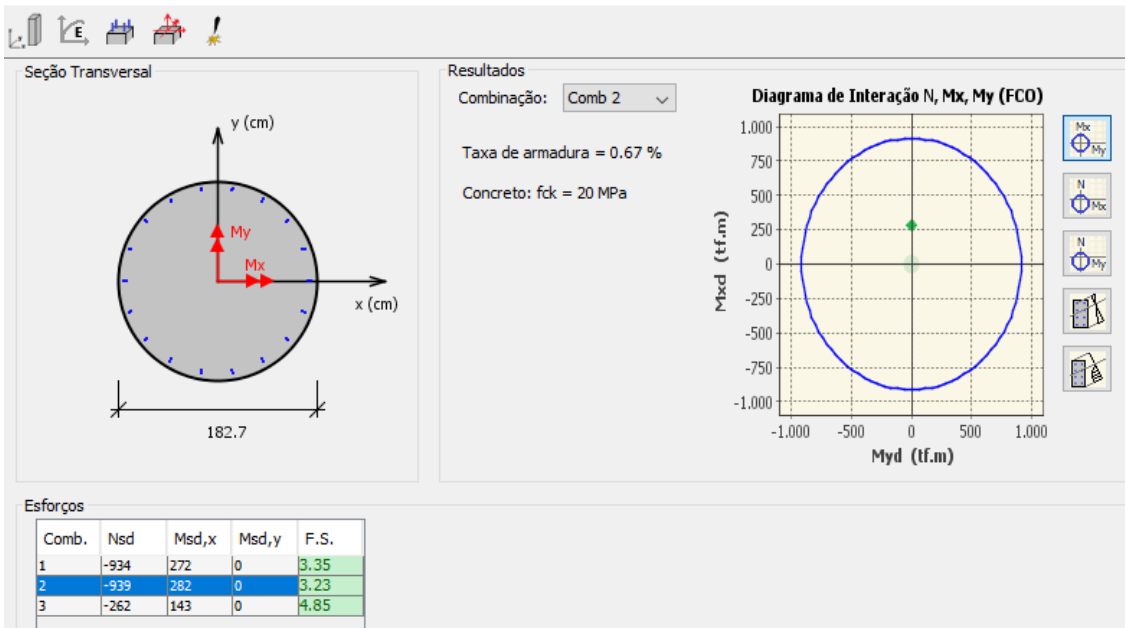
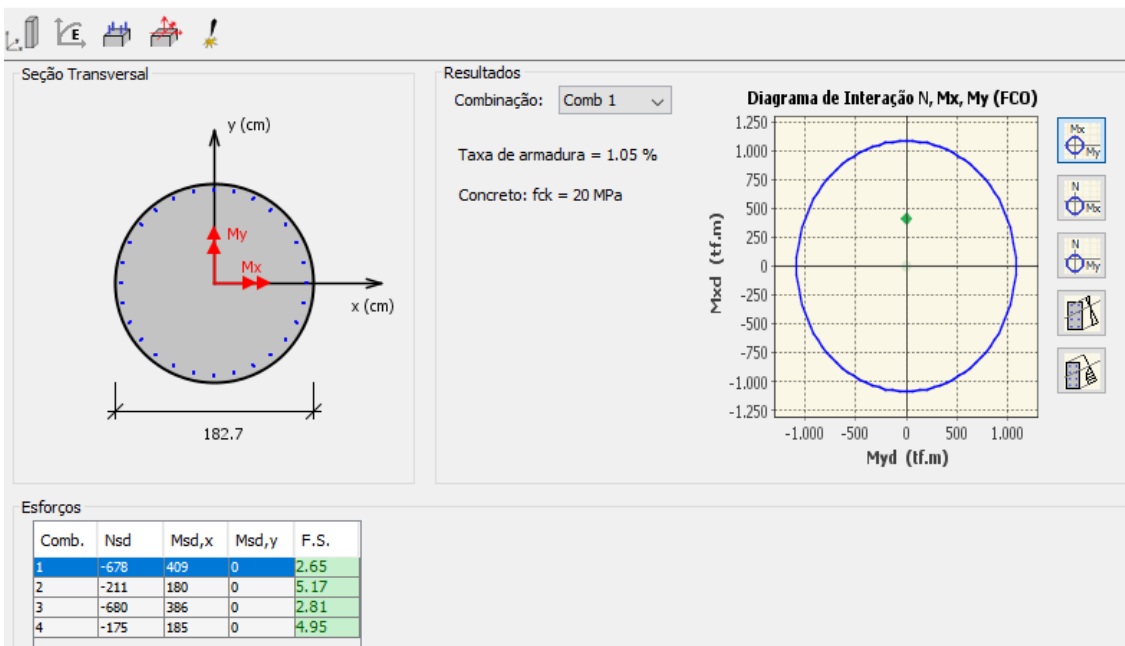
$CB1=1,35(PP+PAV)+1,5SC$
 $CB2=1,35(PP+PAV)+1,5SC-0,72T-0,36G$
 $CB3=1,35(PP+PAV)+1,5SC+0,72T+0,36G$
 $CB4=1,35(PP+PAV)+1,5SC-0,72T-0,36G+1,2AT$
 $CB5=1,35(PP+PAV)+1,5SC-0,72T-0,36G+1,12AM$
 $CB6=1,00(PP+PAV)+0,72T+0,36G+1,4AM$
 $CB7=1,00(PP+PAV)+0,72T+0,36G+1,5AT$
 $CB8=1,35(PP+PAV)+1,5SC+0,72T+0,36G+1,2AT$
 $CB9=1,35(PP+PAV)+1,5SL+1,2AM+0,72T-0,36G$
 $CB10=1,35(PP+PAV)+1,5MHC+0,72T-0,36G+1,12AM$

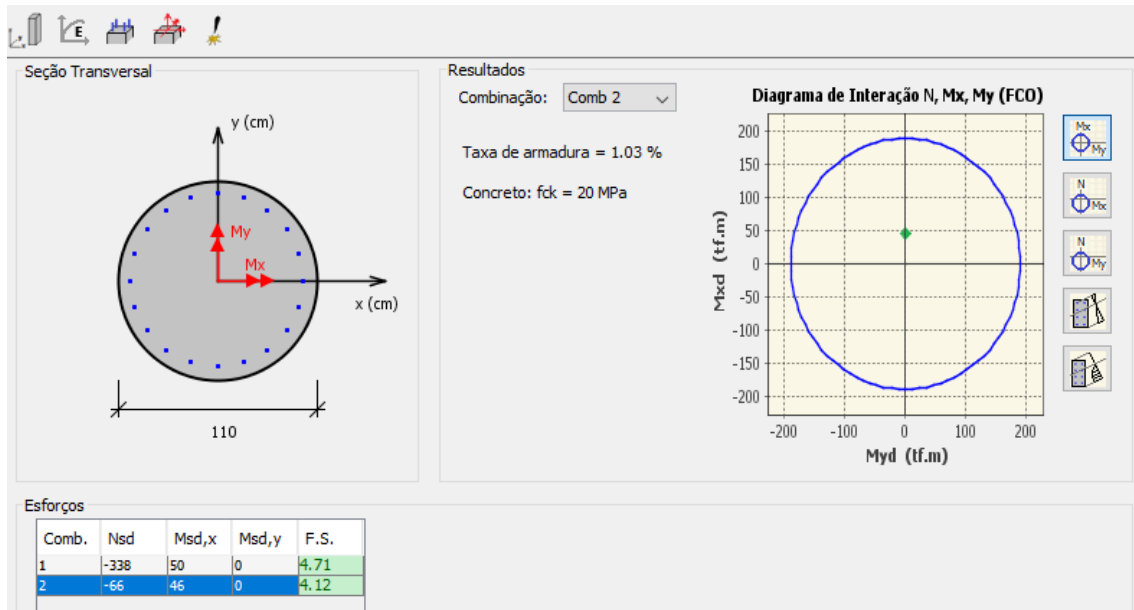
Nd	CB1	CB2	CB3	CB4	CB5	CB6	CB7	CB8	CB9	CB10
T15	674	678	670	668	675	240	211	661	418	502
T16	709	731	686	729	719	271	260	684	480	554
T17	923	913	934	898	920	309	277	919	489	567
T18	904	892	915	892	911	373	368	915	547	593
T19	939	930	947	912	930	300	268	929	482	522
T20	917	906	929	904	922	369	362	926	540	587
T21	923	913	934	886	926	316	262	907	496	573
T22	904	892	915	887	913	376	362	910	546	595
T23	674	678	670	640	680	247	175	632	423	508
T24	709	731	686	725	727	281	255	680	488	562
E14	272	291	253	291	278	70	66	253	165	224
E15	300	302	299	302	304	92	88	299	160	203
E16	321	317	324	317	325	99	95	324	159	193
E17	327	322	331	326	329	99	101	335	158	194
E18	330	326	333	331	331	97	101	338	157	192
E19	327	322	331	326	329	99	101	335	158	194
E20	321	317	324	322	325	99	101	329	157	193
E21	300	302	299	305	305	93	92	302	161	204
E22	272	291	253	295	283	76	70	257	171	229

Md	CB1	CB2	CB3	CB4	CB5	CB6	CB7	CB8	CB9	CB10
T15	273	297	255	317	409	128	180	307	129	199
T16	294	314	274	225	376	113	76	185	132	190
T17	184	177	203	204	272	93	159	259	94	134
T18	306	330	282	277	360	75	53	231	109	163
T19	199	171	231	223	251	102	114	282	119	130
T20	317	339	295	314	363	68	44	272	102	137
T21	184	177	203	252	243	76	143	282	108	118
T22	306	330	282	294	367	76	44	243	114	167
T23	273	298	254	375	386	125	185	351	144	167
T24	293	313	273	263	373	100	109	225	126	189
E14	36	37	35	28	46	14	6	25	16	20
E15	38	41	35	29	47	11	11	23	15	17
E16	38	41	36	34	46	10	8	30	14	16
E17	40	43	37	39	45	11	7	34	15	11
E18	41	43	38	40	45	12	6	35	12	11
E19	40	44	37	40	45	13	6	34	13	12
E20	39	42	36	37	45	13	6	31	14	14
E21	38	41	35	35	44	12	8	29	15	14
E22	36	37	35	30	41	12	12	27	14	17

Verificação de estacas tipo A – T16-T18-T20-T22-T24



Verificação de estacas tipo E – T17-T19-T21

Verificação estacas tipo F T15 e T23:


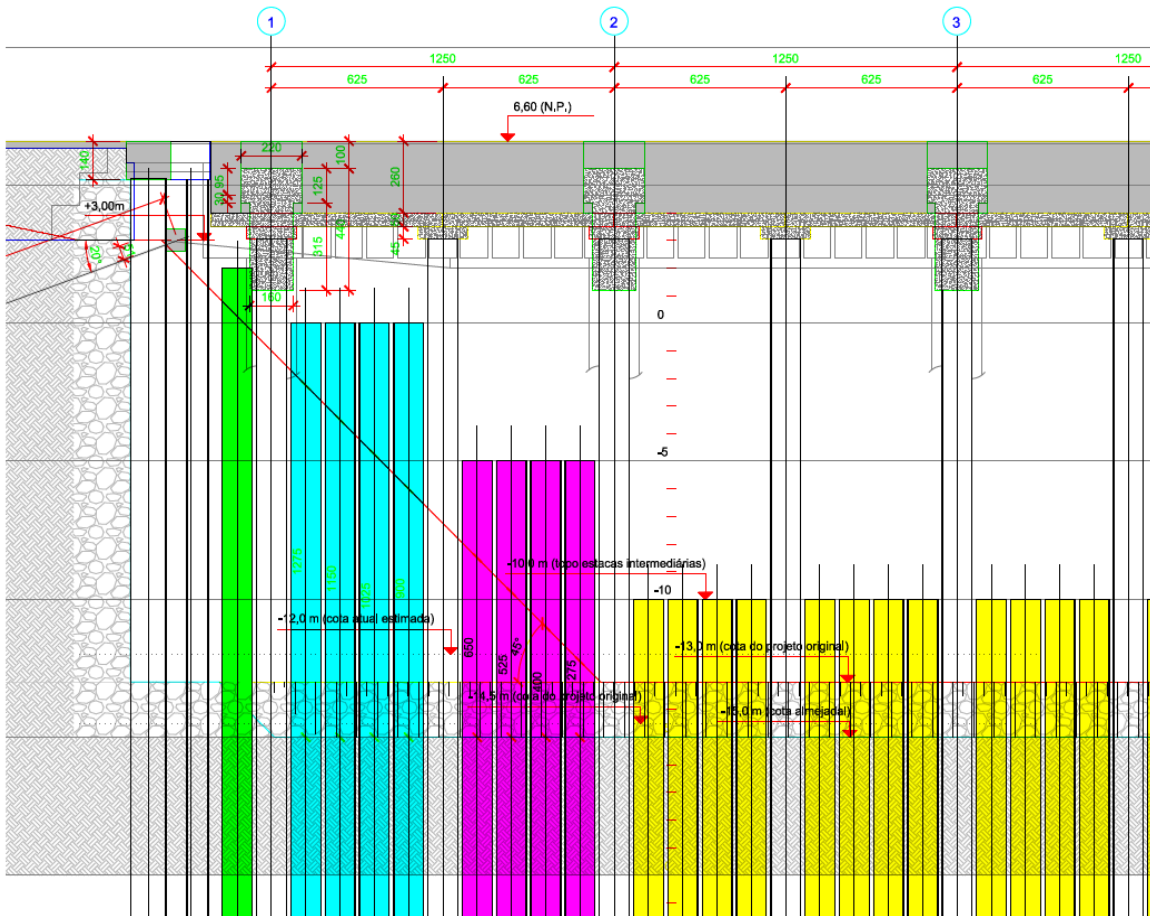
Estacas novas da frente de atracação Ø110

verificação de tensão na camisa de aço

A	574,9	cm ²	
Z	33489	cm ³	
W	19727	cm ³	
A36	2,174	tf/cm ²	
tensão	1,530	tf/cm ²	Nmáx
	1,194	tf/cm ²	Mmáx

Tipo A			As
Estações T16-18-20-22-24			2x13Ø7/8"
Tipo E			
Estações T17-19-21			2x23Ø7/8"
Tipo F			
Estações T15 e T23			2x28Ø1"
Estacas novas	Ø110		20Ø25

12.2. Verificação de estacas de contenção

ELEVAÇÃO - TRECHO 1 (EIXOS 1 à 7)
 ESCALA 1:125

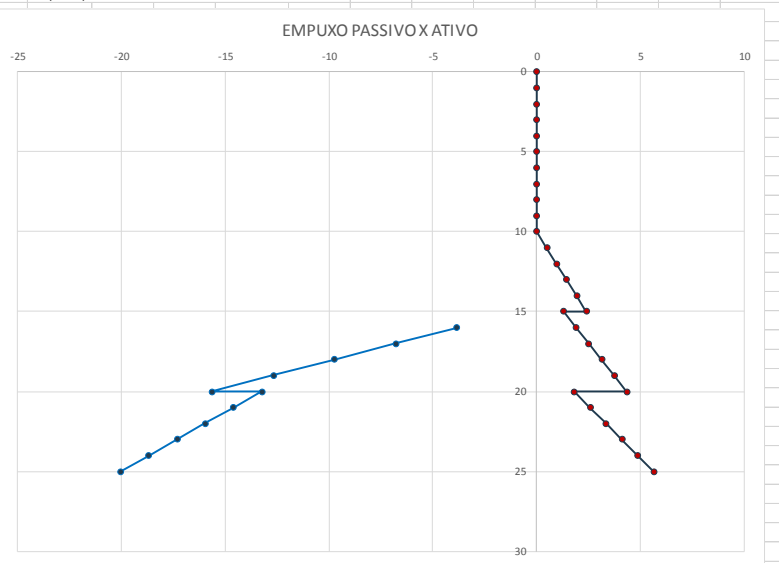


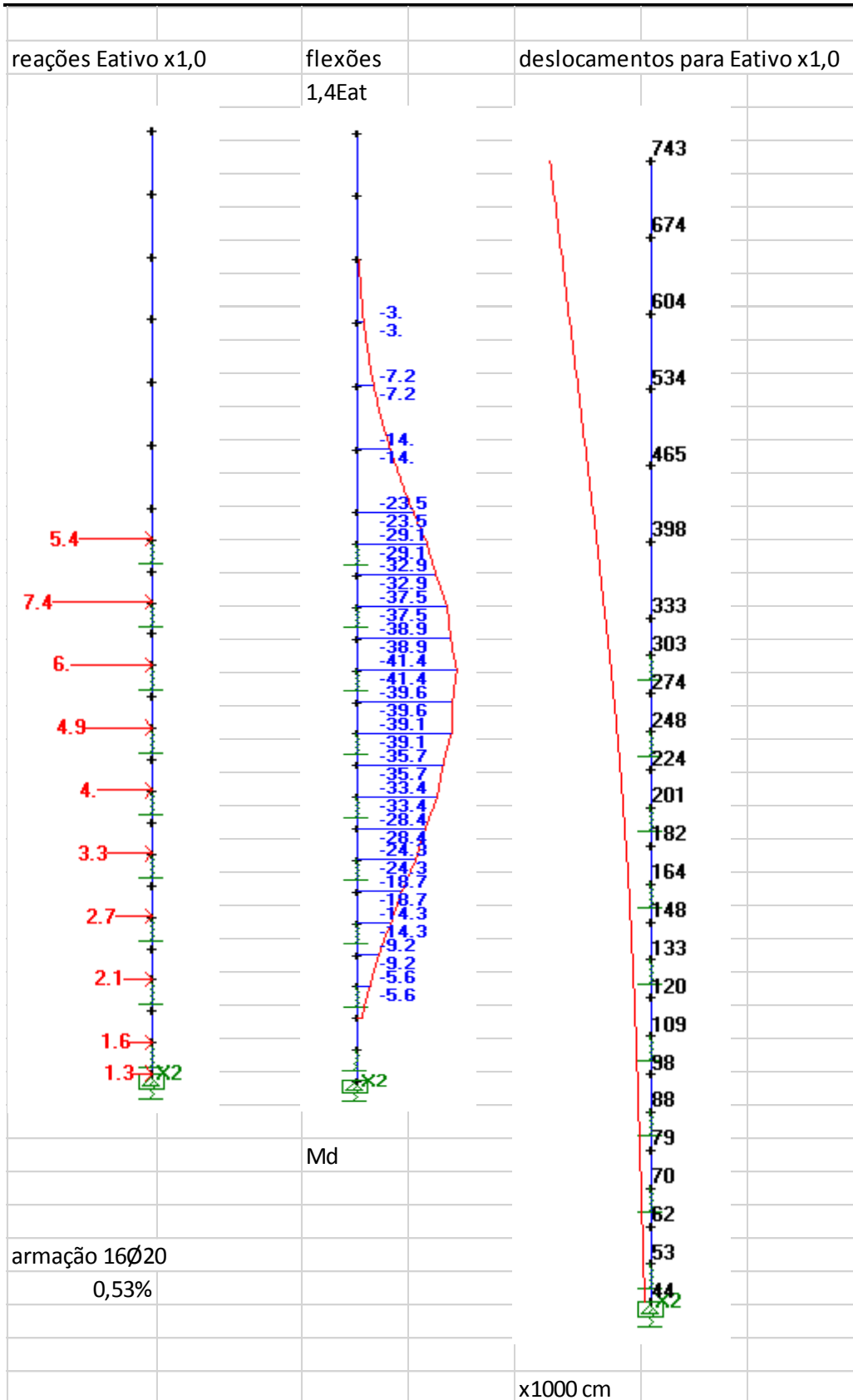
ESTACA AMARELA
 TERRENO NA COTA -10M ESTACA NA COTA -25M

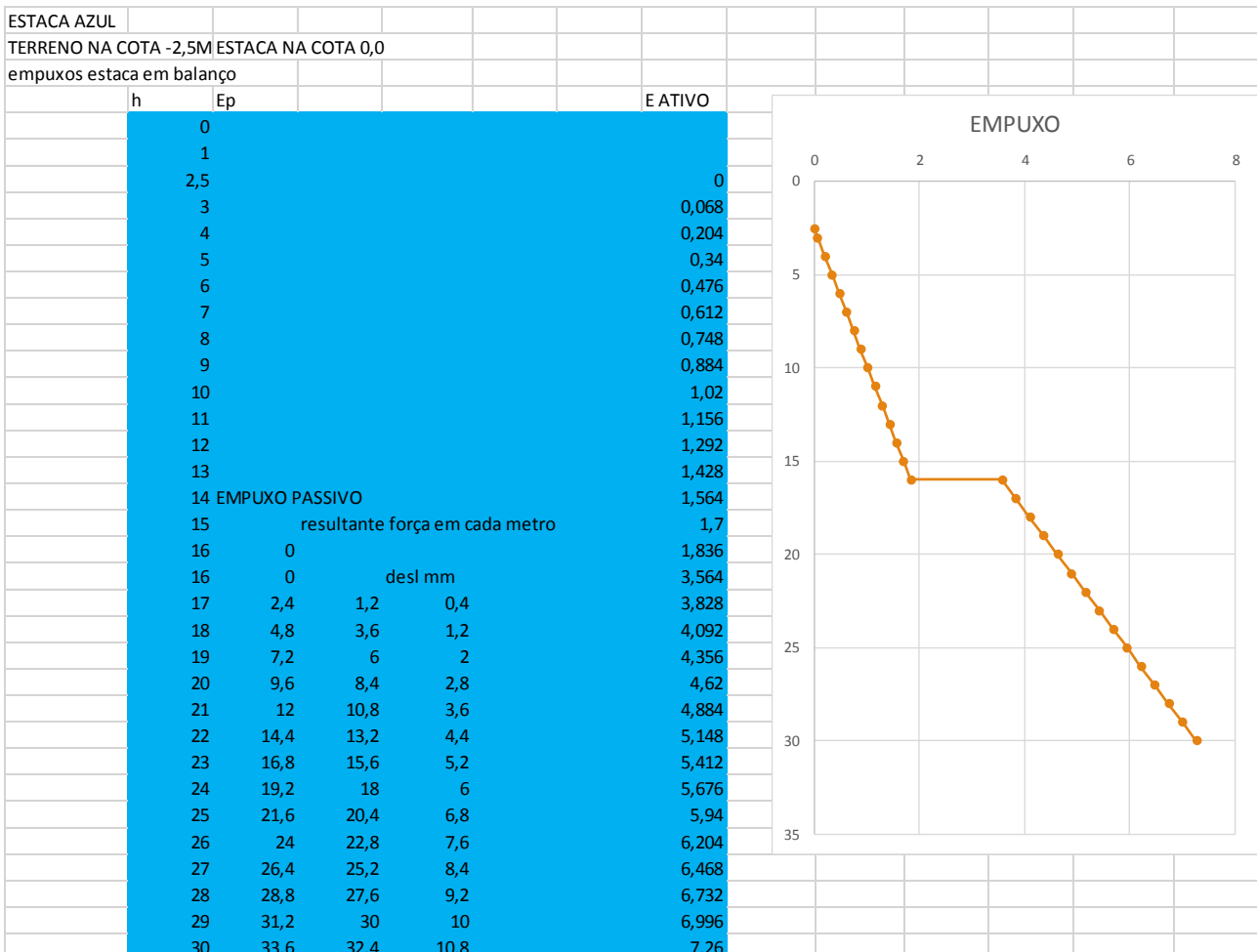
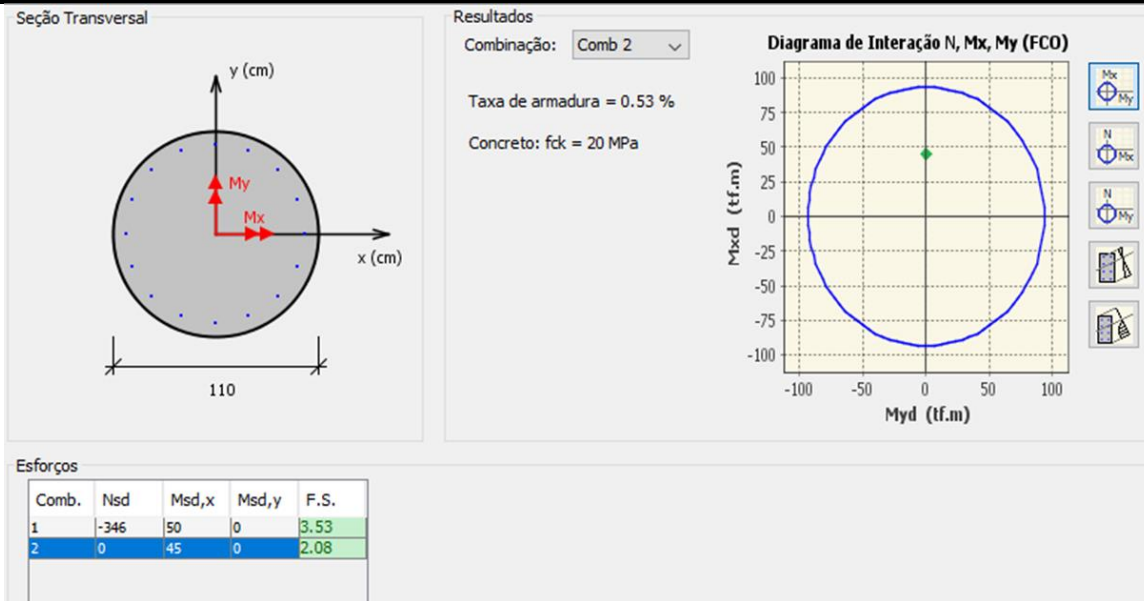
empuxos estaca em balanço

h	Ep	E ATIVO
0		0
1		0
2		0
3		0
4		0
5		0
6		0
7		0
8		0
9		0
10		0
11		0,48
12		0,96
13		1,44
14	EMPUXO PASSIVO	1,92
15	resultante força em cada metro	2,40
15		1,30
kp		1,90
3,69		2,51
17	-3,8	3,12
18	-6,8	3,73
19	-9,7	4,34
20	-12,7	1,80
21	-15,7	2,57
22	-18,25	3,34
23	-20,05	4,11
24	-13,25	4,87
25	-14,61	5,64
26	-15,97	
27	-17,33	
28	-18,69	
29	-18,05	
30	-19,4	
31	-14,2	
32	-14,2	
33	-4,7	
34	-4,7	
35	-4,6	
36	-5,1	
37	-5,6	
38	-6,0	
39	-6,5	

empuxo por camadas considerando os valores do kali





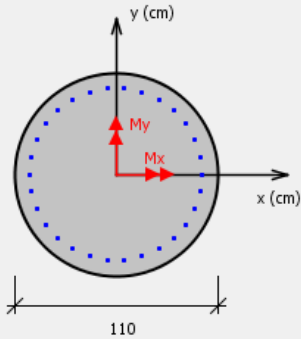


PCalc 1.4 - estacas 110 novas azul

Arquivo Dados Resultados Sobre



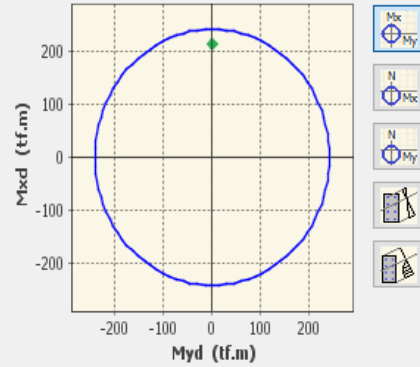
Seção Transversal



Resultados

 Combinação: **Comb 3**

Taxa de armadura = 1.55 %

 Concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Diagrama de Interação N, Mx, My (FCO)


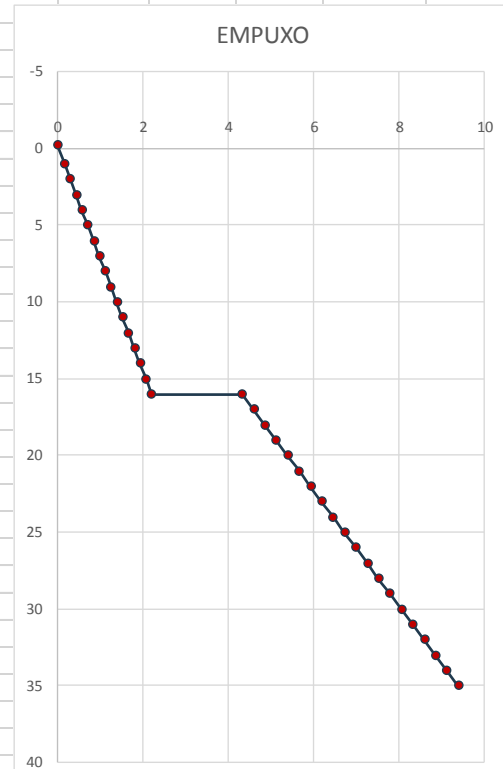
Esforços

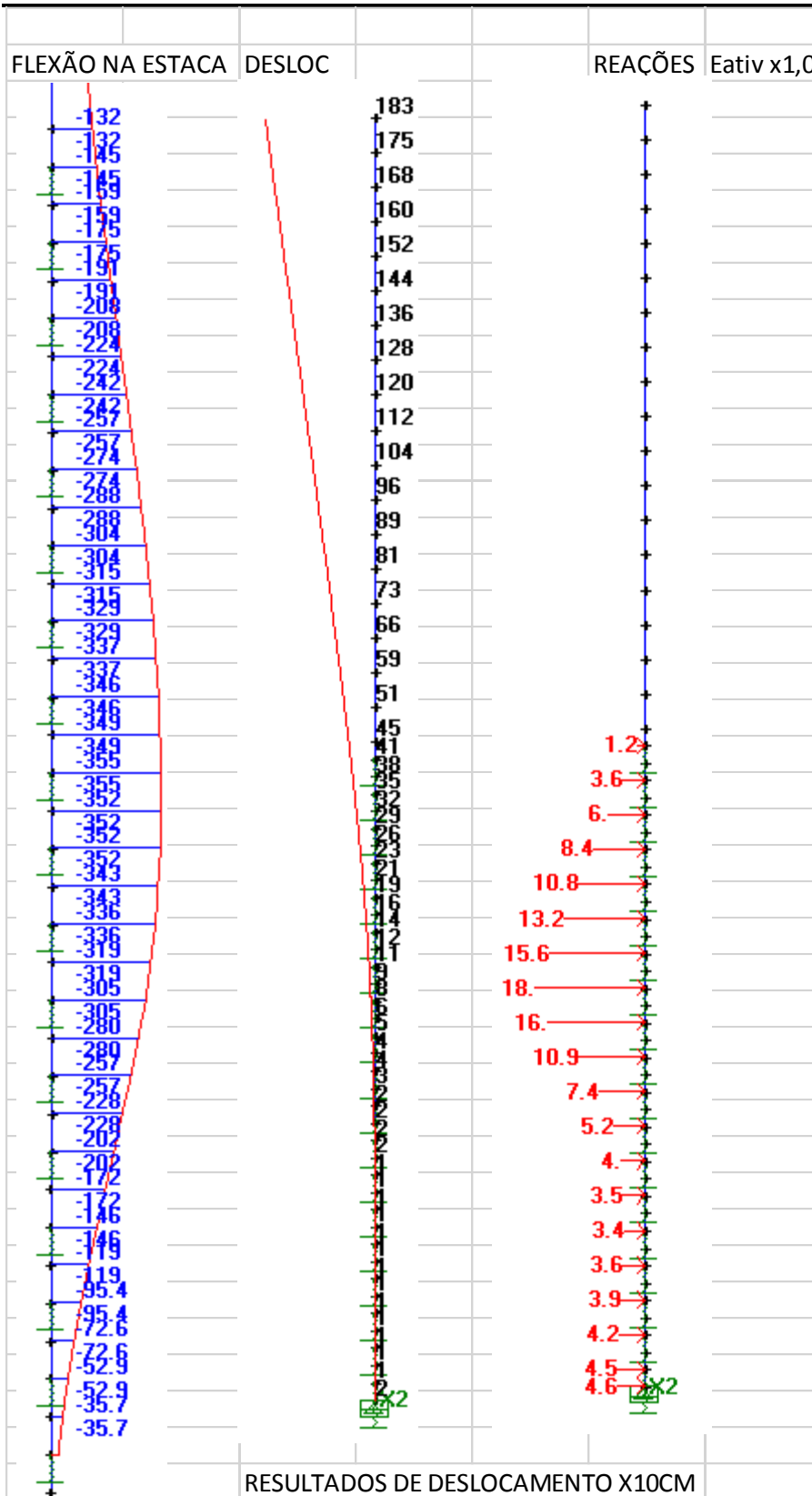
Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-346	50	0	5.86
2	-68	6	0	42.70
3	0	213	0	1.13

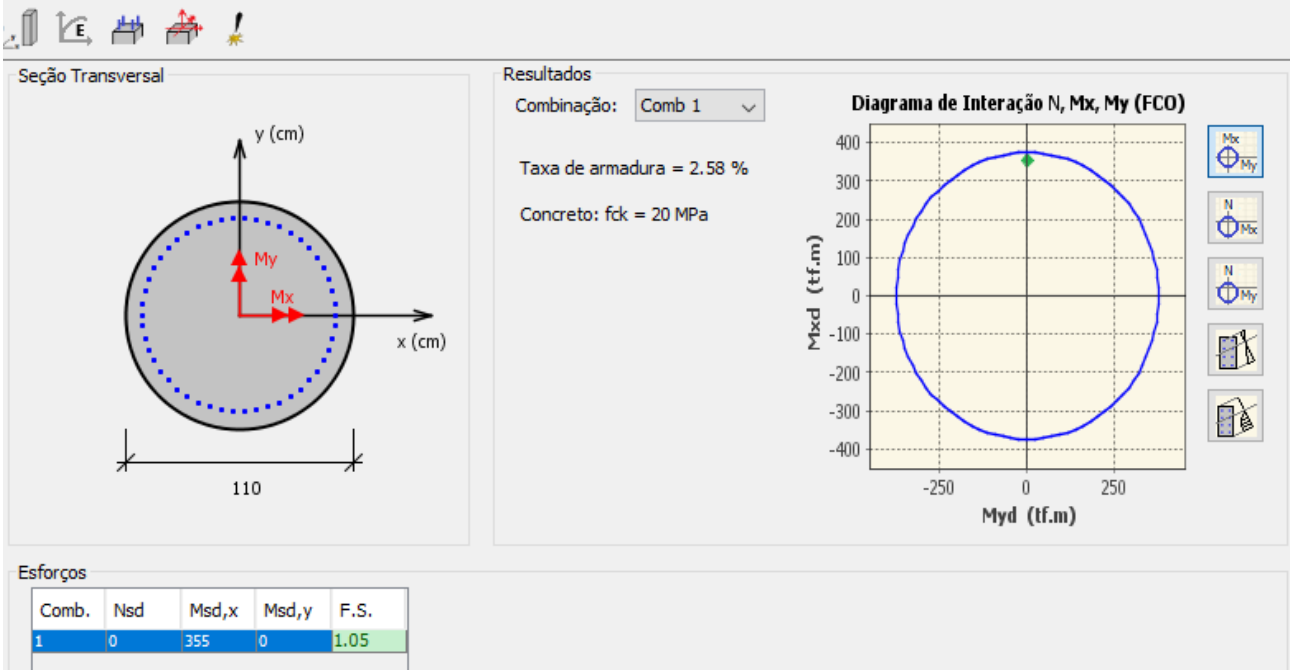
ESTACA VERDE					
PARA A PRIMEIRA ESTACA ISOLADA COM MAIOR EMPUXO					
empuxos estaca em balanço					
h	Ep				E ATIVO
-0,25					0
1					0,17
2					0,31
3					0,44
4					0,58
5					0,71
6					0,85
7					0,99
8					1,12
9					1,26
10					1,39
11					1,53
12					1,67
13					1,80
14	EMPUXO PASSIVO				1,94
15	resultante força em cada metro				2,07
16					2,21
16	0	desl mm			4,33
17	2,4	1,2	0,4		4,60
18	4,8	3,6	1,2		4,86
19	7,2	6	2		5,13
20	9,6	8,4	2,8		5,39
21	12	10,8	3,6		5,66
22	14,4	13,2	4,4		5,93
23	16,8	15,6	5,2		6,19
24	19,2	18	6		6,46
25	21,6	20,4	6,8		6,73
26	24	22,8	7,6		6,99
27	26,4	25,2	8,4		7,26
28	28,8	27,6	9,2		7,53
29	31,2	30	10		7,79
30	33,6	32,4	10,8		8,06
31	36	34,8	11,6		8,33
32	38,4	37,2	12,4		8,59
33	40,8	39,6	13,2		8,86
34	43,2	42	14		9,12
35	45,6	44,4	14,8		9,39

RESULTANTE EMPUXO ATIVO		
18,0		
130,3	148,3 tf	

UTILIZADA ESTA ESTACA ATÉ A COTA -35M







12.3. Verificação das Vigas

12.3.1. Verificação à flexão

<i>Flexões (M+)</i>	<i>VPEN</i>	<i>VPE1</i>	<i>VPE2</i>	<i>VPI1</i>	<i>VPI2</i>	<i>VH</i>	<i>VPS</i>	<i>VL nova</i>	<i>gf</i>
PP	1,5	81,6	120	132	73	215	31	1,5	1,35
Sobrecarga	270	186	240	347	172	595	67	3	1,5
Temperatura	160	45	24	30	30	0	0	0,1	0,72
Gradiente	390	230	140	160	140	80	19	4,5	0,36
Amarração	0	0	0	6	19	0	-1	0	1,12
Atracação	0	0	0	0	-20	-50	-3	0	1,2
MHC	217	145	193	261	205	396	81	8,5	1,5
Ship Loader	108	83	91	134	85	80	13	1	1,5
<i>Md (+)</i>	<i>VPEN</i>	<i>VPE1</i>	<i>VPE2</i>	<i>VPI1</i>	<i>VPI2</i>	<i>VH</i>	<i>VPS</i>	<i>VL nova</i>	
CB1 SC	407	389	522	699	357	1183	142	7	
CB2 MHC	328	328	452	570	406	884	163	15	
CB3 SC + temp	663	504	590	778	429	1212	149	8	
CB4 total Am	661	504	590	783	445	1212	148	8	
CB5 total At	663	504	590	778	405	1152	146	8	
CB6 total MHC	583	443	519	654	494	913	169	16	
SHIP loader	622	489	546	724	443	885	118	7	

Comentários:

1. O carregamento de Ship Loader com sobrecarga concomitante de 2,5tf/m² conduz a esforços inferiores aos valores de sobrecarga plena, portanto não foram incluídos no dimensionamento.

Normais	VPEN	VPE1	VPE2	VPI1	VPI2	VH	VPS	VL nova	gf
PP	-2	1,7	1,5	2,5	2,6	-1	-0,2	0,3	1,35
Sobrecarga	-8	-6	-2	-2,5	-3	-7	-1,5	-0,2	1,5
Temperatura	-260	-50	-25	-15	-10	-21	-12	-4	0,72
Gradiente	8	3	1	1,5	1	2	-0,5	0,2	0,36
Amarração	-27	-12	-25	-9	-9	-36	-10	-2	1,12
Atracação	-36	-28	-6	-11	-9	-82	5	-2	1,2
MHC	-6,7	-4,2	-2	-4	-5	-2	-0,5	-0,3	1,5
Ship Loader	-7	-4,5	-3	-5	-4	-1,5	0,7	-0,2	1,5
Nd (C+; T-)	VPEN	VPE1	VPE2	VPI1	VPI2	VH	VPS	VL nova	
CB1 SC	-15	-7	-1	0	-1	-12	-3	0	
CB2 MHC	-13	-4	-1	-3	-4	-4	-1	0	
CB3 SC + temp	-199	-42	-19	-11	-8	-26	-11	-3	
CB4 total Am	-229	-55	-47	-21	-18	-67	-23	-5	
CB5 total At	-242	-75	-26	-24	-19	-125	-5	-5	
CB6 total MHC	-227	-52	-47	-23	-21	-59	-21	-5	

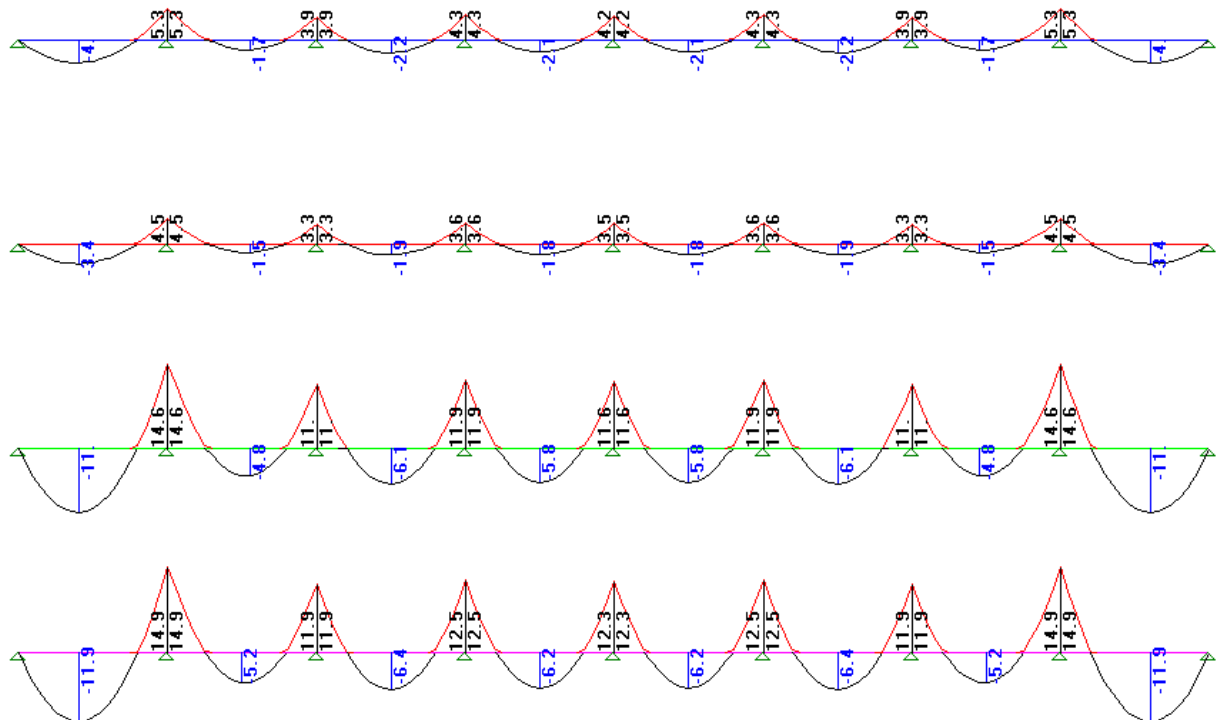
Flexões negativas no apoio	VPEN	VPE1	VPE2	VPI1	VPI2	VH	VPS	VL nova	gf
PP	65	76	164	186	54,5	73	1	1	1,35
Sobrecarga	125	85	270	322	117	96	9	8	1,5
Temperatura	44	16	0	18	32	45	1,5	0	0,72
Gradiente	483	254	174	159	152	130	21	6,5	0,36
Amarração	33	35	49	42	55	141	2	0,3	1,12
Atracação	23	12	17	28	15	230	5	0,7	1,2
MHC patolado	132	50	131	143	66	72	27	7	1,5
Ship Loader	54	40	43	60	27	20	1	0,8	1,5
Md (TF.M)	VPEN	VPE1	VPE2	VPI1	VPI2	VH	VPS	VL nova	
CB1 SC	275	230	626	734	249	243	15	13	
CB2 MHC	286	178	418	466	173	207	42	12	
CB3 SC + temp	481	333	689	804	327	322	23	16	
CB4 total Am	518	372	744	851	388	480	26	16	
CB5 total At	508	347	709	838	345	598	29	17	
CB6 total MHC	528	320	535	583	312	444	53	15	

Foi adotado 15% de plastificação de momento negativo nos apoios das vigas longitudinais.

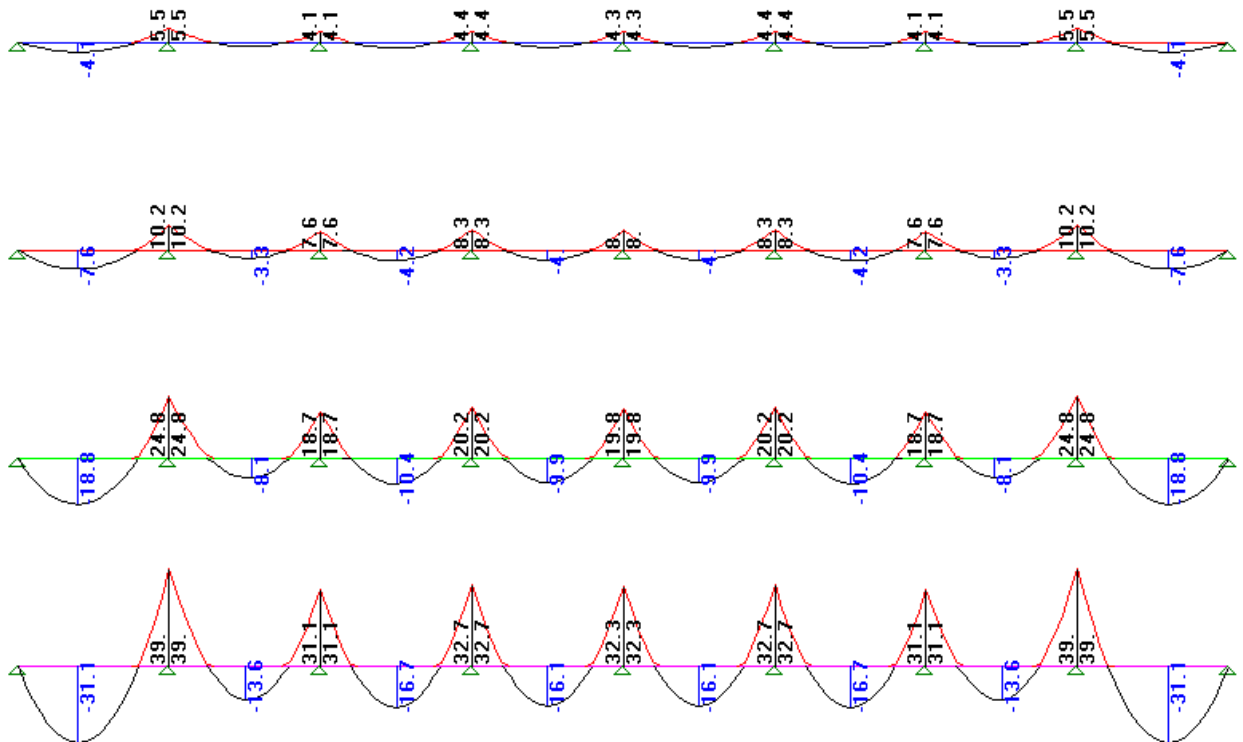
Fases construtivas para a viga nova frontal Nova (VPEN):

análise da viga frontal para fases construtivas

viga isostática	1ªfase						
carga	1,9 tf/m			1,9 tf/m	Md+		12,1 tf.m
viga contínua	2ªfase						
carga	3,3 tf/m	Md-	7,2 tf.m	1,3 tf/m	Md+		5,2 tf/m
viga contínua	3ªfase						
carga	4,4 tf/m	Md-	13,3 tf.m	1,1 tf/m	Md+		4,4 tf/m
viga contínua	4ªfase						
carga	8,0 tf/m	Md-	32,2 tf.m	3,6 tf/m	Md+		14,3 tf/m
viga contínua	5ªfase						
carga	11,9 tf/m	Md-	50,7 tf.m	3,8 tf/m	Md+		15,6 tf/m

Vigas contínuas para fase construtiva para momento positivo:


Vigas contínuas para fase construtiva para momento negativo:



DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO		Obs.: 1. Força normal de compressão > 0 2. Tabela para aço CA-50 A														
f_{ck} (MPa):	40	(Kclim=	1,09455)													
aço CA-50 A	40	(Kclim=	1,09455)													
Seção	Mk (tfxm)	Nk (tf)	Md (tfxm)	Nd (tf)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	Msd (tfxm)	ΔMd (tfxm)	K6	Kc	a	x	X (cm)	A_g (cm ²)
VPEN	+		663	-242,2	153,00	310,00	295,0	15,0	323,5	-11844,5	576,2	41,16	79,96	0,0	3,7	81,1
VPEN	-		528	-227,3	153,00	310,00	295,0	15,0	210,0	-11958,0	887,5	63,39	123,16	0,0	2,4	68,7
VPEN	+apoio		0	0,0	153,00	310,00	295,0	15,0	0,0	-12168,0	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
VPEN	-vão		250	0,0	153,00	310,00	295,0	15,0	250,0	-11918,0	745,6	53,26	103,48	0,0	2,9	19,6
			considerando o dobro do Md													
VPEN - prêmold	2ªfase	negativos	7	0,0	153,00	50,00	43,0	7,0	7,2	-251,4	553,9	39,57	76,87	0,0	0,6	3,8
VPEN - prêmold	3ªfase	negativos	27	0,0	153,00	85,00	78,0	7,0	26,5	-824,2	491,4	35,10	68,19	0,0	1,2	7,9
VPEN - prêmold	4ªfase	negativos	64	0,0	153,00	115,00	108,0	7,0	64,5	-1566,4	387,5	27,68	53,77	0,0	2,0	13,8
VPEN - prêmold	5ªfase	negativos	101	0,0	153,00	210,00	203,0	7,0	101,4	-5660,5	870,5	62,18	120,81	0,0	1,7	11,5
VPEN - prêmold	1ªfase	positivos	12	0,0	153,00	20,00	13,0	7,0	12,1	-11,5	29,8	2,13	4,14	0,3	3,5	24,1
VPEN - prêmold	2ªfase	positivos	5	0,0	153,00	50,00	43,0	7,0	5,2	-253,3	761,6	54,40	105,70	0,0	0,4	2,8
VPEN - prêmold	3ªfase	positivos	4	0,0	153,00	85,00	78,0	7,0	4,4	-846,3	2948,4	210,60	409,17	0,0	0,2	1,3
VPEN - prêmold	4ªfase	positivos	14	0,0	153,00	115,00	108,0	7,0	14,3	-1616,6	1747,2	124,80	242,46	0,0	0,4	3,1
VPEN - prêmold	5ªfase	positivos	16	0,0	153,00	210,00	203,0	7,0	15,6	-5746,3	5658,3	404,17	785,24	0,0	0,3	1,8

A somatória de armaduras de flexão na face inferior da viga para fase construtiva resulta em 33cm², que deve ser adicionada a armadura de fase operacional de 81,1cm².

torção	VPEN	gf	Td
PP	13	1,35	18
Sobrecarga	20	1,5	30
Temperatura	14	0,72	10
Gradiente	8	0,36	3
Amarração	5	1,12	6
Atracação	96	1,2	115
MHC patolado	57	1,5	86
CB1 SC			48
CB2 MHC			103
CB3 SC + temp			61
CB4 total Am			66
CB5 total At			176
CB6 total MHC			122

torção	máxima		
fck	0,40	tf/cm ²	
b	153,0	h	310,0 cm
he	A/u	15,0	cm
Ae	40710,0	cm ²	
Td	17571	tf.cm	
Ast/s	4,96	cm ² /m	
Asl/u	4,96	cm ² /m	
Trd2	732,8	tf.m	

Para a largura da base da viga de 153, temos 7,5cm², além da armadura de flexão já calculada.

Armadura de positivo adotada de 19Ø25 no pré-moldado e 9Ø25 no “in loco”.

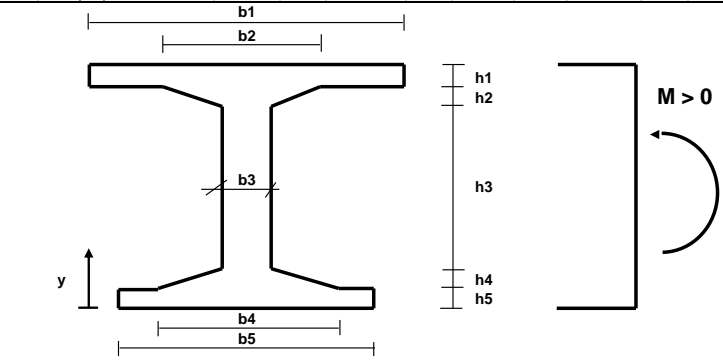
Para a armadura de negativo de fase construtiva, foram adotados os valores de 11Ø12,5 para a segunda fase pelo critério de armadura mínima por taxa 0,179%Ac. Para a terceira, quarta e quinta fases, foram atendidos os critérios do dobro de Momento fletor solicitante da NBR6118 para armadura com grandes seções.

Para a ligação entre estrutura existente e nova, foram chumbadas barras de diâmetro de 16mm associados aos arranques de fase e com barras intermediárias de 12,5mm a cada 15cm.

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VPE1		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
1,25	0,00	1,25	1,25	1,25	0,70	0,00	2,50	0,00	0,00	3,200		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	4,000
Inércia (m ⁴) =	3,41333
y _{cg} (m) =	1,6000

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3) ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)

f_{ptk} = 1.500 MPa E_p = 195.000 MPa γ_s = 1,15

HIPÓTESE ADOTADA :
Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.

Nº de cabos = 5 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,25	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,37	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,49	23				
4	12,00	0,50	5,6	0,61	24				
5	12,00	0,50	5,6	0,73	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO

f_{ck} = 25 MPa E_c = 23.800 MPa γ_c = 1,40 ε_c = 1,00 ‰

ARMADURA FROUXA

f_{yk} = 500 MPa E_s = 210.000 MPa γ_s = 1,15 ε_s = 10,00 ‰ N° = 2 un

A _s	Área(cm ²)	y (m)
1	6,12	0,16
2	25,00	0,07
3		
4		
5		

X (m) = 0,2852 Y (m) = 0,2282

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N° = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -37,0 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

M_{ud} = Momento resistente de cálculo

N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS

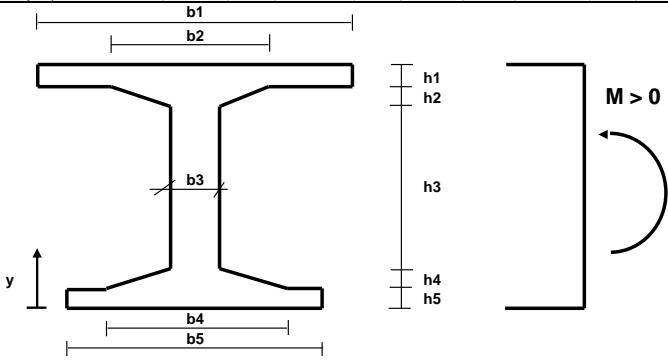
N_d (tf) = -37,0 M_{ud} (tf.m) = 1.219,3

γ_f = 1,40 M_k (tf.m) = 870,9 M_k(tf.m/m) = (P/ Lajes)

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VPE2		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
1,75	0,45	0,45	0,45	0,45	0,70	0,00	2,50	0,00	0,00	3,200		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,350
Inércia (m ⁴) =	2,13723
Y _{cg} (m) =	2,0840

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3) ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)

f_{ptk} = 1.500 MPa HIPÓTESE ADOTADA :
 Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.

E_p = 195.000 MPa

γ_s = 1,15

Nº de cabos = 6 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,25	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,37	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,49	23				
4	12,00	0,50	5,6	0,61	24				
5	12,00	0,50	5,6	0,73	25				
6	12,00	0,50	5,6	0,85	26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO

f_{ck} = 25 MPa

E_c = 23.800 MPa

γ_c = 1,40

ε_c = 0,82 ‰

ARMADURA FROUXA

f_{yk} = 500 MPa

E_s = 210.000 MPa

γ_s = 1,15

ε_s = 10,00 ‰

Nº = 2 un

A _s	Área (cm ²)	y (m)
1	5,00	0,16
2	25,00	0,07
3		
4		
5		

X (m) = 0,2362

Y (m) = 0,1890

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -30,0 tf (Tração < 0)
 (FLEXO-TRAÇÃO)

M_{ud} = Momento resistente de cálculo

N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS

N_d (tf) = -30,0

M_{ud} (tf.m) = 1.389,4

γ_r = 1,40

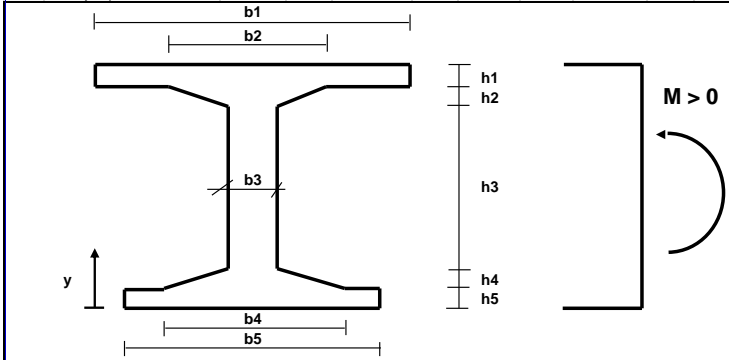
M_k (tf.m) = 992,5

M_k(tf.m/m) = (P/ Lajes)

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VPH		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
1,75	0,45	0,45	0,45	0,45	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	2,328
Inércia (m ⁴) =	2,04092
y _{cg} (m) =	2,0539

ARMADURA DE PROTENSÃO			
Tipo =	2	(RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} =	1.500	MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p =	195.000	MPa	
γ _s =	1,15		
Nº de cabos =	5	un	
P = Força máxima em uma cordoalha			
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção			
N = Nº de cordoalhas no cabo			
A = Área da cordoalha			

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,30	21				
2	12,00	0,50	5,6	0,42	22				
3	12,00	0,50	5,6	0,54	23				
4	12,00	0,50	5,6	0,66	24				
5	12,00	0,50	5,6	0,78	25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO		
f _{ck} =	25	MPa
E _c =	23.800	MPa
γ _c =	1,40	
ε _c =	0,68	‰

ARMADURA FROUXA				
f _{yk} =	500	MPa	A _s	Área(cm ²) y (m)
E _s =	210.000	MPa	1	5,00 0,16
γ _s =	1,15		2	25,00 0,07
ε _s =	10,00	‰	3	
Nº =	2	un	4	
			5	

X (m) = 0,1958
 Y (m) = 0,1566

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
 Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa
 X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -49,0 tf (Tração < 0)
 (FLEXO-TRAÇÃO)

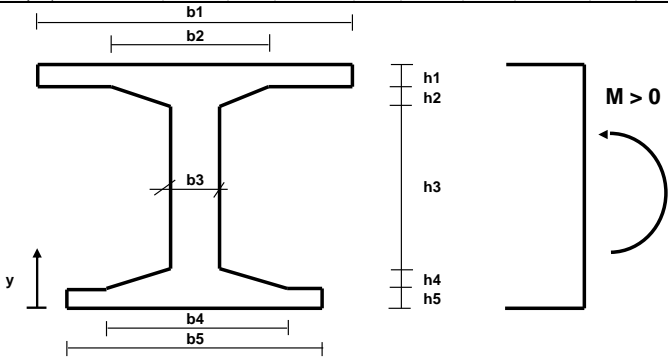
M_{ud} = Momento resistente de cálculo
 N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf)	-49,0
M _{ud} (tf.m)	1.186,8
γ _f	1,40
M _k (tf.m)	847,7
M _k (tf.m/m)	(P/ Lajes)

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VPI2		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
1,00	0,45	0,45	0,45	0,45	0,70	0,00	2,45	0,00	0,00	3,150		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	1,803
Inércia (m ⁴) =	1,64216
Y _{cg} (m) =	1,8367

ARMADURA DE PROTENSÃO	
Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p = 195.000 MPa	
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 4 un	
P = Força máxima em uma cordoalha	
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção	
N = Nº de cordoalhas no cabo	
A = Área da cordoalha	

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,30
2	12,00	0,50	5,6	0,42
3	12,00	0,50	5,6	0,54
4	12,00	0,50	5,6	0,66
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				

CONCRETO		ARMADURA FROUXA			
f _{ck} = 25 MPa	E _c = 23.800 MPa	f _{yk} = 500 MPa	E _s = 210.000 MPa	A _s	Área (cm ²) y (m)
γ _c = 1,40	ε _c = 1,02 ‰	γ _s = 1,15	ε _s = 10,00 ‰	1	5,00 0,16
		Nº = 2 un		2	25,00 0,07
				3	
				4	
				5	

X (m) = 0,2850
 Y (m) = 0,2280

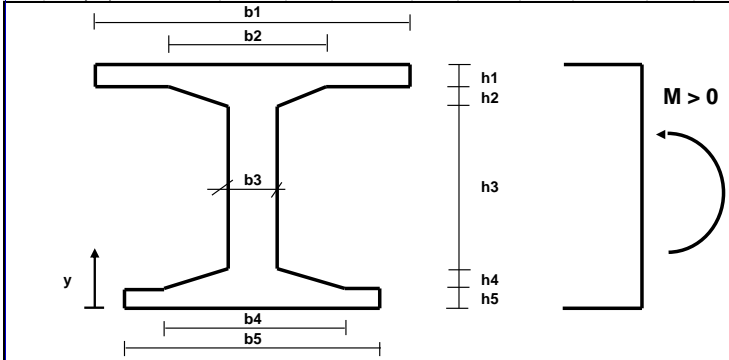
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
 Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa
 X = Profundidade da linha neutra

RESULTADOS	
N _d (tf) = -52,0	Y = 0,8.X ALVO: N = -52,0 tf (Tração < 0)
M _{ud} (tf.m) = 1.006,7	(FLEXO-TRAÇÃO)
γ _r = 1,40	M _{ud} = Momento resistente de cálculo
M _k (tf.m) = 719,1	N _d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)
M _k (tf.m/m) =	(P/ Lajes)

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VH		
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS	
2,00	0,00	0,70	0,00	0,00	0,70	0,00	2,85	0,00	0,00	3,550		

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	3,395
Inércia (m ⁴) =	3,99949
y _{cg} (m) =	2,1570

ARMADURA DE PROTENSÃO

Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3) ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)

f_{ptk} = 1.500 MPa E_p = 195.000 MPa γ_s = 1,15

HIPÓTESE ADOTADA :
Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.

Nº de cabos = 0 un

P = Força máxima em uma cordoalha

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N = Nº de cordoalhas no cabo

A = Área da cordoalha

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁					Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)	Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
1					21				
2					22				
3					23				
4					24				
5					25				
6					26				
7					27				
8					28				
9					29				
10					30				
11					31				
12					32				
13					33				
14					34				
15					35				
16					36				
17					37				
18					38				
19					39				
20					40				

CONCRETO

f_{ck} = 25 MPa E_c = 23.800 MPa γ_c = 1,40 ε_c = 0,39 ‰

ARMADURA FROUXA

f_{yk} = 500 MPa E_s = 210.000 MPa γ_s = 1,15 ε_s = 10,00 ‰ N^o = 3 un

A _s	Área(cm ²)	y (m)
1	23,28	0,17
2	23,28	0,22
3	49,00	0,10
4		
5		

X (m) = 0,1295 Y (m) = 0,1036

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção

N^o = Quantidade de níveis de armadura frouxa

X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -101,0 tf (Tração < 0)

(FLEXO-TRAÇÃO)

M_{ud} = Momento resistente de cálculo

N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS

N_d (tf) = -101,0 M_{ud} (tf.m) = 1.257,2

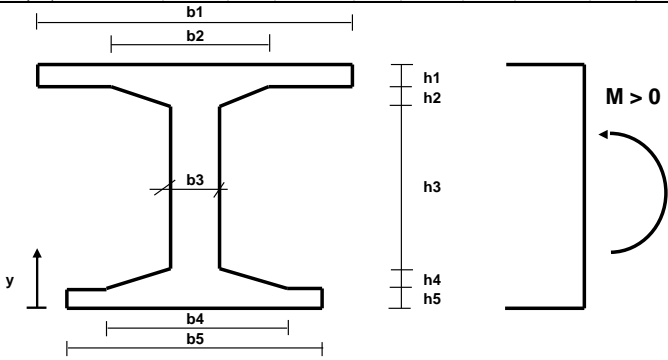
γ_f = 1,40 M_k (tf.m) = 898,0 M_k(tf.m/m) =

(P/ Lajes)

VERIFICAÇÃO À RUPTURA DE VIGAS PROTENDIDAS EM SEÇÃO I (ELU)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (m)										VPS	
b1	b2	b3	b4	b5	h1	h2	h3	h4	h5	Σh	LIMPARDADOS
1,74	0,70	0,50	0,00	0,00	0,60	0,15	0,70	0,00	0,00	1,450	

NOTA: Para lajes, preencher b1 e h1.



Área (m ²) =	1,484
Inércia (m ⁴) =	0,21598
Y _{cg} (m) =	0,9388

ARMADURA DE PROTENSÃO	
Tipo = 2 (RB=1 ; RN=2 ; DYWIDAG=3)	ADERÊNCIA (FD) = 1,0 (Aderente =1 ; Não-aderente < 1)
f _{ptk} = 1.500 MPa	HIPÓTESE ADOTADA : Para o cabo não-aderente, sua deformação corresponderá à deformação das fibras adjacentes ao concreto multiplicada por Fd.
E _p = 195.000 MPa	
γ _s = 1,15	
Nº de cabos = 3 un	
P = Força máxima em uma cordoalha	
y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção	
N = Nº de cordoalhas no cabo	
A = Área da cordoalha	

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A ₁ (cm ²)	P ₁ (tf)	y (m)
1	12,00	0,50	5,6	0,19
2	12,00	0,50	5,6	0,19
3	12,00	0,50	5,6	0,36
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

Para N cord.: A = N·A ₁ P = N·P ₁				
Cabo	N	A (cm ²)	P (tf)	y (m)
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				

CONCRETO		ARMADURA FROUXA			
f _{ck} = 25 MPa	E _c = 23.800 MPa	f _{yk} = 500 MPa	E _s = 210.000 MPa	A _s	Área (cm ²) y (m)
γ _c = 1,40	ε _c = 0,91 ‰	γ _s = 1,15	ε _s = 10,00 ‰	1	5,00 0,16
		Nº = 2 un		2	12,60 0,07
				3	
				4	
				5	

X (m) = 0,1147
Y (m) = 0,0917

y = Distância entre o centro de gravidade da armadura à face inferior da seção
Nº = Quantidade de níveis de armadura frouxa
X = Profundidade da linha neutra

Y = 0,8.X ALVO: N = -35,0 tf (Tração < 0)
(FLEXO-TRAÇÃO)
M_{ud} = Momento resistente de cálculo
N_d = Normal resistente de cálculo (compressão > 0)

RESULTADOS	
N _d (tf) =	-35,0
M _{ud} (tf.m) =	316,2
γ _r =	1,40
M _k (tf.m) =	225,9
M _k (tf.m/m) =	(P/ Lajes)

12.3.2. Verificação ao cisalhamento

Cortantes	VPEN	VPE1	VPE2	VPI1	VPI2	VH	VPS		gf
PP	27	31	40	45	15	13	5	0,6	1,35
Sobrecarga	54	37	65	78	32	66	12	1,5	1,5
Temperatura	10	4	3	3	5	3	0,2	0,5	0,72
Gradiente	30	20	8	5	5	8	4	0,3	0,36
Amarração	5	6	4	5	7	12	0,5	0,3	1,12
Atracção	32	21	3	4	8	8	0,7	0,1	1,2
MHC patolado	42	40	48	40	25	45	12	3	1,5
Vd (TF)									
CB1 SC	117	97	152	178	68	117	25	3	
CB2 MHC	99	102	126	121	58	85	25	5	
CB3 SC + temp	135	107	157	182	74	122	26	4	
CB4 total Am	141	114	161	187	81	135	27	4	
CB5 total At	174	133	160	187	83	131	27	4	
CB6 total MHC	123	119	136	130	71	104	27	6	

VPE1			VPE2			VPI1		
CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO		
cálculo da armadura :			cálculo da armadura :			cálculo da armadura :		
dados			dados			dados		
fck	40	MPa	fck	40	MPa	fck	40	MPa
φ	45	graus	φ	45	graus	φ	45	graus
bw	105	cm	bw	45	cm	bw	45	cm
d	305	cm	d	305	cm	d	305	cm
Vsd	133	tf	Vsd	161	tf	Vsd	187	tf
β	1		β	1		β	1	
Δσfadiga	85	MPa	Δσfadiga	85	MPa	Δσfadiga	85	MPa
calculo de Vc			calculo de Vc			calculo de Vc		
Asmin			Asmin			Asmin		
16,94 cm ² /m			7,26 cm ² /m			6,318		
α2	0,84	As exist	α2	0,84	As exist	α2	0,84	As exist
Vrd2	2075,2	37,3 cm ² /m	Vrd2	889,38	26,7 cm ² /m	Vrd2	889,38	26,7 cm ² /m
Vc0	337,1		Vc0	144,48	16,7 cm ² /m	Vc0	144,48	
Vc	376,8	al	Vc	141,27	1243,1	Vc	136,17	558,5
Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga		
Asw/s	-20,45 cm ² /m		Asw/s	1,65 cm ² /m		Asw/s	4,28 cm ² /m	

VPI1			VPI2			VH		
CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO		
cálculo da armadura :			cálculo da armadura :			cálculo da armadura :		
dados			dados			dados		
fck	40	MPa	fck	40	MPa	fck	40	MPa
φ	45	graus	φ	45	graus	φ	45	graus
bw	45	cm	bw	45	cm	bw	70	cm
d	305	cm	d	220	cm	d	365	cm
Vsd	187	tf	Vsd	83	tf	Vsd	135	tf
β	1		β	1		β	1	
Δfadiga	85	MPa	Δfadiga	85	MPa	Δfadiga	85	MPa
calculo de Vc		Asmin	calculo de Vc		Asmin	calculo de Vc		Asmin
		7,26 cm ² /m			7,26 cm ² /m			9,83 cm ² /m
αv2	0,84	As exist	αv2	0,84	As exist	αv2	0,84	As exist
Vrd2	889,38	26,7 cm ² /m	Vrd2	641,52	26,7 cm ² /m	Vrd2	1655,6	12,5 cm ² /m
Vc0	144,48		Vc0	104,21		Vc0	268,95	
Vc	136,17	al	Vc	108,28	al	Vc	294,93	al
		558,5			-365,9			-154,1
		152,5			110			182,5
Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga		
Asw/s	4,28 cm ² /m		Asw/s	-2,91 cm ² /m		Asw/s	-11,19 cm ² /m	

VPS			Vnova longitudinal VIGA NA LAJE EXISTENTE			VPEN		
CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO			CÁLCULO DE CISALHAMENTO		
cálculo da armadura :			cálculo da armadura :			cálculo da armadura :		
dados			dados			dados		
fck	40	MPa	fck	40	MPa	fck	40	MPa
φ	45	graus	φ	45	graus	φ	45	graus
bw	50	cm	bw	50	cm	bw	155	cm
d	130	cm	d	45	cm	d	290	cm
Vsd	27	tf	Vsd	6	tf	Vsd	174	tf
β	1		β	1		β	1	
Δfadiga	85	MPa	Δfadiga	85	MPa	Δfadiga	85	MPa
calculo de Vc		Asmin	calculo de Vc		Asmin	calculo de Vc		Asmin
		7,02 cm ² /m	ser de 30cm		7,02 cm ² /m	ser de 30cm		21,76 cm ² /m
αv2	0,84	As exist	αv2	0,84	As exist	αv2	0,84	As exist
Vrd2	421,2	16,0 cm ² /m	Vrd2	145,8	0,0 cm ² /m	Vrd2	2912,76	0,0 cm ² /m
Vc0	68,42202		Vc0	23,7		Vc0	473,2	
Vc	76,42215	al	Vc	27,1	al	Vc	531,2	al
		-35,9			-6,6			-70,5
		65			22,5			145
Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga			Calculo da armadura sem fadiga		
Asw/s	-9,68 cm ² /m		Asw/s	-11,91 cm ² /m	0,14245	Asw/s	-31,48 cm ² /m	0,045952

A armadura mínima das VPE's e VPI's são de 6,13cm²/m

A armadura existente nas vigas VPE's e VPI's é de 26,7cm²/m na região próxima ao apoio.

Como o espaçamento máximo permitido em norma é de 30cm para $V_d < 0,67V_{Rd2}$, foi adotada uma armadura de Ø12,5mm c/30 para as vigas VPE e VPI.

A armadura da VH resultou em valor inferior ao mínimo e para a largura de 70cm após o reforço, a armadura mínima é de 9,8cm²/m. Adotado Ø12,5c/25cm.

Analogamente para a VPS, a armadura calculada resultou em valor inferior ao mínimo de 7cm²/m. Adotou-se Ø12,5c/30cm.

Para a VPEN a armadura adotada foi de 2RØ12,5c/15 + 4RØ10c/15.

Flexão na laje

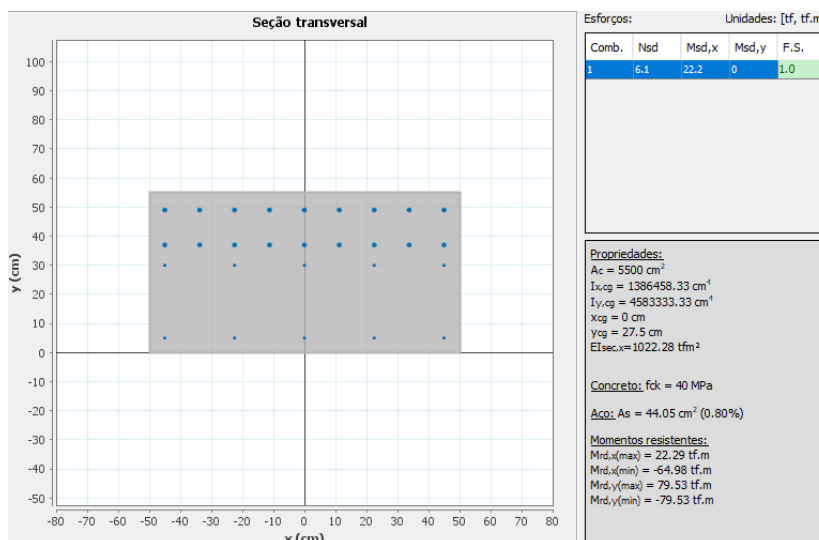
Flexão longitudinal na laje

FLEXÕES NA LAJE – Mx (longitudinal)	M	N
PP	1,92	-0,5
Sobrecarga	5	-0,2
Temperatura	0	-7,5
Gradiente	4,4	-0,2
Amarração	0	0
Atracção	0	0
MHC patolado	12	-0,08

$$Md = 1,35 \times 1,92 + 1,5 \times 12 + 0,36 \times 4,4 = 22,2 \text{ tfm/m}$$

$$Nd = 1,35 \times 0,5 + 0,72 \times 7,5 = 6,1 \text{ tf/m de tração}$$

Adicionando armadura de Ø16c/12,5 na laje nova sobre a laje existente, a estrutura atende aos esforços solicitantes.



Flexão na laje entre o Eixo C e o muro de arrimo (direção transversal do Cais)

FLEXÕES NA LAJE – My sobre estacas	M-	M+
PP	15	20
Sobrecarga	30	35
Temperatura	3,27	1,4
Gradiente	0	3
Amarração	8	0,8
Atracção	15	0,2
MHC patolado	22	20

$$Md(-) = (15 \times 1,35 + 30 \times 1,5 + 0,72 \times 3,27 + 1,2 \times 15) \times 0,85 = 73 \text{ tf.m/m}$$

$$Md(+) = (35 \times 1,5 + 1,35 \times 20 + 0,72 \times 1,4 + 0,36 \times 3 + 1,12 \times 0,8) = 83 \text{ tf.m/m}$$

$N_d = -12 \text{ tf/m}$

FLEXÕES NA LAJE – My trecho entre estacas	M-	M+
PP	7	11
Sobrecarga	18	22
Temperatura	1	1
Gradiente	0	5
Amarração	0	0
Atracação	6	1
MHC patolado	15	16

 $M_d(+\text{típ}) = 22 \cdot 1,5 + 1,35 \cdot 11 + 0,36 \cdot 5 + 1,2 \cdot 1 = 51 \text{ tf.m/m}$
 $M_d(-\text{típ}) = 1,35 \cdot 7 + 1,5 \cdot 18 + 0,72 \cdot 1 + 1,2 \cdot 6 = 44,4 \text{ tf.m/m}$
 $N_d = -12 \text{ tf/m}$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO				Obs.: 1. Força normal de compressão > 0 2. Tabela para aço CA-50 A														
f_{ck} (MPa):	40	(Kclim=	1,09455)															
aço CA-50 A																		
Seção	Mk (tfxm)	Nk (tf)	Md (tfxm)	Nd (tf)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	Msd (tfxm)	ΔM_d (tfxm)	K6	Kc	a	x	X (cm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	
laje nova	-		72,8	-12,0	100,00	50,00	45,0	5,0	70,4	-114,7	40,3	2,88	5,59	0,2	8,7	41,7	—	
laje nova	+		82,5	-12,0	100,00	50,00	45,0	5,0	80,1	-105,0	35,4	2,53	4,91	0,2	10,1	47,7	—	
laje nova típico	+		50,9	-12,0	100,00	50,00	45,0	5,0	48,5	-136,6	58,5	4,18	8,12	0,1	5,8	28,9	—	
laje nova típico	-		44,4	-12,0	100,00	50,00	45,0	5,0	42,0	-143,1	67,5	4,82	9,37	0,1	5,0	25,2	—	

Armadura de cisalhamento:

verificação de dispensa de armadura para a laje nova com 50 cm						
vrd1						
fck	40					
fctd	0,018	tf/cm ²		Nsd	0	tf
Trd	0,004			h	50	cm
ro1	0,011			d	45	cm
sigmscp	0			bw	100	cm
k	1,15					
VRd1	37,12	tf				

$$V_d = 1,5 \cdot 40 + 1,35 \cdot 18 + 1,2 \cdot 5 = 90 \text{ tf/m}$$

laje 50cm		
CÁLCULO DE CISALHAMENTO		
cálculo da armadura :		
dados		
fck	40	MPa
φ	40	graus
bw	100	cm
d	45	cm
Vsd	90,3	tf
β	1	
Vsmax (comb. freq)		Tf
Vsmin (comb. freq)		tf
Δofadiga	85	MPa
calculo de Vc		
αv2	0,84	
Vrd2	287,1699408	
Vc0	47,36908736	
Vc	38,88872492	
Calculo da armadura sem fadiga		
Asw/s	24,49	cm ² /m

Adotado Ø10c/20c/15 nas regiões dos apoios e na região do muro de retroárea.

13. VERIFICAÇÕES ADICIONAIS

13.1. Canaleta de Drenagem

Para a análise da canaleta serão consideradas duas vigas sendo essas: V1 - 80x120cm e V2 - 25x120 cm; sendo considerada ainda a menor altura da canaleta, pois essa será a situação mais crítica para o dimensionamento.

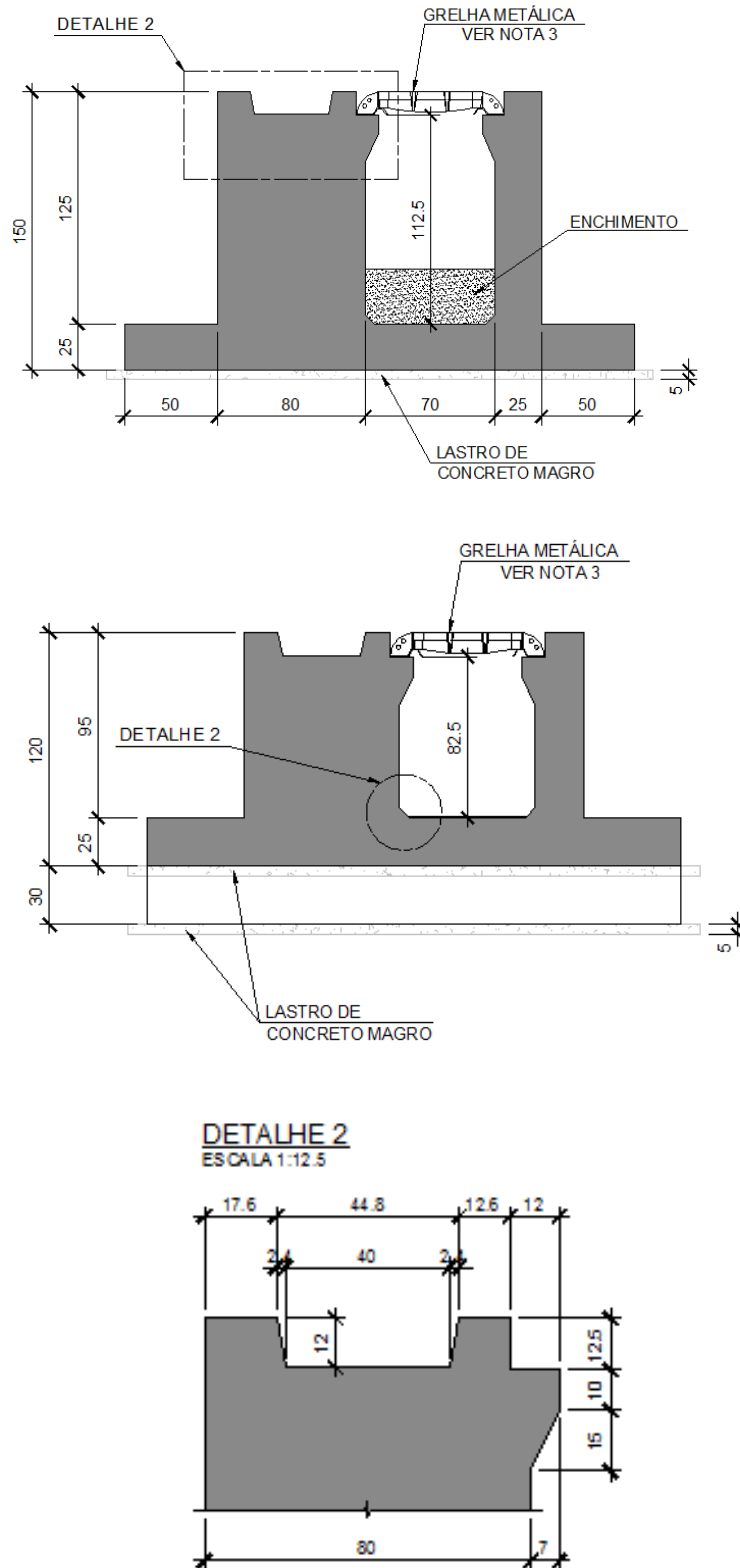
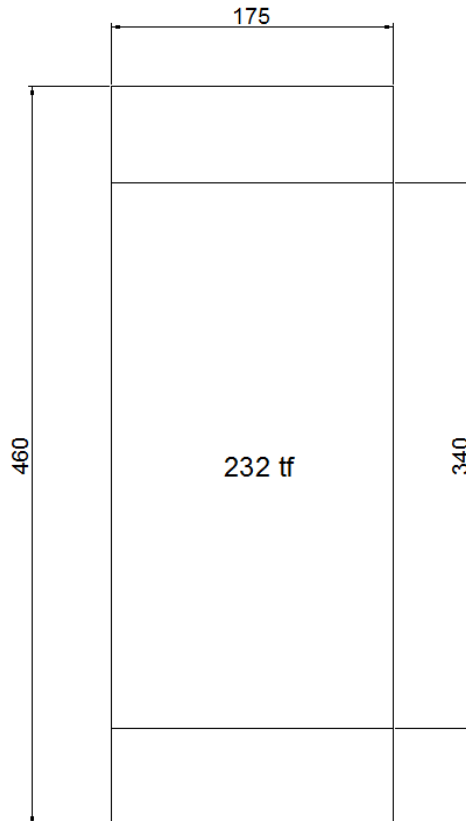


Figura 38 - Seções das canaletas com trilho

No caso do trecho sem o trilho, serão consideradas duas vigas 25x150cm para a análise.

A região anterior ao cais tem a possibilidade de tráfego e patola do Mobile Harbour Crane (MHC), sendo essa a principal sobrecarga para o dimensionamento dessa estrutura. A largura da patola do MHC (1,80 m) tem medida próxima à largura da canaleta, assim as cargas a serem considerada serão:



$$q = \frac{232,45}{1,75 * 3,4} = 39,07 \text{ tf/m}^2$$

$$q' = \frac{232,45}{1,75 * 4,6} = 28,88 \text{ tf/m}^2$$

Considerando que a contribuição da carga em cada viga será proporcional a sua largura, dado que elas possuem a mesma altura, tem-se:

$$q'_1 = 28,88 * (0,4 + 0,4 + 0,35) = 33,21 \text{ tf/m}^2$$

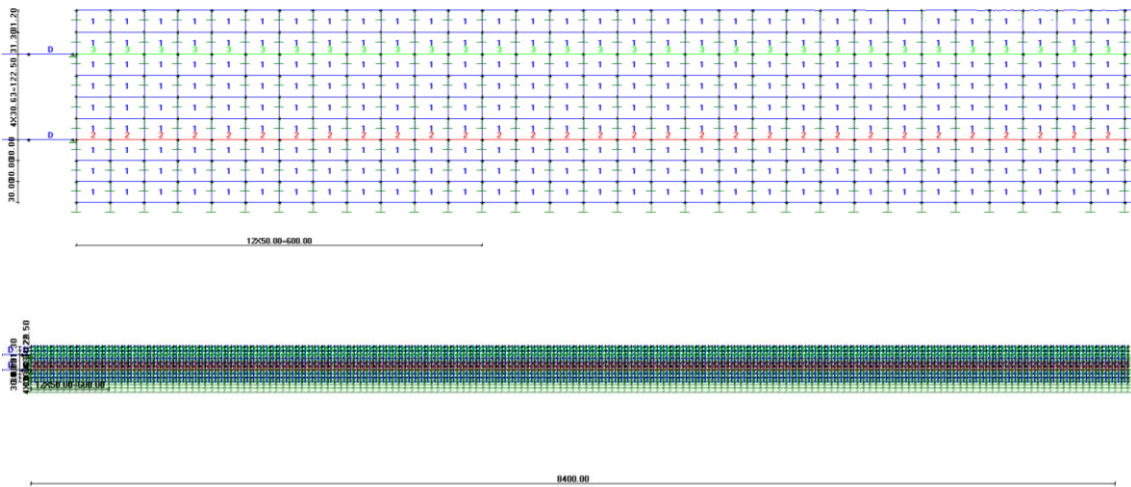
$$q'_2 = 28,88 * (0,25 + 0,35) = 17,33 \text{ tf/m}^2$$

Para o trecho de canaleta sem trilho:

$$q'_2 = 28,88/2 = 14,44 \text{ tf/m}^2$$

Para o MHC trafegando serão consideradas cargas pontuais aplicadas no centro da roda de 31,5 tf para análise do modelo. A moega foi considerada como uma carga pontual com magnitude de 20,0 tf

A partir de um modelo de barras sobre apoios elásticos, considerando uma mola de 1000 tf/m², foram introduzidos os carregamentos acima para análise dos esforços, além do peso próprio.



V1

A partir do modelo:

Momento Positivo - V1			
Carregamento	γ	ψ	M+
Peso Próprio	1,35	1,00	0,03
Moega	1,50	-	27,30
MHC Patolado	1,50	1,00	126,00
MHC Trafegando	1,50	-	55,40
Total			189,04

Momento Negativo - V1			
Carregamento	γ	ψ	M-
Peso Próprio	1,35	1,00	- 0,06

Moega	1,50	-	- 23,40
MHC Patolado	1,50	1,00	132,00
MHC Trafegando	1,50	-	- 54,90
Total			198,08

Cortante - V1			
Carregamento	γ	ψ	M-
Peso Próprio	1,35	1,00	0,61
Moega	1,50	-	15,50
MHC Patolado	1,50	1,00	50,10
MHC Trafegando	1,50	-	25,00
Total			75,97

Assim, tem-se:

$$b = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^+ = 189,04 \text{ tf.m}$$

$$x = 12,54 \text{ cm}$$

$$A_s = 44,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 17,18 \text{ cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^- = 198,08 \text{ tf.m}$$

$$x = 13,17 \text{ cm}$$

$$A_s = 47,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 17,18 \text{ cm}^2$$

Para a cortante, tem-se:

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{cta} \cdot b \cdot d = 85,90 \text{ tf}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 528,77 \text{ tf} > V_{d,max} \rightarrow Ok!$$

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 3,48 \text{ cm}^2/m$$

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,14\% \cdot b = 11,23 \text{ cm}^2/m$$

V2

A partir do modelo:

Momento Positivo - V2			
Carregamento	γ	ψ	M+
Peso Próprio	1,35	1,00	0,02
Moega	1,50	-	4,40
MHC Patolado	1,50	1,00	47,10
MHC Trafegando	1,50	-	33,80
Total			70,67

Momento Negativo - V2			
Carregamento	γ	ψ	M-
Peso Próprio	1,35	1,00	0,02
Moega	1,50	-	5,30
MHC Patolado	1,50	1,00	45,40
MHC Trafegando	1,50	-	25,60
Total			68,12

Cortante - V2			
Carregamento	γ	ψ	M-
Peso Próprio	1,35	1,00	0,19

Moega	1,50	-	1,60
MHC Patolado	1,50	1,00	17,60
MHC Trafegando	1,50	-	17,30
Total			26,66

Assim, tem-se:

$$b = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^+ = 70,67 \text{ tf.m}$$

$$x = 15,17 \text{ cm}$$

$$A_s = 16,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^- = 68,12 \text{ tf.m}$$

$$x = 14,58 \text{ cm}$$

$$A_s = 16,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Para a cortante, tem-se:

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 26,84 \text{ tf}$$

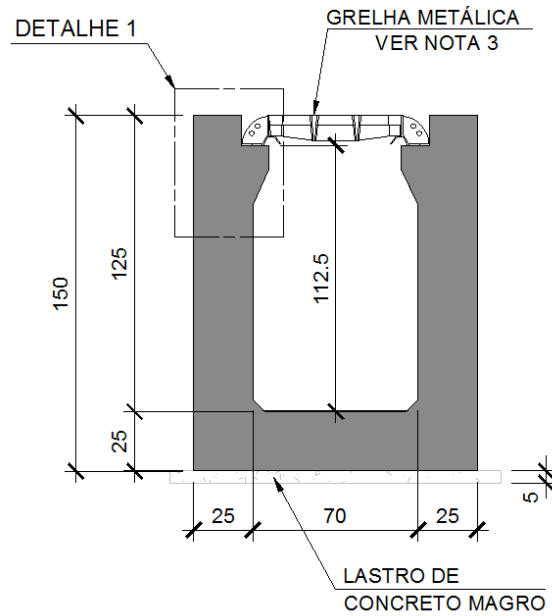
$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 165,24 \text{ tf} > V_{d,\text{max}} \rightarrow \text{Ok!}$$

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{s\text{mín}} = 0,14\% \cdot b = 3,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Canaleta Drenagem – Trecho sem trilho



DETALHE 1
 ESCALA 1:12.5

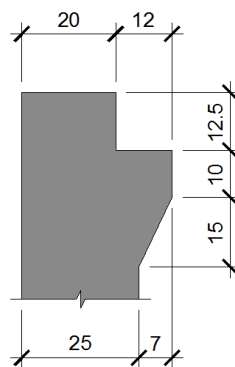


Figura 39 - Seção da canaleta sem trilho

A partir do modelo:

Momento Positivo - Canaleta			
Carregamento	γ	ψ	M+
Peso Próprio	1,35	1,00	0,28
MHC Patolado	1,50	1,00	140,00
MHC Trafegando	1,50	-	41,70
Total			210,38

Momento Negativo - Canaleta			
Carregamento	γ	ψ	M-
Peso Próprio	1,35	1,00	-0,19
MHC Patolado	1,50	1,00	127,00
MHC Trafegando	1,50	-	50,30
Total			190,76

Cortante - Canaleta			
Carregamento	γ	ψ	V
Peso Próprio	1,35	1,00	1,10
MHC Patolado	1,50	1,00	55,50
MHC Trafegando	1,50	-	20,2
Total			84,74

Assim, tem-se:

$$b = 25 \text{ cm}, h = 150 \text{ cm}, d = 140 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^+ = 210,38 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$x = 34,30 \text{ cm}$$

$$A_s = 38,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}, h = 150 \text{ cm}, d = 140 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}, M_d^- = 68,12 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$x = 30,76 \text{ cm}$$

$$A_s = 34,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 6,71 \text{ cm}^2$$

Para a cortante, tem-se:

$$b = 25 \text{ cm}, h = 150 \text{ cm}, d = 140 \text{ cm}, f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 36,84 \text{ tf}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 226,80 \text{ tf} > V_{d,\text{max}} \rightarrow Ok!$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 8,74 \text{ cm}^2/m$$

Como $V_d < V_c$, conforme a norma ABNT NBR 6.118, é necessário apenas armadura mínima.

$$A_{smín} = 0,14\% \cdot b = 3,51 \text{ cm}^2/m$$

Verificação consolo

Verificando-se o consolo da canaleta, onde a tampa metálica se apoia, para a carga do MHC patolado, tem-se:

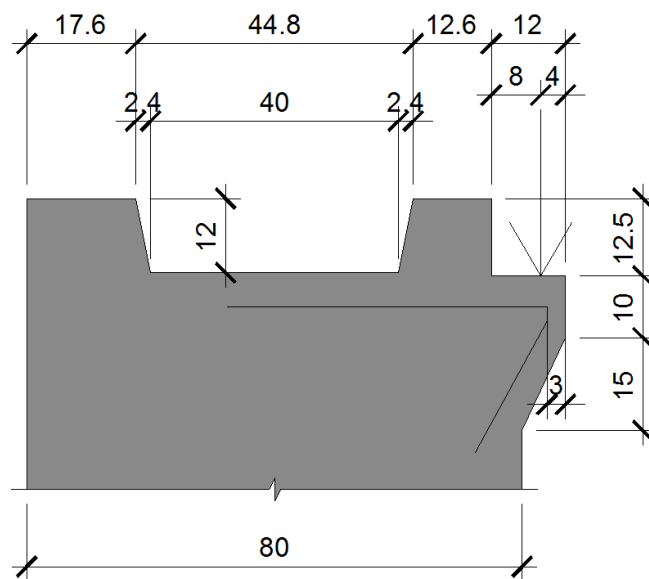


Figura 40 - Verificação Consolo

Considerando a carga do MHC patolado sobre a tampa da canaleta, tem-se:

$$q = \frac{232,45}{1,8 \cdot 3,4} \cdot \frac{0,8}{2} = 15,2 \text{ tf/m}$$

$$V_d \leq 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1,5 - 0,5 \cdot \frac{a}{d}\right) \cdot \left(1 - 0,6 \cdot \frac{H_d}{V_d}\right) = 115,5 \text{ tf}$$

$$V_d \leq 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a_1 \cdot \left(1,5 - 0,5 \cdot \frac{a}{d}\right) \cdot \left(1 - 0,6 \cdot \frac{H_d}{V_d}\right) = 94,29 \text{ tf}$$

$$A_{s,tirante} = \frac{V_d}{f_{yd}} * \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) = 7,32 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \emptyset 12,5mm \text{ c}/15 \text{ cm}$$

Verificação Tensão

Para o cálculo da tensão na base da canaleta, será considerada a abertura de carga em toda sua base e em toda a altura da canaleta, sendo $h=120$ cm:

$$q = \frac{232,45}{1,75 * 5,8} = 22,9 \text{ tf}/m^2$$

Verificando-se o alargamento da base da canaleta a partir do vão teórico tem-se:

$$M_k = 22,9 * \frac{\left(50 + \frac{2}{3} * 18\right)^2}{2} = 4,4 \text{ tf} \cdot m/m$$

$$M_d = M_k * 1,5 = 6,6 \text{ tf} \cdot \frac{m}{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm e } f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 1,97 \text{ cm}$$

$$A_s = 8,82 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \emptyset 12,5mm \text{ c}/15 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 4,48 \text{ cm}^2/m$$

13.2. Muro Cais

A partir da nova concepção proposta para o cais, o muro passa a ter novos esforços, dado que se tem uma ligação Freyssinet com o cais e a presença de uma canaleta logo atrás do muro, que permite a patola do novo MHC. Assim, foi realizado um modelo para análise da armadura existente e proposição de reforços.

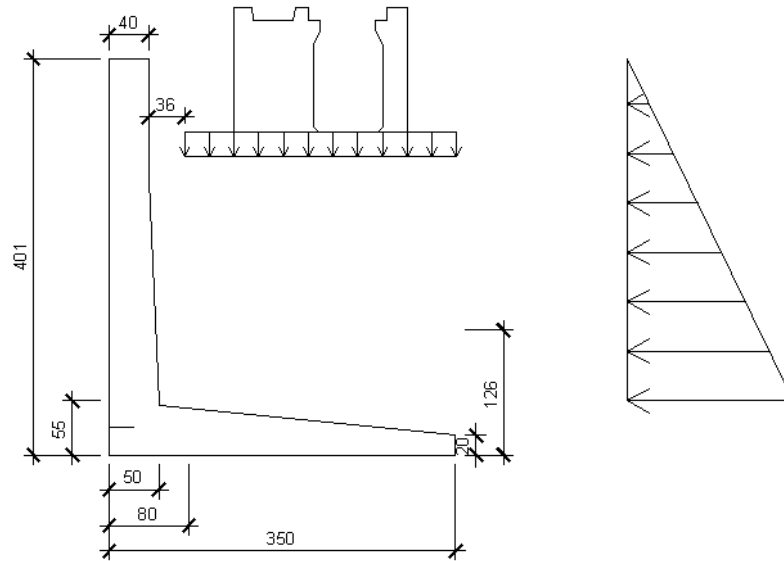


Figura 41 - Seção do Muro atrás do Cais



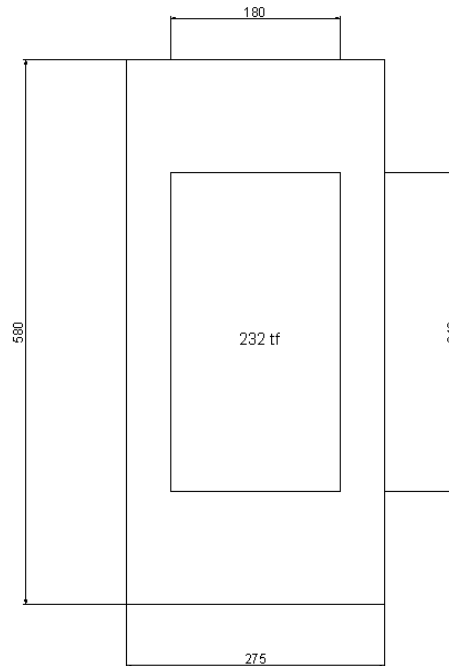
Figura 42 - Modelo para análise do Muro do Cais

Admitindo-se para o solo $\gamma_s = 1,8 \frac{tf}{m^3}$ e $\varphi = 35^\circ$, tem-se:

$$E_{solo} = K_a * \gamma_s * h = 0,27 * 1,8 * 3,73 = 1,82 \text{ tf}/m^2$$

Analisando-se o posicionamento do MHC ao lado do muro, observou-se que a pior condição seria aquela em que o equipamento estivesse patolado sob a canaleta ao lado do muro, sendo essa patola a mais carregada.

Para a realização da análise, admitiu-se uma abertura de carga em toda a largura da canaleta e uma abertura de carga na altura de 1,20 m para cada lado na direção longitudinal, a qual é a altura da canaleta.



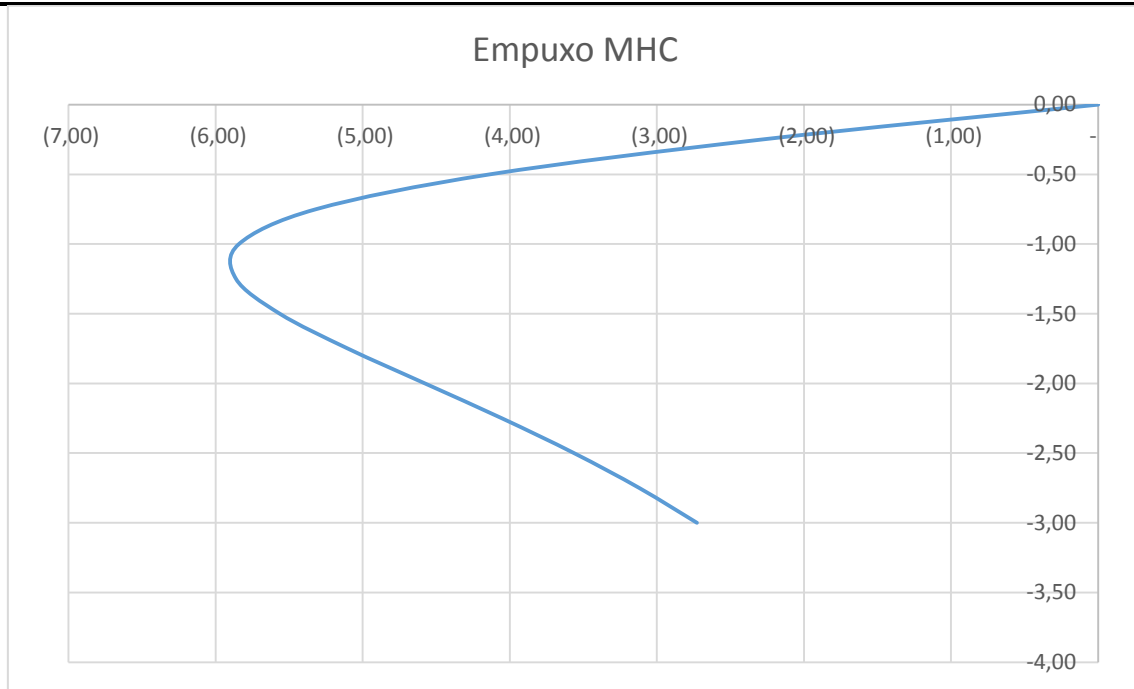
Sabendo que a carga vertical na patola mais carregada é 232,45 tf, tem-se que a tensão no solo será:

$$q = \frac{232,45}{3,4 * 1,8} = 38 \frac{tf}{m^2}$$

$$q' = \frac{232,45}{5,8 * 2,75} = 14,57 \frac{tf}{m^2}$$

A partir da metodologia proposta por Bowles, foi feita a análise

$$\sigma_h = \frac{2 * q}{\pi} * (\beta - \sin(\beta) * \cos(2 * \alpha))$$



Empuxo MHC	
z (m)	σ_h
0,00	-
-	-
0,25	2,28
-	-
0,50	4,13
-	-
0,75	5,32
-	-
1,00	5,84
-	-
1,25	5,86
-	-
1,50	5,56
-	-
1,75	5,10
-	-
2,00	4,58
-	-
2,25	4,05
-	-
2,50	3,56
-	-
2,75	3,12
-	-
3,00	2,73

A partir do modelo proposto para análise tem-se:

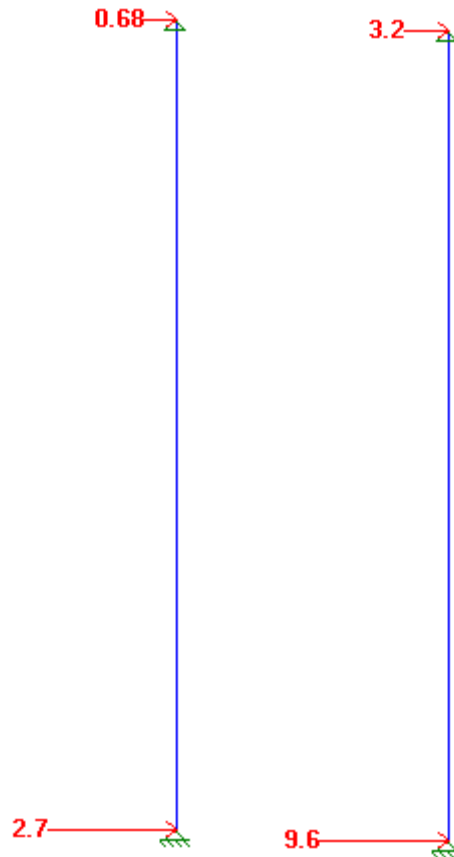


Figura 43 - Reações devido ao Empuxo ativo e à Sobrecarga do MHC na canaleta

Verificando-se o escorregamento do muro, tem-se:

$$F_{at} = \mu \cdot P$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right) = 0,4314$$

$$P = 2,88 \cdot 2,5 + 11,7 \cdot 1,8 + 14,57 \cdot 2,75 = 68,33$$

$$F_{at} = 0,4314 \cdot 68,33 = 29,5 \text{ tf}$$

$$F_H = 12,3 \text{ tf}$$

Assim:

$$\gamma_{f,E} = \frac{29,5}{12,3} = 2,4$$

Verificando-se a armadura do muro tem-se:

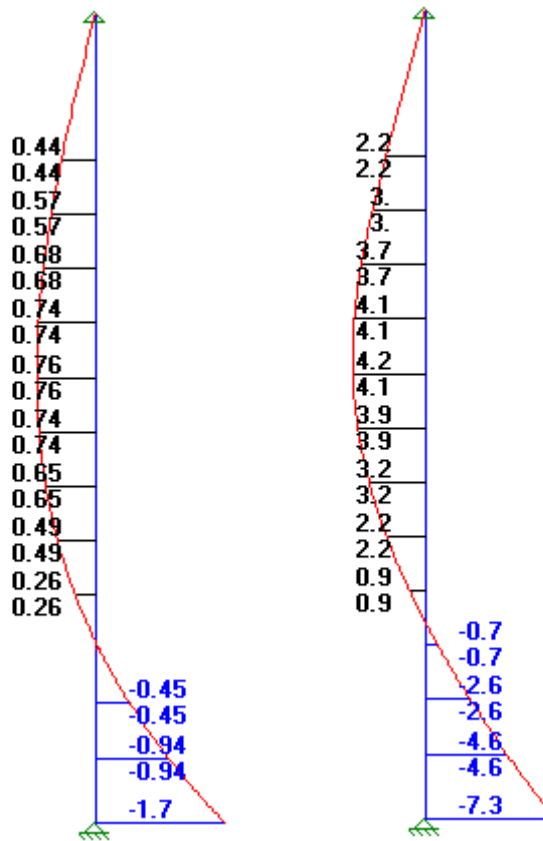


Figura 44 - Momento devido ao Empuxo ativo e à Sobrecarga do MHC na canaleta

Então:

$$M_d^+ = 1,35 * PP + 1,5 * \frac{S}{C} = 1,35 * 0,76 + 1,5 * 4,2 = 7,3 \text{ tf.m}$$

$$M_d^- = 1,35 * PP + 1,5 * \frac{S}{C} = 1,35 * (-1,7) + 1,5 * (-7,3) = -13,25 \text{ tf.m}$$

$$N_k = 18 \text{ tf (Peso próprio laje - Compressão)}$$

Verificando-se as armaduras:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, d = 33 \text{ cm e } f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$M_d^+ = 7,3 \text{ tf e } N_d = 18 * 1,35 = 24,3 \text{ tf}$$

$$x = 2,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{\frac{M_d}{d - 0,4 * x} - N}{f_{yd}} = \frac{\frac{7,3}{0,33 - 0,4 * 0,0234} - 24,3}{5/1,15} = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 6,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 12,5 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm}$$

No projeto existente, tem-se que a armadura nesta face é de $\varnothing 10\text{mm c/ } 25\text{cm}$; portanto, a armadura existente atende a armadura necessária, contudo não atende o mínimo exigido pela atual norma ABNT NBR 6.118.

Para o momento negativo:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 43\text{cm e } f_{ck} = 20\text{MPa}$$

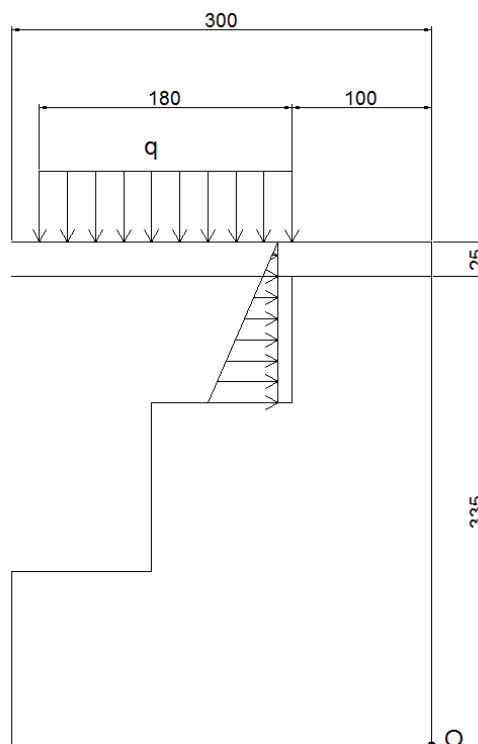
$$M_d^- = 13,25 \text{ tf}$$

13.3. Muro Lateral

Admitindo-se para o solo $\gamma_s = 1,8 \frac{\text{tf}}{\text{m}^3}$, $\varphi = 35^\circ$ e $c = 1,0 \text{ tf/m}^2$ e sabendo que o muro em questão foi feito em 3 patamares de concreto ciclópico. Assim, verificou-se inicialmente as ações para um efeito local no primeiro patamar. Logo:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,271$$

$$E_{\text{solo}} = K_a * \gamma_s * h = 0,27 * 1,8 * 1,0 = 0,486 \text{ tf/m}^2$$

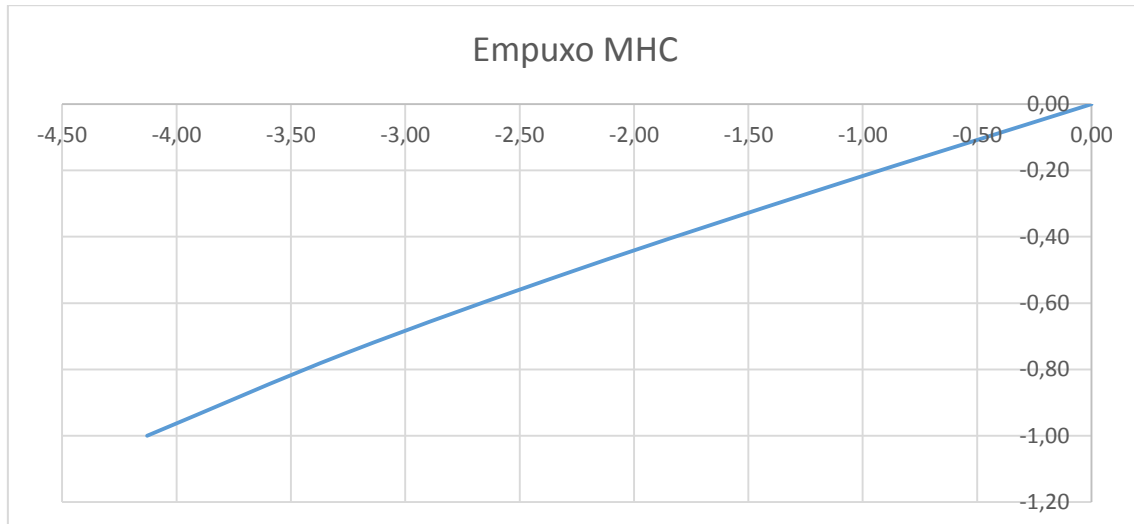


Sabendo que a carga vertical na patola mais carregada é 232,45 tf, tem-se que a tensão no solo será:

$$q = \frac{232,45}{3,4 * 1,8} = 38 \frac{tf}{m^2}$$

A partir da metodologia proposta por Bowles, foi feita a análise

$$\sigma_h = \frac{2 * q}{\pi} * (\beta - \sin(\beta) * \cos(2 * \alpha))$$



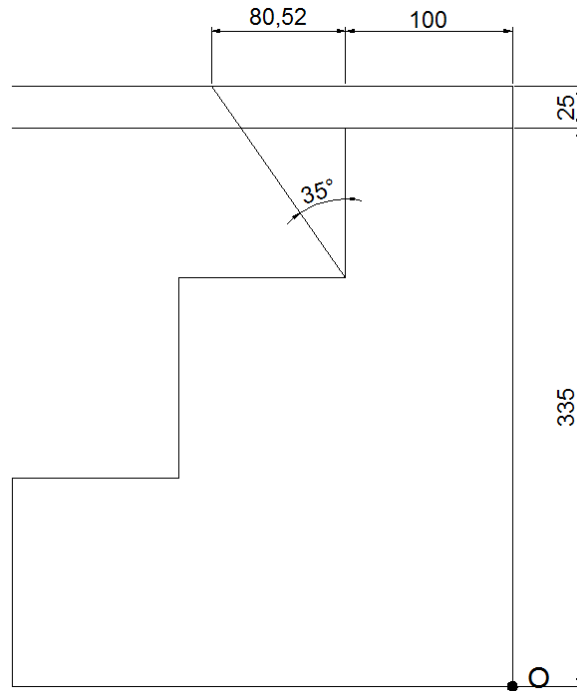
Empuxo MHC	
z (m)	σh
0,00	0,00
-	-
0,25	1,15
-	-
0,50	2,25
-	-
0,75	3,26
-	-
1,00	4,13

Assim, calculando-se o centro equivalente para aplicação da carga:

$$z_{cg} = -0,65 \text{ m}$$

$$F_R = 2,18 \text{ tf/m}$$

Para a carga vertical, considerou-se o peso do muro e do solo sobre ele, além de uma contribuição de solo com ângulo de 35°:



Assim, verificando-se o tombamento do muro em relação ao ponto O, tem-se:

$$M_s = 2,18 * 0,25 + 0,486 * \frac{0,9}{2} * 0,9 * \frac{1}{3} = 0,6 \text{ tf} \cdot \frac{m}{m}$$

Tem-se que o muro foi concebido em concreto ciclópico, então admitiu-se $\gamma_c = 2,2 \text{ tf}/m^3$

$$M_r = 1 * 0,9 * 2,2 * 0,5 + 0,486 * \frac{0,9}{2} * 2,2 * \left(1 + \frac{0,805}{3}\right) + 1 * 0,25 * 2,4 * 0,5 = 1,9 \text{ tf} \cdot m$$

$$\gamma_{f,T} = \frac{M_r}{M_s} = \frac{1,9}{0,6} = 3,17$$

Verificando-se o escorregamento do muro, tem-se:

$$F_{at} = \mu \cdot P$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} * \varphi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} * 35^\circ\right) = 0,4314$$

$$P = 1 * 0,9 * 2,2 + 0,9 * \frac{0,486}{2} * 1,8 + 3 * 0,25 * 2,5 = 3,0 \text{ tf}$$

$$F_{at} = 0,4314 * 3 = 1,29 \text{ tf}$$

$$F_{H,R} = F_{at} = 1,29 \text{ tf}$$

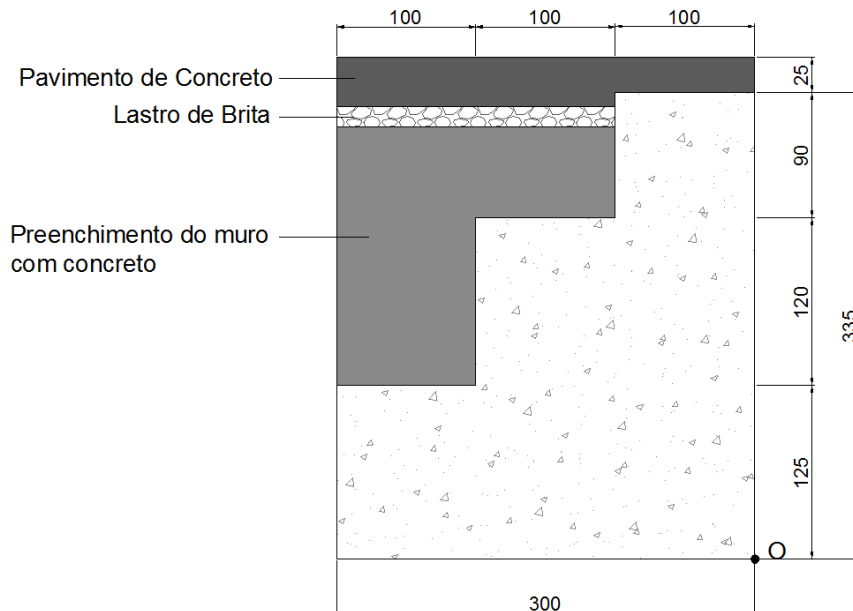
$$F_H = 2,18 + 0,486 * \frac{0,9}{2} = 2,4 \text{ tf}$$

Assim:

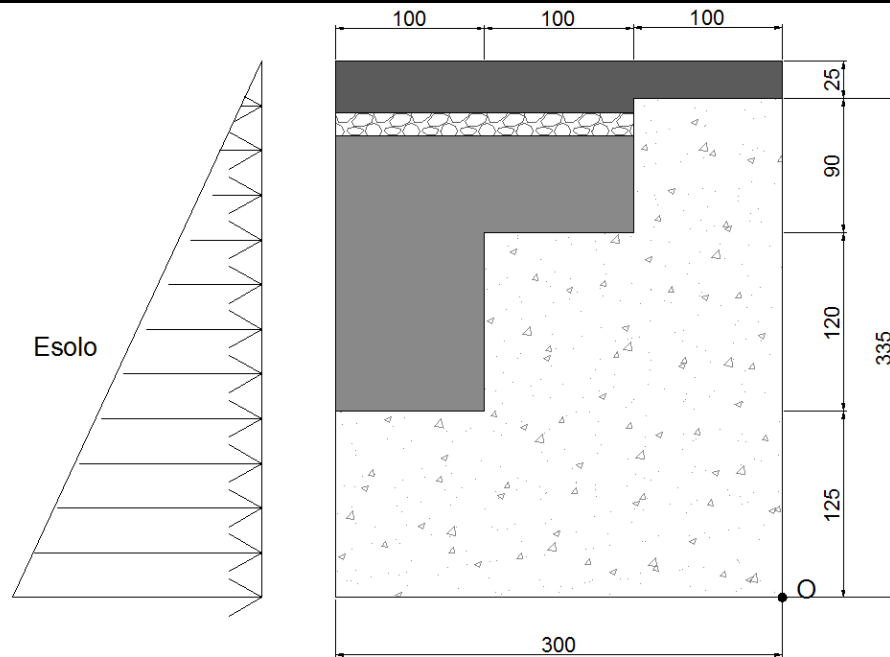
$$\gamma_{f,E} = \frac{1,29}{2,4} = 0,537$$

Logo, devido a um efeito local da sobrecarga, tem-se que o primeiro patamar não satisfaz a verificação de escorregamento para o muro. Assim, é necessária uma intervenção no local.

Propõe-se que a parte anterior ao muro seja preenchida com concreto, sem a execução de armação, de forma a aumentar sua seção, conforme a figura abaixo. Sendo assim, serão feitas novamente as verificações, contudo agora o muro pode ser considerado como um todo, sem necessidade de verificação dos patamares.



Admitindo-se para o solo $\gamma_s = 1,8 \frac{tf}{m^3}$, $\varphi = 35^\circ$ e $c = 1,0 \frac{tf}{m^2}$, tem-se:

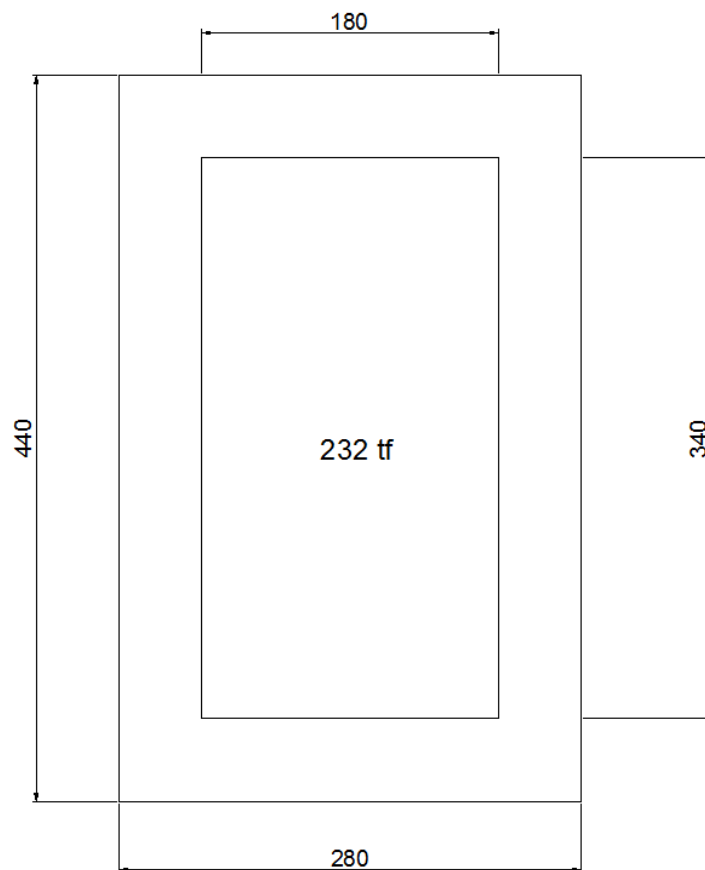
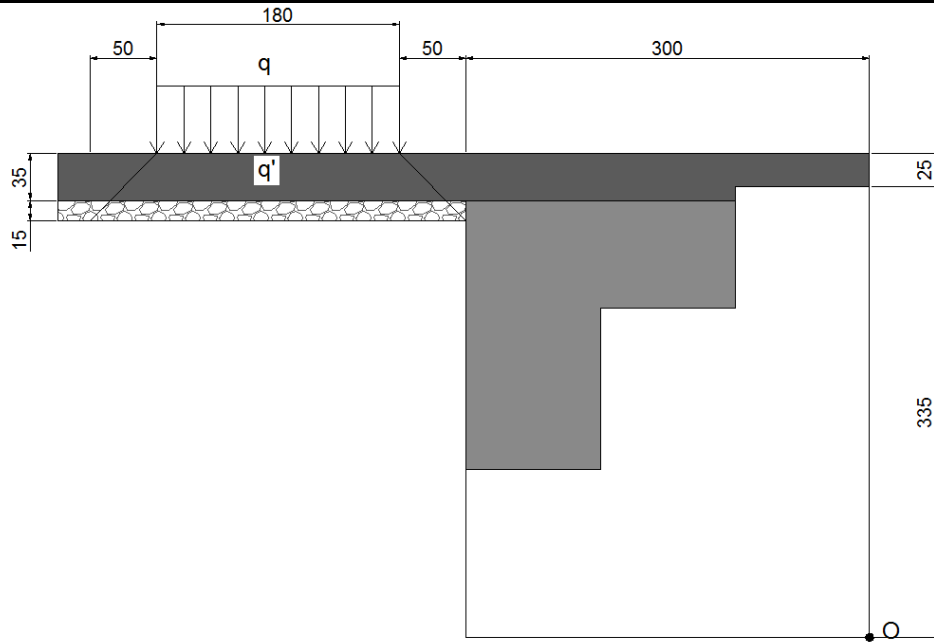


$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,271$$

$$E_{solo} = K_a * \gamma_s * h - 2 * c * \sqrt{K_a} = 0,27 * 1,8 * 3,60 - 2 * 1,0 * \sqrt{0,27} = 0,71 \text{ tf/m}^2$$

Analisando-se o posicionamento do MHC ao lado do muro, observou-se que a pior condição seria aquela em que o equipamento estivesse patolado ao lado do muro, sendo essa patola a mais carregada.

Para a realização da análise, admitiu-se uma abertura de carga até 0,25 m de profundidade de forma a ser aplicada abaixo do pavimento, conforme demonstrado nas figuras abaixo



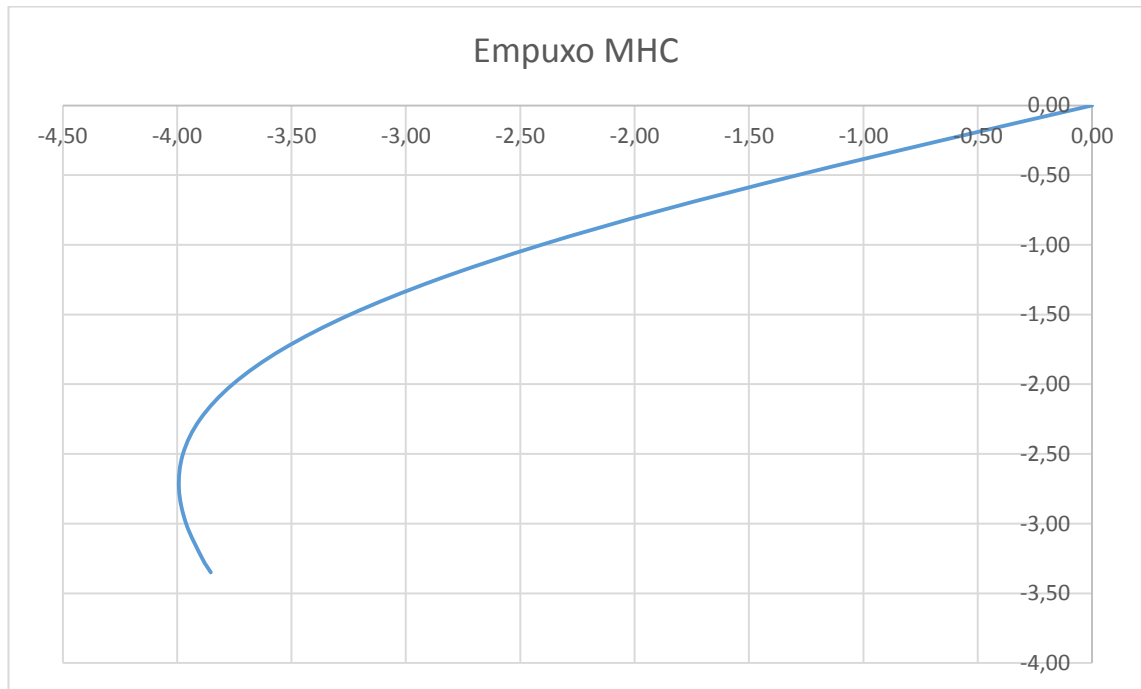
Sabendo que a carga vertical na patola mais carregada é 232,45 tf, tem-se que a tensão no solo será:

$$q = \frac{232,45}{3,4 * 1,8} = 38 \frac{tf}{m^2}$$

$$q' = \frac{232,45}{4,4 * 2,8} = 18,87 \frac{tf}{m^2}$$

A partir da metodologia proposta por Bowles, foi feita a análise

$$\sigma_h = \frac{2 * q}{\pi} * (\beta - \sin(\beta) * \cos(2 * \alpha))$$



Empuxo MHC	
z (m)	σh
0,00	0,00
-	-
0,25	0,66
-	-
0,50	1,29
-	-
0,75	1,88
-	-
1,00	2,41
-	-
1,25	2,87
-	-
1,50	3,24
-	-
1,75	3,54
-	-
2,00	3,76

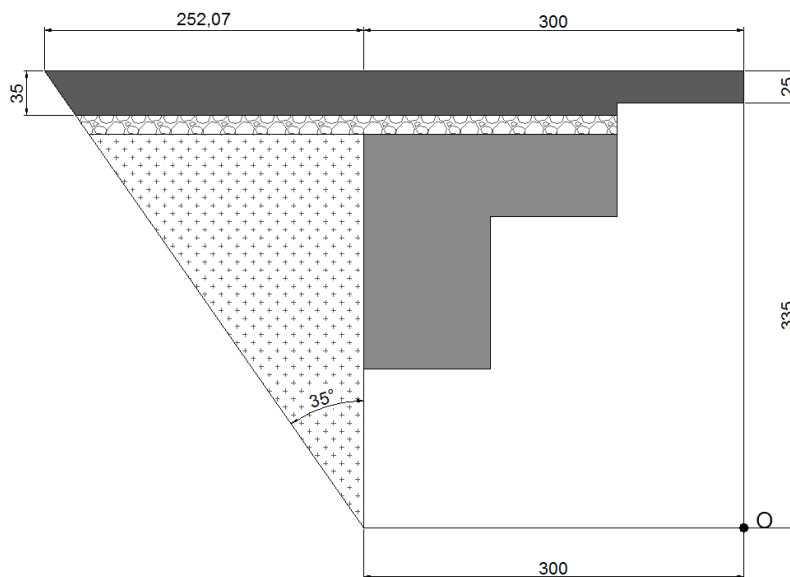
2,25	3,90
2,50	3,97
2,75	3,99
3,00	3,96
3,25	3,89
3,35	3,85

Assim, calculando-se o centro equivalente para aplicação da carga:

$$z_{cg} = -2,02 \text{ m}$$

$$F_R = 9,74 \text{ tf/m}$$

Para a carga vertical, considerou-se o peso do muro e do solo sobre ele, além de uma contribuição de solo com ângulo de 35°



Assim, verificando-se o tombamento do muro em relação ao ponto O, tem-se:

$$M_s = 9,74 * 1,35 + 0,71 * \frac{3,6}{2} * 3,6 * \frac{1}{3} = 14,68 \text{ tf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Tem-se que o muro foi concebido em concreto ciclópico, então admitiu-se $\gamma_c = 1,8 \text{ tf/m}^3$

$$M_r = (3 * 1,25 * 1,5 + 2 * 1,2 * 1,0 + 1 * 0,9 * 0,5) * 2,2 + 2 * 0,9 * 2,4 * 2 + 1 * 1,2 * 2,4 * 2,5$$

$$= 34,49 \text{ tf.m}$$

$$\gamma_{f,T} = \frac{M_r}{M_s} = \frac{34,49}{14,68} = 2,35$$

Verificando-se o escorregamento do muro, tem-se:

$$F_{at} = \mu \cdot P$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} * \varphi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} * 35^\circ\right) = 0,4314$$

$$P = (3 * 1,25 + 2 * 1,2 + 0,9 * 1) * 2,2 + 2 * 0,9 * 2,4 + 1 * 1,2 * 2,4 + 3,6 * \frac{2,52}{2} * 1,8 + 3 * 0,25$$

$$* 2,5 = 32,2 \text{ tf}$$

$$F_{at} = 0,4314 * 32,2 = 13,89 \text{ tf}$$

$$F_{H,R} = 3 * 1 * \frac{2}{3} + F_{at} = 15,89 \text{ tf}$$

$$F_H = 9,74 + 0,71 * \frac{3,6}{2} = 11,02 \text{ tf}$$

Assim:

$$\gamma_{f,E} = \frac{15,89}{13,44} = 1,44$$

Verificando se a tensão na base do muro:

$$P = (3 * 1,25 + 2 * 1,2 + 0,9 * 1) * 2,2 + 2 * 0,9 * 2,4 + 1 * 1,2 * 2,4 + 3 * 0,25 * 2,5 = 24,6 \text{ tf}$$

$$A_b = 3 * 1 = 3 \text{ m}^2$$

$$M_s = 9,74 * 1,35 + 0,71 * \frac{3,6}{2} * 3,6 * \frac{1}{3} = 14,68 \text{ tf}$$

$$M_r = 2,52 * \frac{3,6}{2} * 1,8 * \left(\frac{2,52}{3} + 1,5\right) = 19,1 \text{ tf}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 1 * \frac{3^3}{12} = 2,25 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_b} + \frac{M}{I} = \frac{32,2}{3} + \frac{14,68}{\frac{3}{2}} - \frac{19,1}{\frac{3}{2}} = 10,73 + 8,767 - 12,73 = 6,767$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A_b} + \frac{M}{I} = \frac{32,2}{3} - \frac{14,68}{\frac{2,25}{\frac{3}{2}}} + \frac{19,1}{\frac{2,25}{\frac{3}{2}}} = 10,73 - 8,767 + 12,73 = 14,69$$

Dimensionamento de aparelho de apoio tipo Freyssinet:

De acordo com o capítulo 4 do Volume II do livro Construções de concreto (Fritz Leonhardt).

$$F_{Gmín} = \frac{Nmáx}{0,85 \cdot \beta_{wN} \left[1 + \lambda \left(1 - 1,47 \frac{\alpha_{exist}}{\sqrt{\beta_{wN}}} \cdot \eta \right) \right]}$$

Como $\lambda = (1,2 - 4 * \frac{12}{40}) = 0$, temos que a área mínima resulta em:

$$Nmáx = 229/4,05 + 0,5 * 2,5 * 2,5 = 60 \text{tf/m}$$

$$\beta_{wN} = 40/0,83 = 48,2 \text{MPa} = 482 \text{kgf/cm}^2$$

$$F_{Gmín} = \frac{60000}{(0,85 * 482)} = 146 \text{cm}^2$$

A limitação máxima de dimensão do aparelho de apoio '2 dada pelo valor de:

$$A \leq 0,3 \times d = 12 \text{cm (valor adotado)}$$

Para cálculo de armação do aparelho de apoio para garantir resistência aos esforços transversais, temos a fórmula empírica de Q/800.

O valor de Q é obtido pela amarração de 8tf/m, empuxo de sobrecarga de 3,2tf/m e empuxo de solo de 0,68tf/m.

$$Qd = 3,2 * 1,5 + 8 * 1,12 + 1,4 * 0,68 = 14,712 \text{tf ou } 14712 \text{kgf}$$

$$As = 14712/800 = 18,4 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura adotada de } 2\emptyset 12,5 \text{c}/12,5 = 20 \text{cm}^2/\text{m}$$

13.4. Laje de Transição

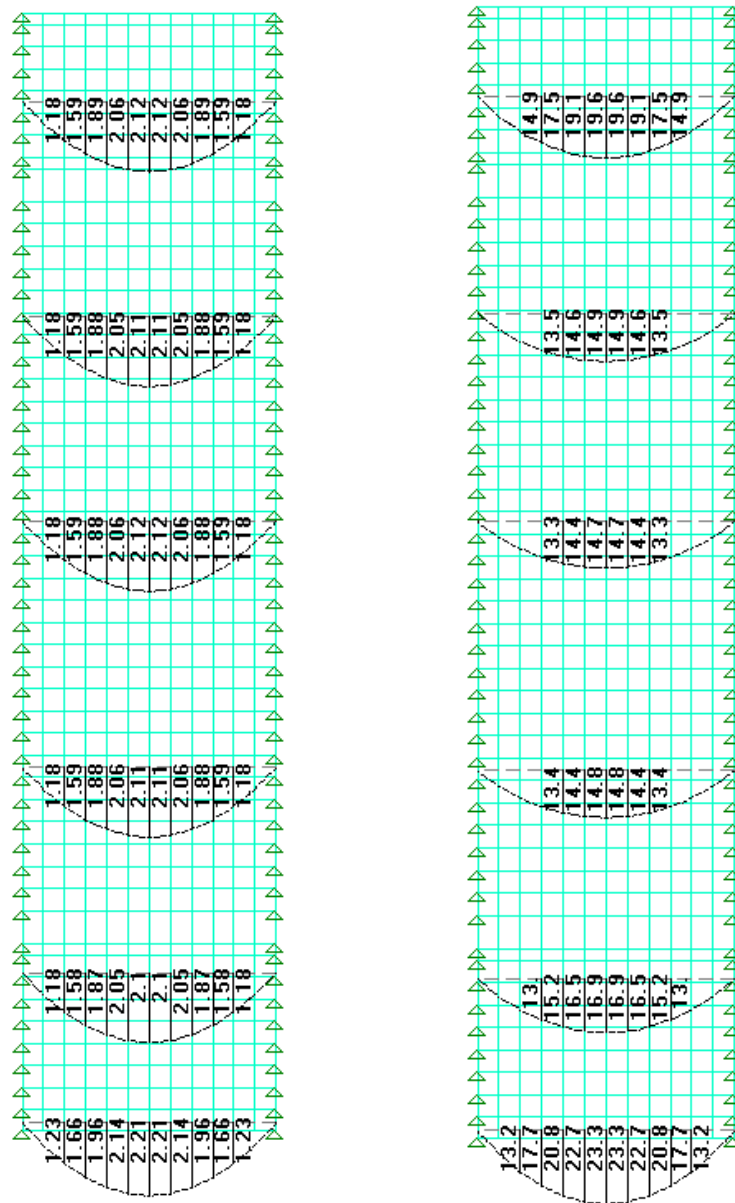
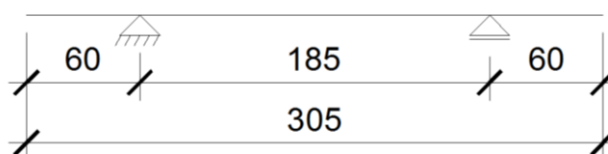
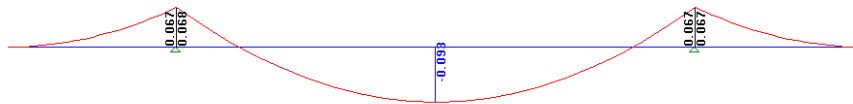


Figura 45 - Momentos peso próprio e MHC, respectivamente, na laje de transição

Calculando-se o içamento:



$$g_1 = 1 * 0,15 * 2,5 = 0,375 \text{ tf/m}$$



$$M_d = 1,3 * 0,068 = 0,09 \text{ tf.m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 0,06 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, serão locadas $\varnothing 8\text{mm}$ c/ 15 cm

Calculando-se a fase construtiva para a concretagem da fase in loco em apenas uma fase:

$$g_1 = 1 * 0,15 * 2,5 = 0,375 \text{ tf/m}$$

$$g_2 = 1 * 0,6 * 2,5 = 1,5 \text{ tf/m}$$

$$M_k = \frac{(1,5 + 0,375) * 3,05^2}{8} = 2,2 \text{ tf.m}$$

$$M_d = 1,35 * M_k = 2,97 \text{ tf.m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 3,77 \text{ cm}$$

$$A_{s,\text{cons}} = 10,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando-se a seção para tal esforço:

$$M_d = 1,5 * 23,3 = 34,95 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 70 \text{ cm}; d = 60 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 3,06 \text{ cm}$$

$$A_s = 13,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{comb}} = A_{s,\text{cons}} + A_s = 10,52 + 13,68 = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 12,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, serão locadas $\varnothing 20 \text{ mm}$ com 12,5 cm.

13.5. Balanço Cais 1 – Borda

Verificando-se o balanço da borda para as cargas verticais principais, peso próprio e MHC.

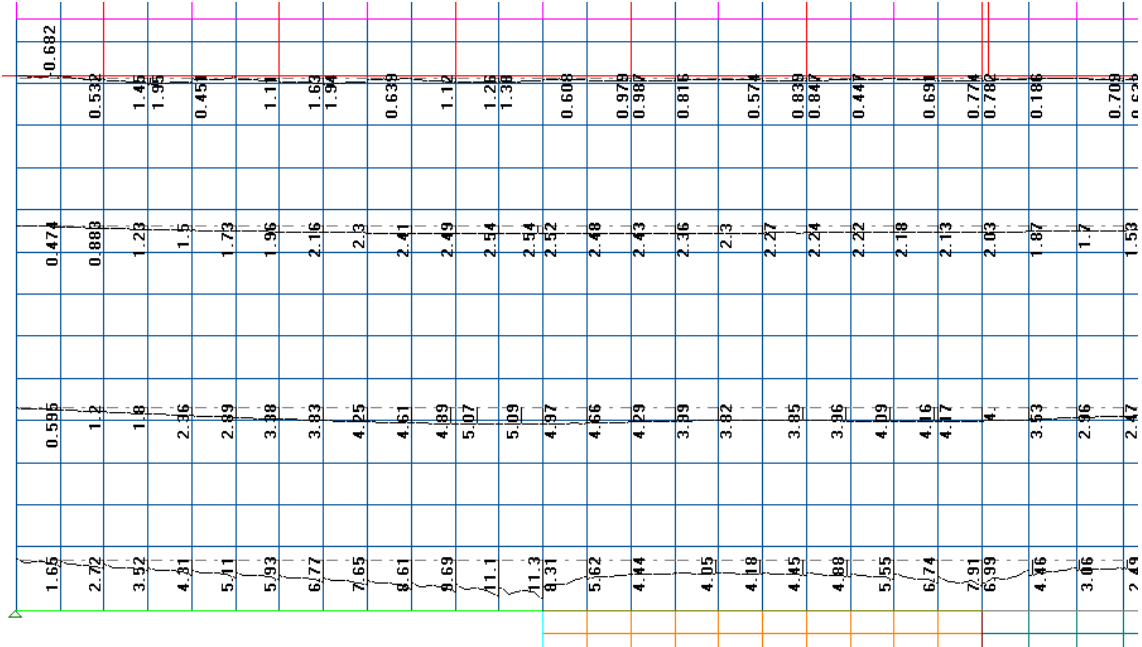
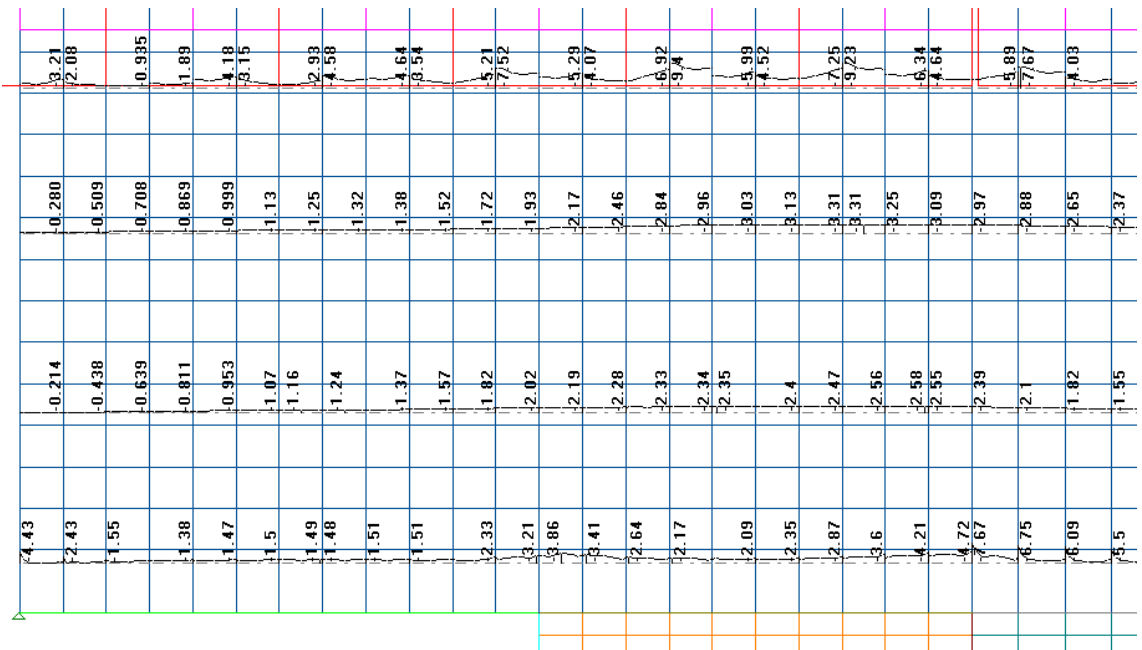


Figura 47 - Momento Positivo Longitudinal de Peso Próprio na Laje de Borda



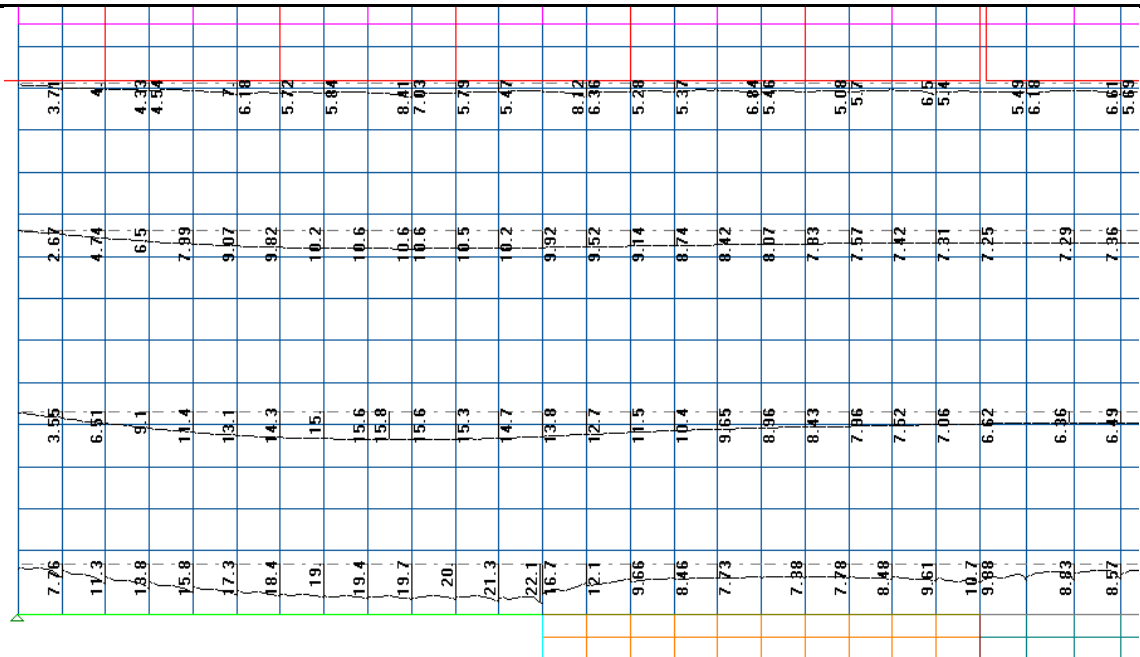


Figura 48 - Momento Positivo Longitudinal de Envoltória do MHC na Laje de Borda

Calculando-se a seção para tal esforço:

$$M_d^+ = 1,35 * 11,3 + 1,5 * 22,1 = 48,41 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 41 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 6,49 \text{ cm}$$

$$A_{sM} = 28,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 8,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, serão locadas Ø 20mm com 10 cm.

Para o trecho do meio do vão:

$$M_d^+ = 1,35 * 5,09 + 1,5 * 15,8 = 30,57 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 41 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 3,99 \text{ cm}$$

$$A_{sM} = 17,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 8,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, serão locadas Ø 16mm com 10 cm.

$$M_d^- = 1,35 * -0,447 + 1,5 * -9,4 = -14,7 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 41 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 1,88 \text{ cm}$$

$$A_{sM} = 8,4 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s\text{mín}} = 8,95 \text{ cm}^2/m$$

Assim, serão locadas $\varnothing 12,5\text{mm}$ com 10 cm

Para a direção transversal ao cais, tem-se:

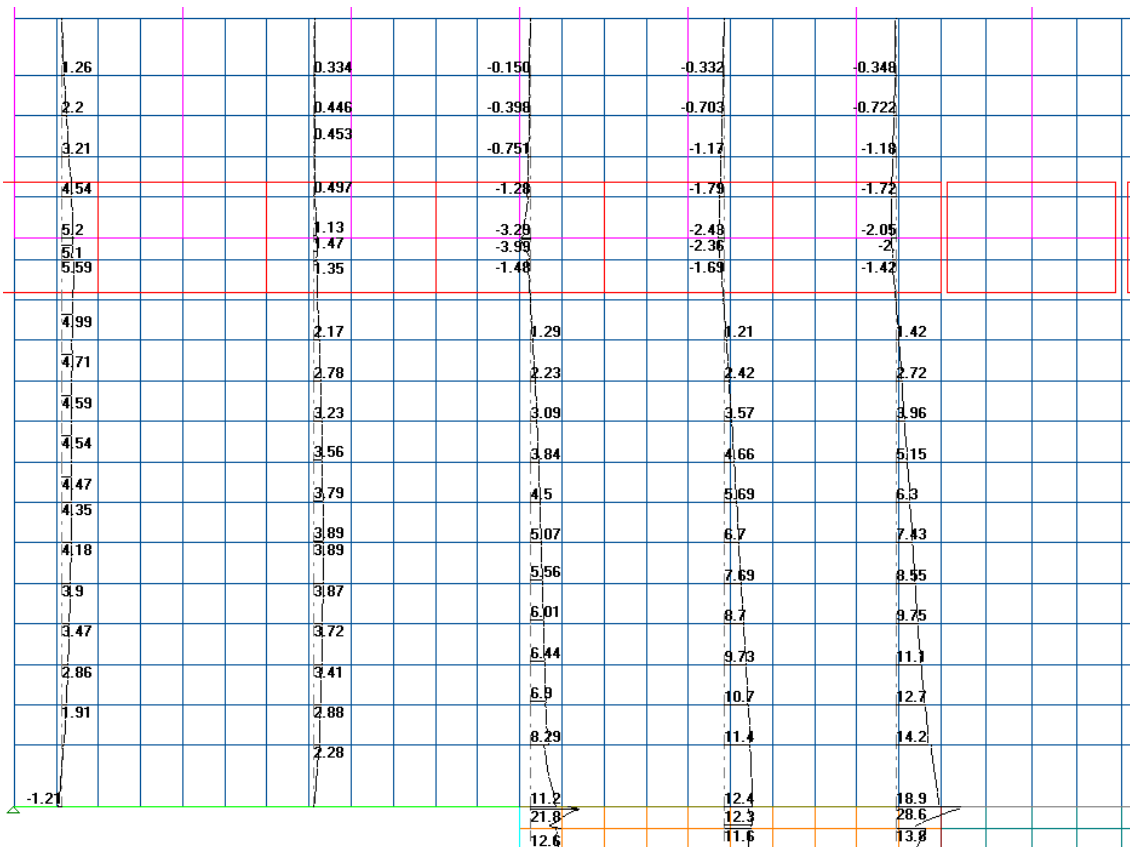


Figura 49 - Momento Positivo Transversal de Peso Próprio na Laje de Borda

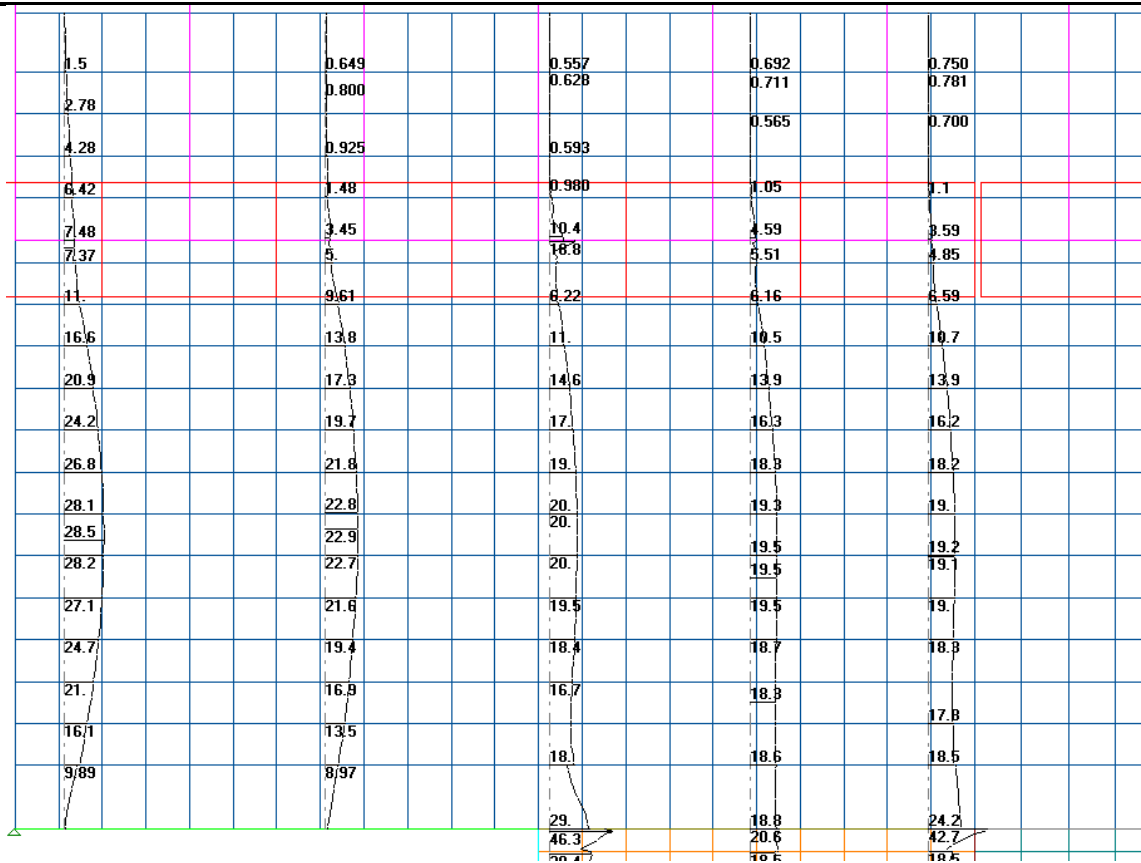


Figura 50 - Momento Positivo Transversal Envolvória MHC na Laje de Borda

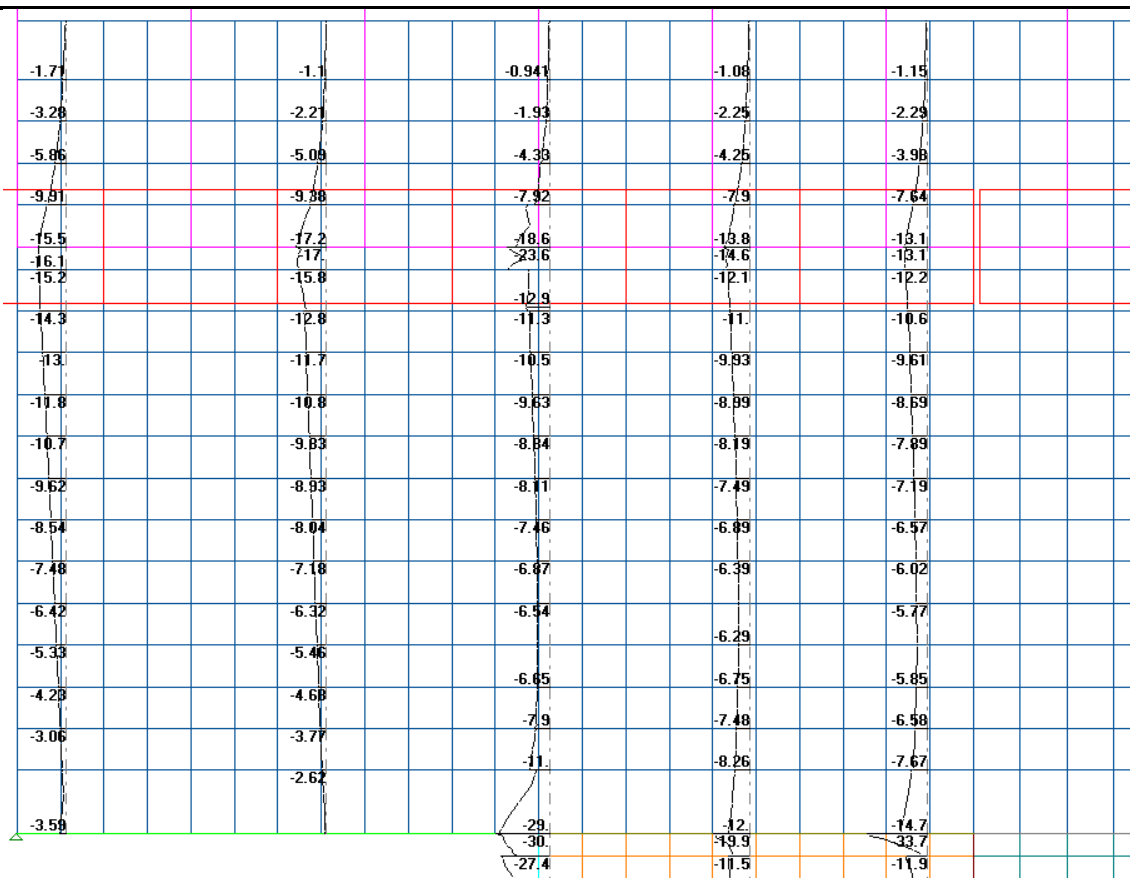


Figura 51 - Momento Negativo Transversal de Envoltória do MHC na Laje de Borda

Calculando-se a seção para tal esforço:

$$M_d = 1,35 * 14,2 + 1,5 * 28,5 = 61,92 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 43 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 5,63 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 25,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8,95 \text{ cm}^2$$

Assim, serão locadas Ø 20 mm com 12,5 cm.

$$M_d = 1,35 * 1,21 + 1,5 * -14,3 = -11,17 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 43 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 5,63 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 25,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8,95 \text{ cm}^2$$

Para o momento negativo será considerada a armadura mínima.

Calculando-se a cortante para a laje de borda:

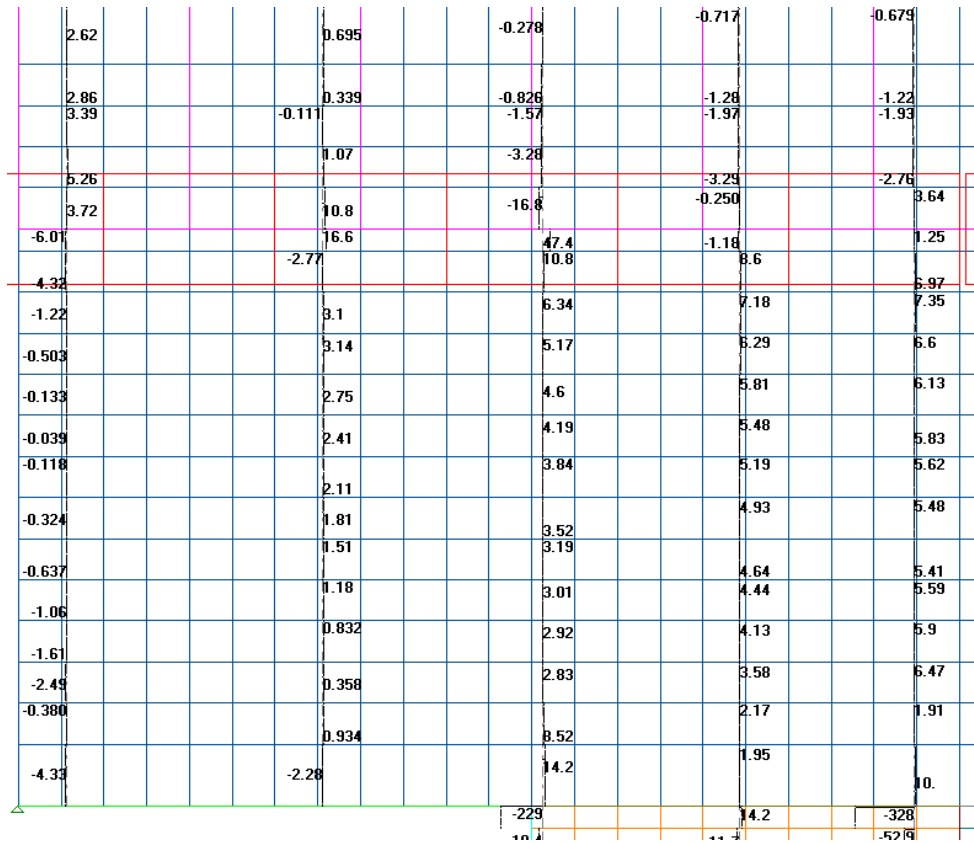
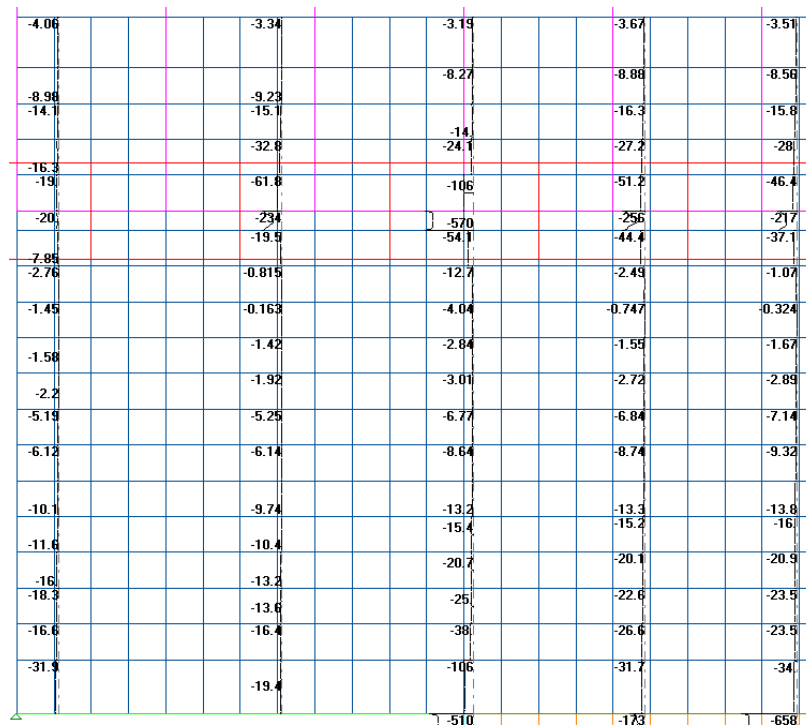


Figura 52 - Cortante Peso Próprio na Laje de Borda



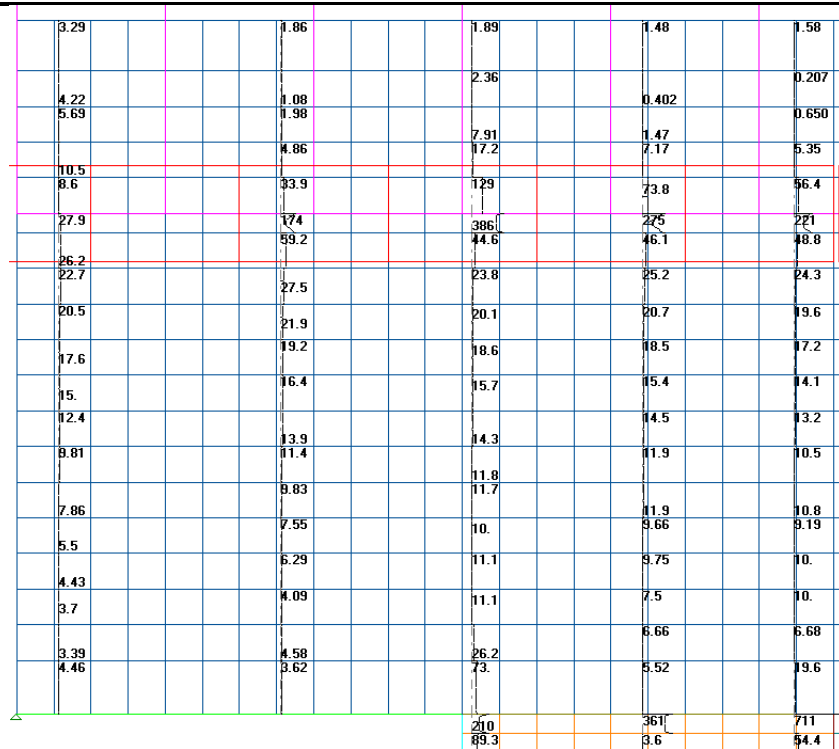


Figura 53 - Cortante Envolvória MHC na Laje de Borda

Tem-se:

$$V_{d,apoio} = 1,35 * 10,8 + 1,5 * 59,2 = 103,38 \text{ tf.m/m}$$

$$V_{d,v\tilde{a}o} = 1,35 * 6,13 + 1,5 * 20,9 = 39,63 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} , h = 50 \text{ cm} , d = 41 \text{ cm} , f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 43,16 \text{ tf}$$

$$V_{rd1} = \tau_{rd} * K * (1,2 + 40 * \rho) * b * d = 31,69 \text{ tf}$$

$$\tau_{rd} = 0,25 * f_{ctd} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$K = 1,6 - d > 1 \rightarrow K = 1$$

$$\rho = \frac{(3,14 + 1,25) * \frac{100}{12,5}}{b * h} = 0,7\%$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 265,68 \text{ tf} > V_{d,max} \rightarrow Ok!$$

Para $V_{d,v\tilde{a}o}$, como $V_c > V_d$, não há necessidade de locar armadura na laje, contudo, devido à recomendação da norma ABNT NBR 6.118 deve-se locar armadura mínima.

$$A_{smin} = 0,14\% * b = 14,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, deve-se locar Ø10mm c/ 25 c/15.

Para $V_{d,apoio}$, tem-se:

$$A_s/s = \frac{(V_d - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 37,54 \text{ cm}^2/m$$

Assim, deve-se locar Ø12,5mm c/ 25 c/15.

-3.44	-3.42	-2.72	-7.01	29.1	7.3	4.57	1.82
-4.62	-5.07	-5.29	-11.8	24.5	11.	1.48	2.6
-5.65	-6.49	-7.35	-15.8	21.9	9.341	4.7	
-6.41	-7.57	-9.19	-12.7	20.1	8.191	8.5	-3.69
-6.87	-8.24	-11.3	-11.6	18.7	7.452	4.2	-3.41
-7.24	-9.15	-14.2	-9.2	18.6	7.5	3.51	-5.78
-7.52	-8.77	-13.2	-16.7	19.7	9.77		7.7
-5.47	-5.97	-4.78	-5.35	21.8	12.2	5.75	7.57
-4.33	-3.64	-2.07	-5.17	23.5	14.4	8.27	8.41
-3.21	-2.23	-1.	-4.92	25.3	16.5	9.99	9.08
-2.24	-1.35	-0.572	-4.64	26.8	18.	11.1	9.49
-1.65	-0.919	-0.242	-4.36	28.3	19.4	11.9	9.79
-1.39	-0.549		0.2506	29.4	20.4	12.5	9.98
-1.2	-0.352		0.4805	30.5	21.2	12.8	10.1
-1.03	-0.282		0.3805	31.2	21.8	13.	10.
-0.889	-0.243		0.2826	32.	22.3	13.1	9.49
-0.777	-0.224		0.1905	32.5	22.7	13.1	8.29
-0.689	-0.216		0.1377	33.1	23.1	13.5	9.49
-0.622	-0.216		0.0872	33.4	23.4	13.9	9.74
-0.575	-0.225		0.0552	33.7	23.7	14.3	9.64
-0.545	-0.246		0.0287	33.9	23.9	14.5	9.56
-0.534	-0.276	-0.062	-2.26	34.	24.1	14.6	9.43
-0.549	-0.313	-0.117	-2.14	34.	24.1	14.6	9.26
-0.576	-0.359	-0.176	-2.27	34.	24.1	14.6	9.11
-0.613	-0.411	-0.240	-2.49	34.	24.	14.6	9.27
-0.659	-0.470	-0.310	-2.72	33.8	23.9	14.5	9.45
-0.714	-0.533	-0.388	-2.96	33.6	23.6	14.3	9.54
-0.776	-0.600	-0.471	-3.25	33.2	23.4	13.9	9.65
-0.846	-0.669	-0.547	-3.76	32.7	22.9	13.4	9.43
-0.922	-0.740	-0.603	-3.88	32.2	22.6	13.1	8.2
-1.01	-0.813	-0.652	-4.12	31.5	22.	13.1	9.44
-1.1	-0.891	-0.706	-4.33	30.7	21.5	13.	9.95
-1.24	-0.979	-0.770	-4.53	29.6	20.8	12.8	10.
-1.54	-1.08	-0.845	-4.72	28.5	19.9	12.5	9.9
-2.28	-1.21	-0.931	-4.87	26.9	18.7	11.8	9.71
-3.36	-1.86	-1.04	-5.03	25.9	17.2	11.	9.37
-4.73	-3.05	-1.24	-5.14	23.3	15.3	9.76	8.89
-6.38	-4.77	-2.53	-5.21	21.2	13.2	7.99	8.19
-8.19	-6.87	-5.51	-5.18	18.9	10.7	5.33	7.28
-12.1	-10.9	-14.4	-5.93	16.7	8.27		6.97
-17.1	-15.2	-19.4	-5.22	14.3	5.57	-2.31	
-17.1	-10.5	-12.6	-12.2	13.	4.872	1.8	4.11
-11.	-10.4	-10.8	-11.9	12.8	4.421	9.2	2.89
-10.8	-9.89	-9.37	-14.9	12.8	4.211	1.71	3.09
-10.4	-9.13	-8.05	-9.6	12.5	4.091	5.0	-1.58

Figura 55 - Momento Transversal Envoltória MHC Laje Balanço Cais 1

Calculando-se a seção para tal esforço:

$$M_d = 1,35 * 10,3 + 1,5 * 34 = 64,91 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; d = 110 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 4,95 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 13,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 18,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}16\text{mm c/ } 10 \text{ cm ou Ø}20\text{mm c/ } 17,5 \text{ cm}$$

Assim, serão locadas Ø 20 mm com 17,5 cm.

$$M_d^- = 1,35 * -2,57 + 1,5 * -15,2 = 26,27 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; d = 110 \text{ cm}; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 1,98 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 5,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 18,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}16\text{mm c/ } 10 \text{ cm ou Ø}20\text{mm c/ } 17,5 \text{ cm}$$

Assim, serão locadas \varnothing 20 mm com 17,5 cm.

Para o cálculo do esforço transversal, longitudinal do cais, será considerado o modelo como uma barra engastada e o comprimento será acrescido de $1/3 \cdot h$ de modo a considerar um vão teórico. O balanço possui duas seções com comprimentos diferentes, a típica (conforme a figura acima) e a seção com dente de cisalhamento que possui 40 cm a mais de comprimento.

Os esforços considerados nessa situação será o peso próprio e a patola mais carregada com o MHC Carregado aberta no eixo médio da laje.

Assim, calculando-se para a situação com dente de cisalhamento que possui maior vão:

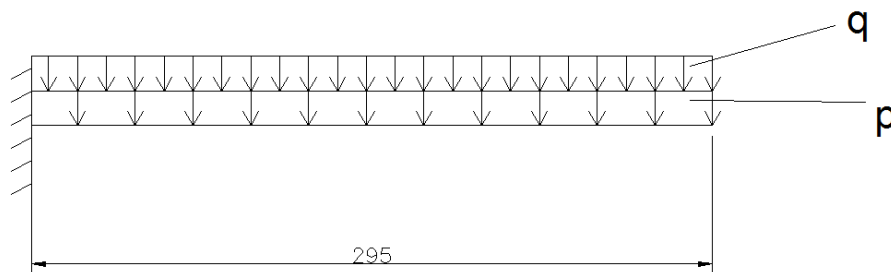


Figura 56 - Modelo estrutural do balanço lateral com Dente de Cisalhamento

$$p = 2,5 * 1,0 * 1,15 = 2,875 \frac{tf}{m}$$

$$M_{kg} = g * \frac{l^2}{2} = 12,51 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}$$

No caso do MHC, tem-se, sabendo que a carga da patola mais carregada é 37,6 tf/m² (1,8 x 3,4m):

Abrindo a carga na laje:

$$q = 37,6 \frac{tf}{m^2}$$

$$q' = 37,6 * \frac{1,8 * 3,4}{2,4 * 4,6} * 1,00 = 20,78 \text{ tf}/\text{m}$$

$$M_{q'k} = q' * \frac{l^2}{2} = 90,42 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Assim, tem-se que o esforço total será:

$$M_T = 1,35 * M_{kg} + 1,5 * M_{kq} = 152,52 \text{ tf} \cdot \frac{m}{m}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 110 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

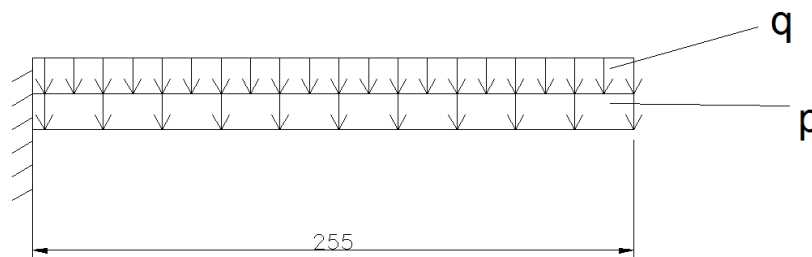
$$x = 11,94 \text{ cm}$$

$$A_s = 33,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{smin} = 18,0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Então, serão locadas Ø25 mm c/ 15 cm.

No caso da seção típica, tem-se:



$$p = 2,5 * 1,0 * 1,15 = 2,875 \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$M_{kg} = g * \frac{l^2}{2} = 9,35 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}$$

No caso do MHC, tem-se, sabendo que a carga da patola mais carregada é 37,6 tf/m² (1,8 x 3,4m):

Abrindo a carga na laje:

$$q = 37,6 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

$$q' = 37,6 * \frac{1,8 * 3,4}{2,4 * 4,6} * 1,00 = 20,78 \text{ tf}/\text{m}$$

$$M_{q'k} = q' * \frac{l^2}{2} = 67,56 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Assim, tem-se que o esforço total será:

$$M_T = 1,35 * M_{kg} + 1,5 * M_{kq} = 113,96 \text{ tf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Realizando o dimensionamento:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 110 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$x = 8,81 \text{ cm}$$

$$A_s = 24,62 \frac{cm^2}{m}$$

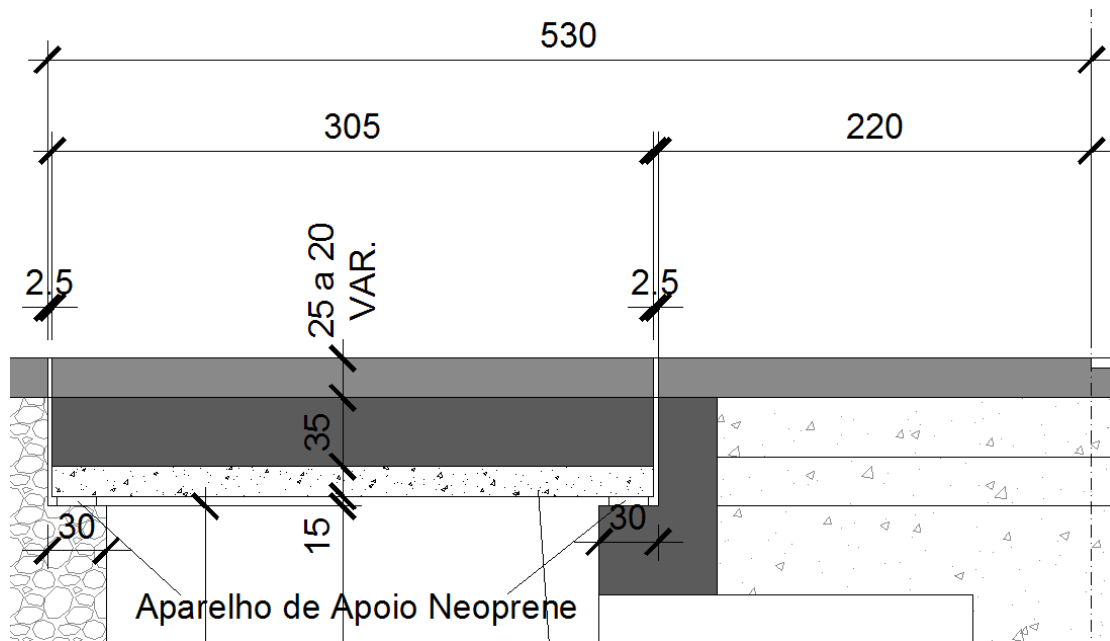
$$A_{smin} = 18,0 \frac{cm^2}{m}$$

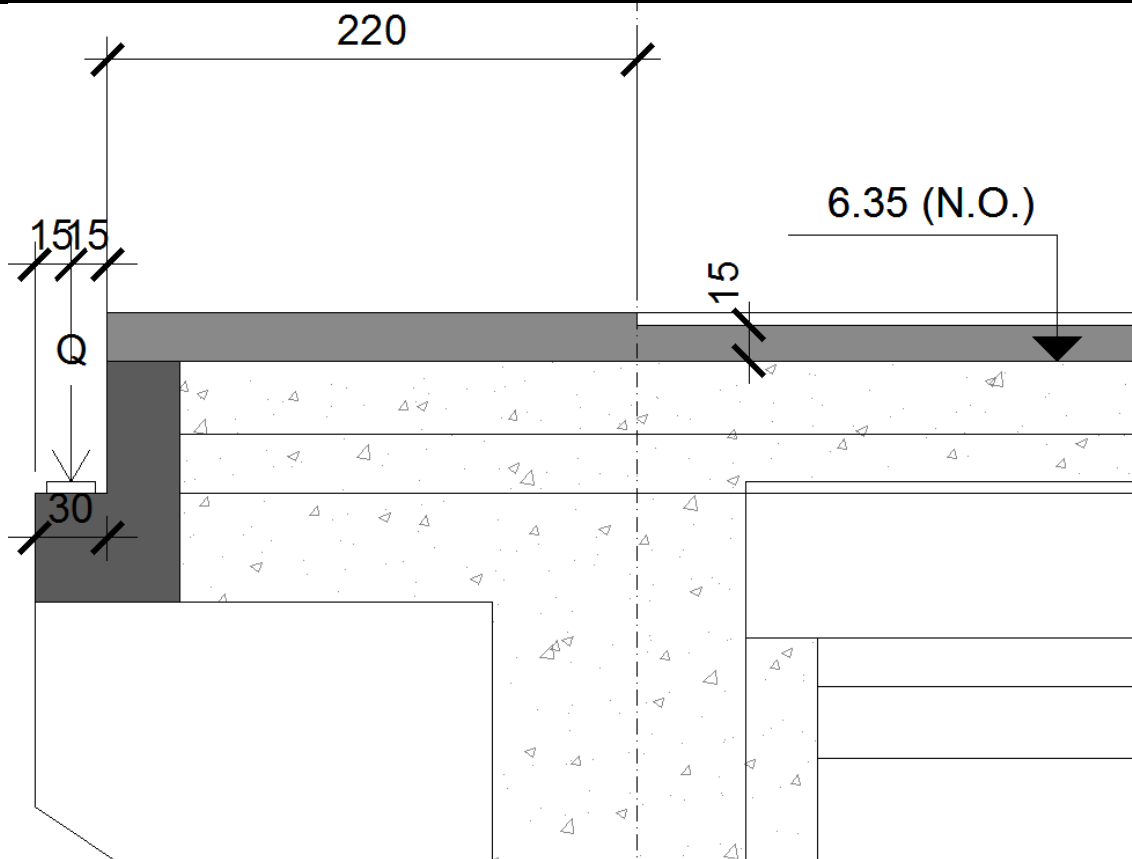
Então, serão locadas $\varnothing 20$ mm c/ 12,5 cm

13.6.1. Verificação Consolo

$$V_d = \left(\frac{0,75 * 1 * 3,05 * 2,5}{2} + 32 \right) * 1,5 = 52,3 \text{ tf/m}$$

$$H_d = 32 * 1,5 * 0,1 = 5,23 \text{ tf/m}$$





$$b_w = 100 \text{ cm}, a = 15 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, d = 23 \text{ cm}, a_1 = 30 \text{ cm e } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_d \leq 0,3 * f_{cd} * b_w * d * \left(1,5 - 0,5 * \frac{a}{d}\right) * \left(1 - 0,6 * \frac{H_d}{V_d}\right) = 217,54 \text{ tf}$$

$$V_d \leq 0,5 * f_{cd} * b_w * a_1 * \left(1 - 0,6 * \frac{H_d}{V_d}\right) = 402,86 \text{ tf}$$

$$A_{s,tirante} = \frac{V_d}{f_{yd}} * \left(0,1 + \frac{a}{d} + 1,2 * \frac{H_d}{V_d}\right) = 10,49 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø } 12,5 \text{ mm c/ } 10 \text{ cm}$$

$$A_{s,tir,min} = 0,4\% * b * d = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,costura} = 0,2 * \frac{H_d + V_d}{f_{yd} * a} * d = 4,06 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø } 10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$$

$$M_d = 1,35 * 20,3 + 1,5 * 34,1 = 78,56 \text{ tf.m/m}$$

$$b_w = 50 \text{ cm}; h = 70 \text{ cm}; d = 63 \text{ cm}; f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$x = 14,10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comb}} = 31,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ } \varnothing 25\text{mm ou } 10 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$$

$$A_{s_{min}} = 6,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \varnothing 12,5\text{mm}$$

Assim, serão locadas 10 \varnothing 20 mm.

Para o momento mínimo, não se tem esforços significantes nos modelos estudados, assim, será locada armadura mínima

Para a verificação da cortante, tem-se:

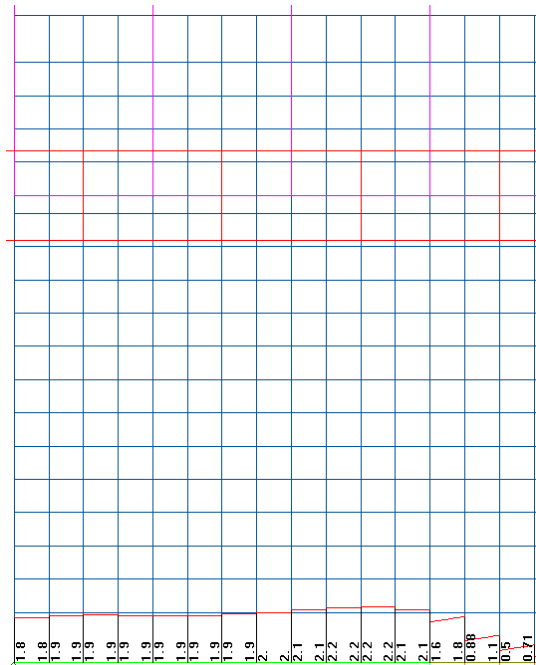


Figura 59 - Cortante peso Próprio Viga

13.8. Verificação Tampas Metálicas

13.8.1. Tampa Encontro

Considerando-se o MHC patolado como a carga condicionante, tem-se:

$$Q = 38 \frac{tf}{m^2}$$

Considerando a área de influência de uma barra da grelha metálica proposta, tem-se:

$$q = 38 * (0,045 + 0,0127) = 2,2 \frac{tf}{m}$$

$$M_k = 2,2 * \frac{1,45^2}{8} = 0,578 tf.m$$

Assim, verificando-se a seção da barra:

$$w = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b * h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{0,0127 * 0,17^2}{6} = 6,117 * 10^{-5} m^3$$

$$\sigma_s = \frac{M_k * \gamma_f}{w} = \frac{0,578 * 1,5}{6,117 * 10^{-5}} = 14,173 \frac{tf}{m^2} = 1,42 \frac{tf}{cm^2}$$

Sabendo que o aço utilizado é A572 Gr. 50, então $\sigma_e = 3,45 tf/cm^2$:

$$\sigma_{adm} = \frac{3,45}{1,15} = 3,0 \frac{tf}{cm^2}$$

$$\therefore \sigma_s < \sigma_{adm} \rightarrow Ok!$$

13.8.2. Verificação tampa Abertura da Moega

Sabendo que a carga crítica é a patola do MHC mais carregada, tem-se:

$$Q = 38 \frac{tf}{m^2}$$

A partir das soluções do BETON-KALENDER, e sabendo que $L_x = L_y = 1,2 m$, tem-se:

$$M_k = \frac{p * l^2}{27,2} = \frac{38 * 1,2^2}{27,2} = 2,012 tf.m$$

Verificando-se a chapa metálica com espessura de 1 polegada:

$$w = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b * h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{1 * 0,025^2}{6} = 1,042 * 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_s = \frac{M_k * \gamma_f}{w} = \frac{2,012 * 1,5}{1,042 * 10^{-4}} = 29.973 \frac{tf}{m^2} = 2,99 \frac{tf}{cm^2}$$

Sabendo que o aço utilizado é A572 Gr. 50, então $\sigma_e = 3,45 \text{ tf/cm}^2$:

$$\sigma_{adm} = \frac{3,45}{1,15} = 3,0 \frac{tf}{cm^2}$$

$$\therefore \sigma_s < \sigma_{adm} \rightarrow Ok!$$

14. MURO DE CONTENÇÃO

Para permitir o rebaixamento do calado, foi necessário projetar uma estrutura de contenção no talude lateral ao Cais.

Essa estrutura é composta por estacas metálicas de diâmetro 110cm e preenchidas parcialmente com concreto armado. O espaçamento entre os eixos das estacas é de 135cm. Além, disso, para estabilização das estacas foram previstos tirantes monobarra espaçados a cada 135cm.

A figura a seguir mostra em planta a locação do muro atirantado.

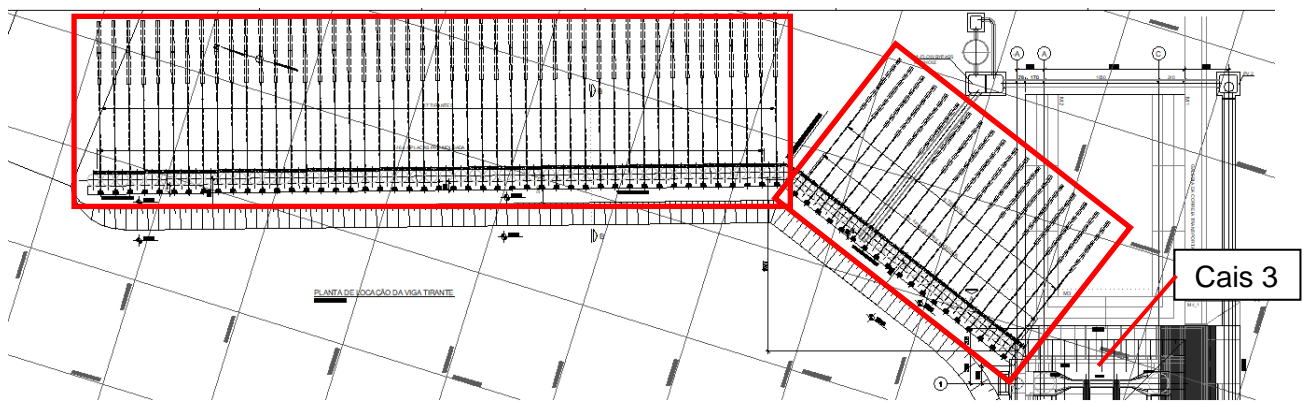


Figura 61 - implantação dos tirantes para contenção do solo

14.1. Geometria

Abaixo é indicada em planta a seção transversal das estacas ($\Phi=110$ cm) e o posicionamento dos tirantes.

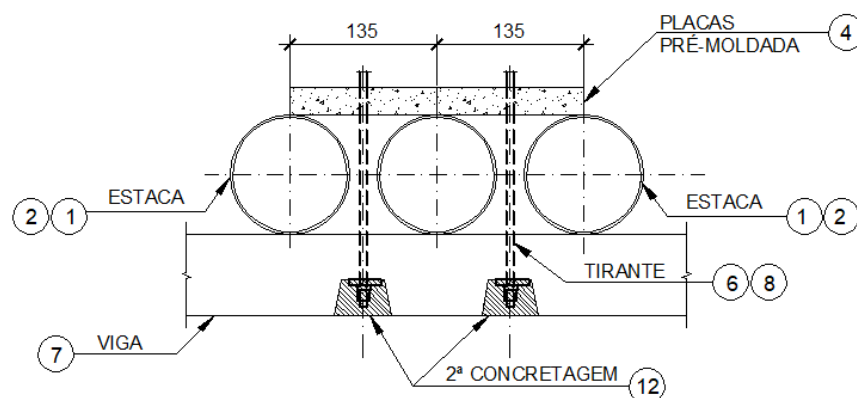


Figura 62 - Planta típica do muro de contenção

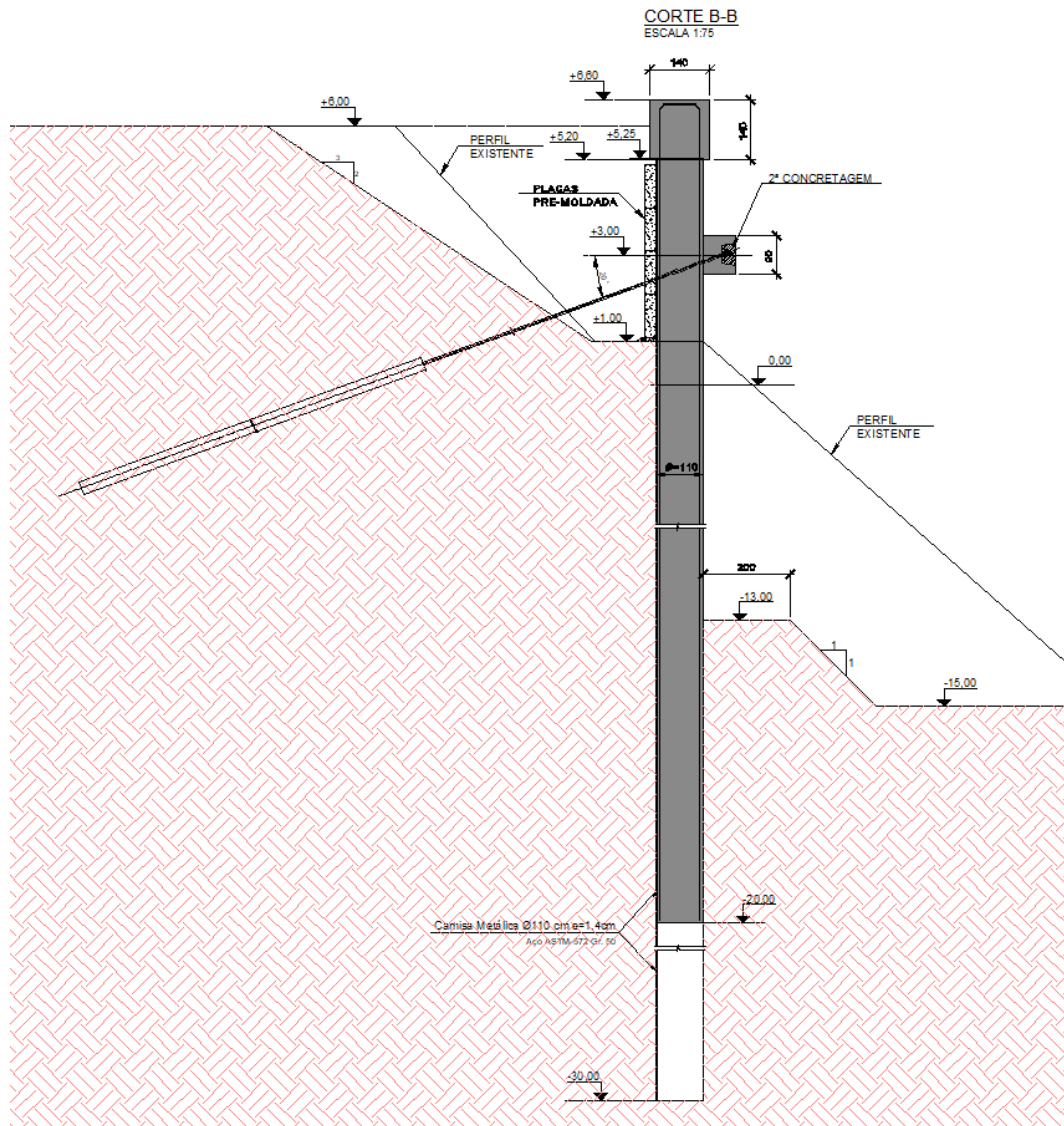
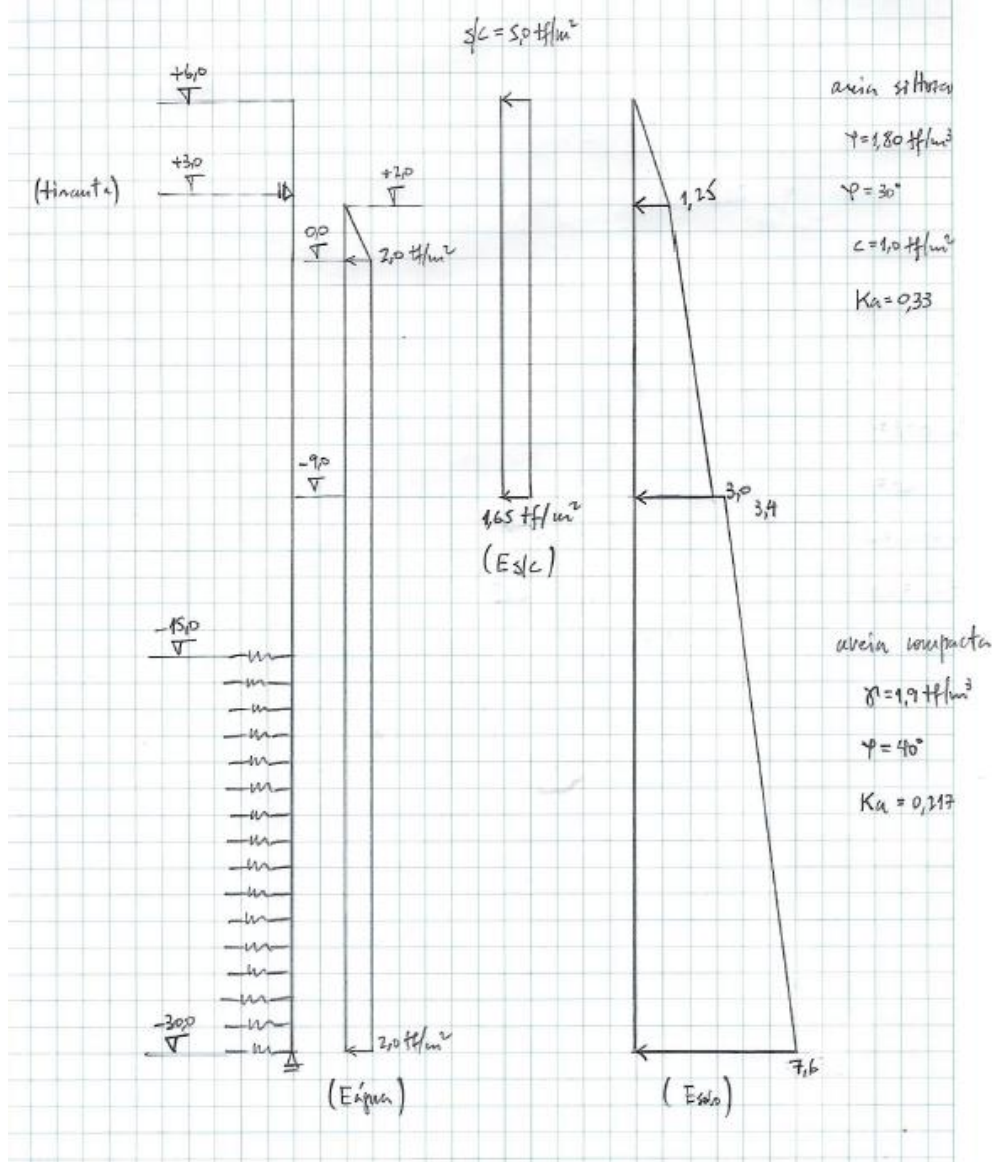


Figura 63 - Corte Transversal típico do muro de contenção

14.2. Modelo Estrutural

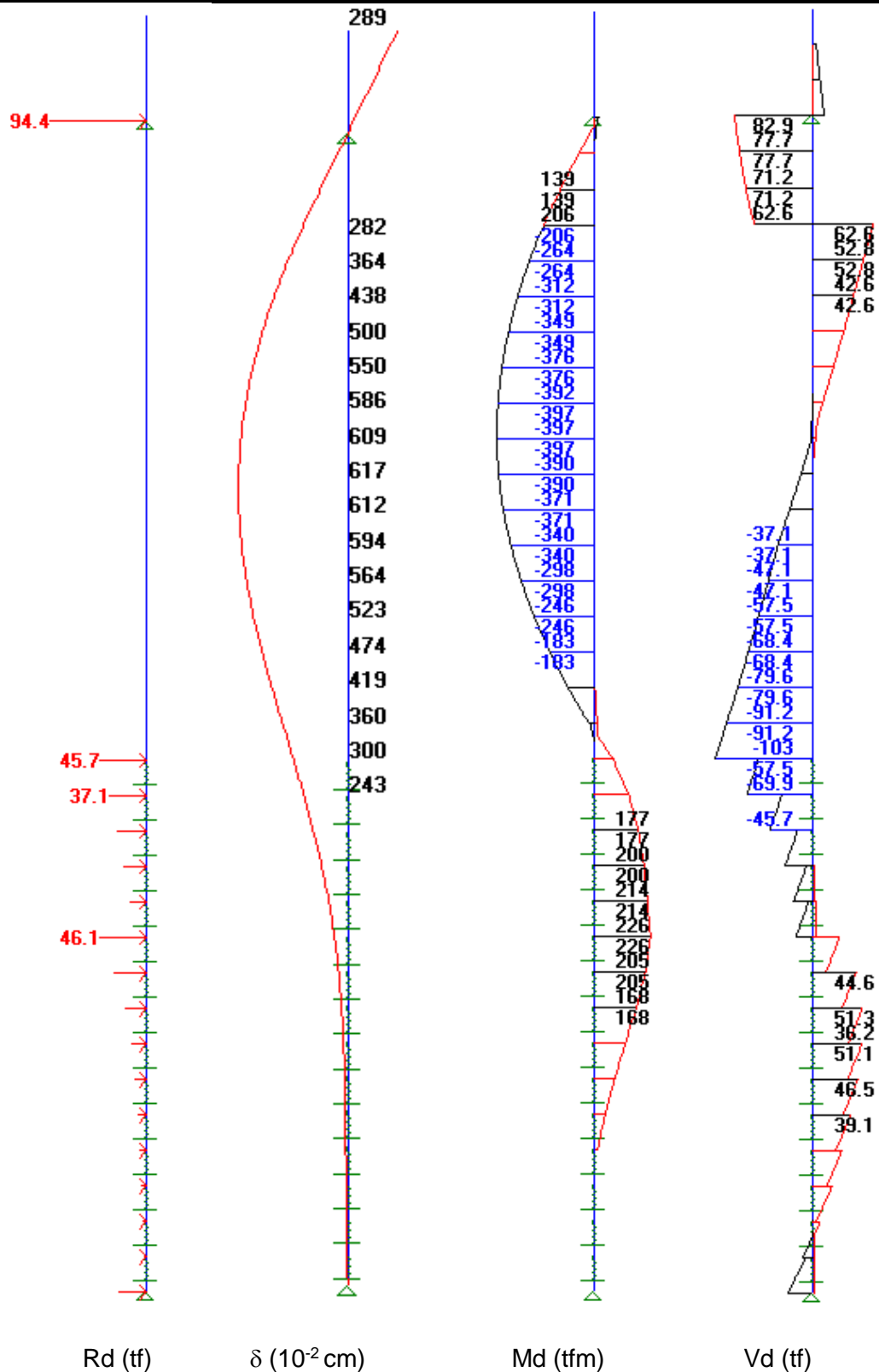
Utilizou-se para a modelagem estrutural o softwares STRAP 2015, sendo os elementos simulados por barras e o solo considerado por meio de molas, as quais tiveram como base as sondagens presentes próximo ao início do cais.

Modelo estrutural para estaca $\square=110\text{cm}$, largura de influência de 1,35m e redução de mola nos primeiros metros (considerando plastificação).



14.4. Dimensionamento

Reação Tirante $c/1,35m$ / Deslocamento (Esolo + Eágua+ Es/c) / $Md = 1,4.MEsolo + 1,4.MEágua + 1,5.0,8.MEs/c$ / $Vd = 1,4.VEsolo + 1,4.VEágua + 1,5.0,8.VEs/c$



14.4.1. Estacas

A análise da estaca será feita com o auxílio do software Pcalc. Sendo adotada uma armação típica para todas as estacas.

Armação: 24 ϕ 25 mm ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

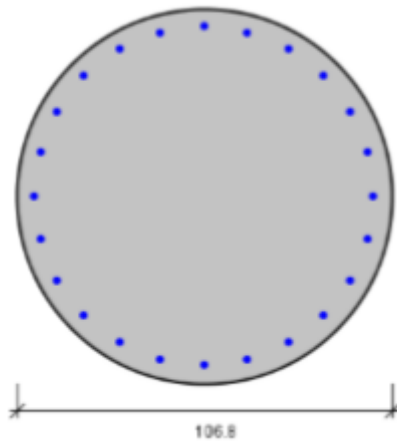
Área: $A_c = 8958 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 53.4 \text{ cm}$

$y_{cg} = 53.4 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 6386382 \text{ cm}^4$

$I_y = 6386382 \text{ cm}^4$



Taxa de armadura: $\rho_s = 1.32 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Figura 65 - Detalhamento e armação da Seção Transversal Estaca

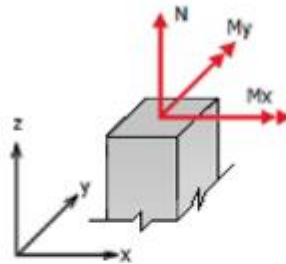


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	$N_{k,i}$	$M_{k,x}$	$M_{k,y}$
1	-285	1900	0

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Figura 66 - Esforço Crítico Estaca

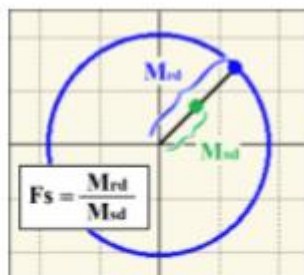


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{ed}	M _{ed}	M _{st,y}	F.S.
1	-285	1900	0	1.08

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

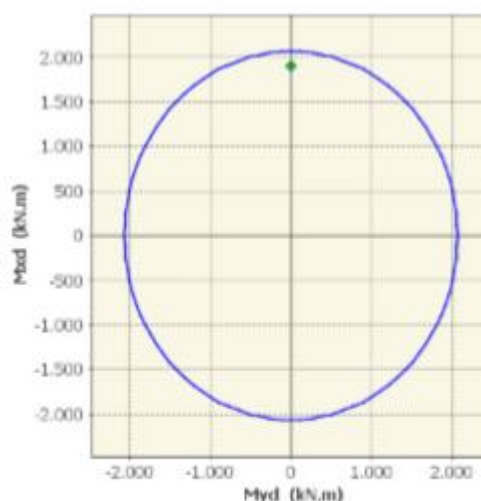


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

Figura 67 - Resultados da Análise Estaca

Portanto, considerando apenas estaca de concreto armado com detalhamento do aço de 24 ϕ 25mm, o momento resistente é de 190 tf.m (ou 1900 KN.m).

Como o momento total de cálculo na seção mais solicitada é de 397 tf.m (3970 KN.m), a camisa metálica de espessura $e=14\text{mm}$ e aço ASTM A572 G50, deverá resistir o restante do esforço de 207 tf.m (2070 KN.m).

No entanto, será considerada uma perda de espessura da camisa devido à corrosão ao longo do tempo, sendo considerada para o cálculo a espessura $e' = 10\text{mm}$.

Diante disso, tem-se:

Camisa metálica: aço ASTM A572 G50 ($f_y = 345 \text{ MPa}$)

$e' = 10 \text{ mm}$ (espessura da camisa após perdas por corrosão)

$M_{sd}' = 207 \text{ tf.m}$

$A = 339,9 \text{ cm}^2$

$I = 497.483,5 \text{ cm}^4$

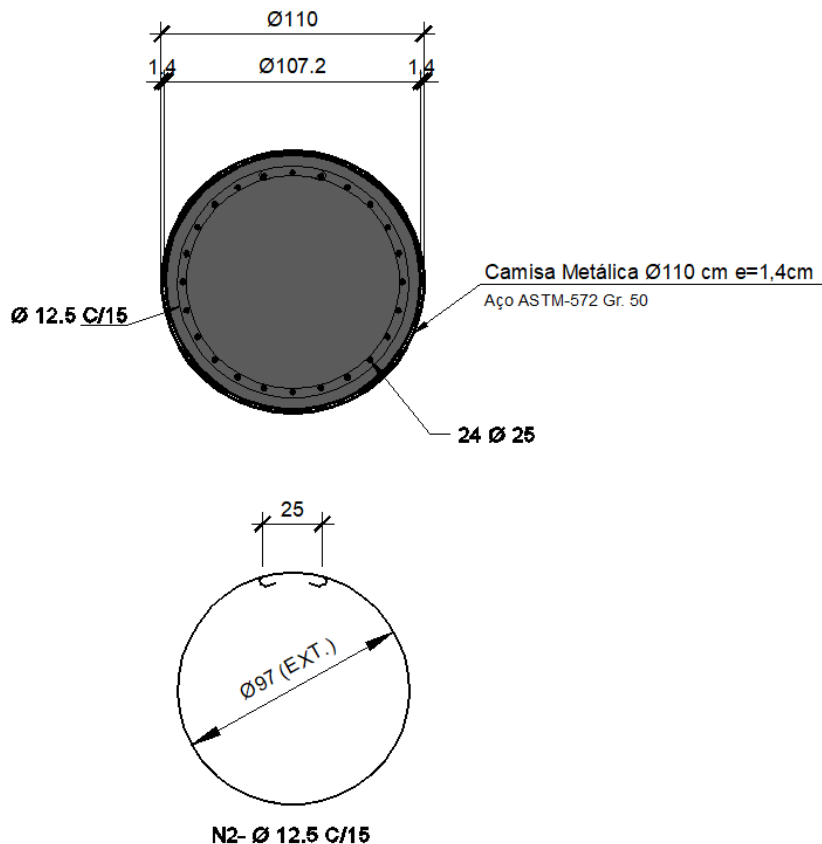
$W = 9.196 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{M}{W} = 2,25 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2} < f_y \rightarrow \text{ok}$$

14.4.1.1. Detalhamento Estaca

O detalhamento adotado para as estacas será:

CORTE TRANSVERSAL



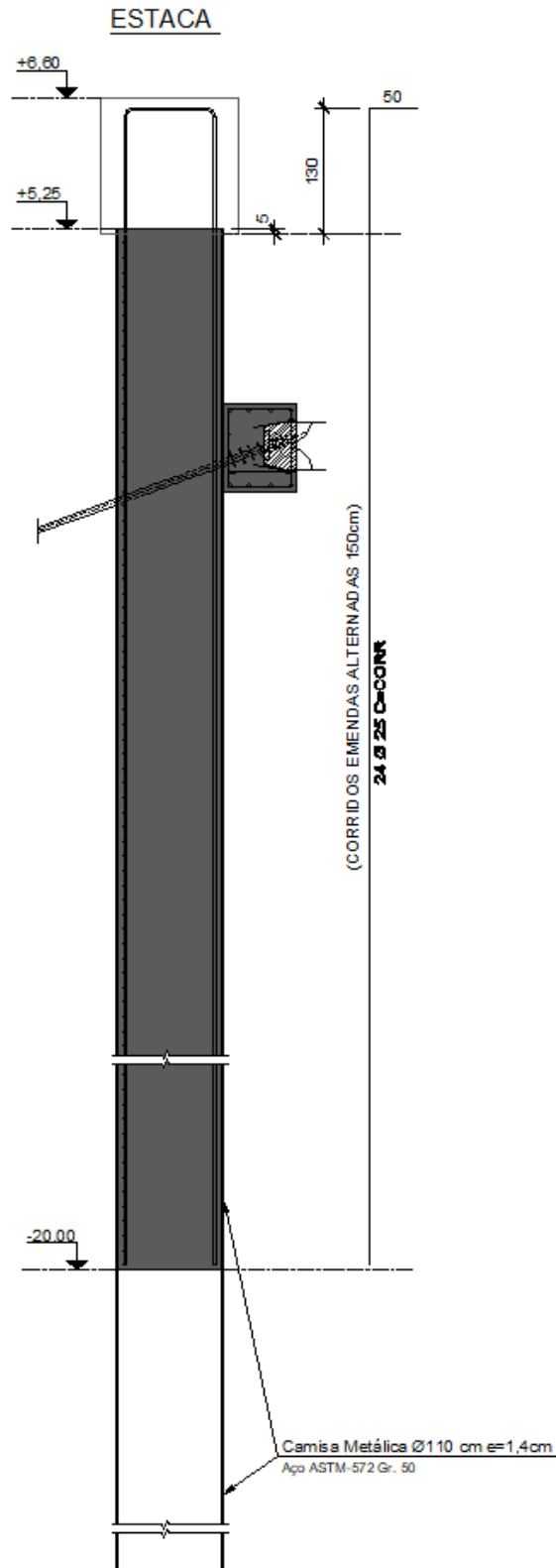


Figura 68 - Detalhamento da armação longitudinal das estacas

14.5. Tirante

Calcu

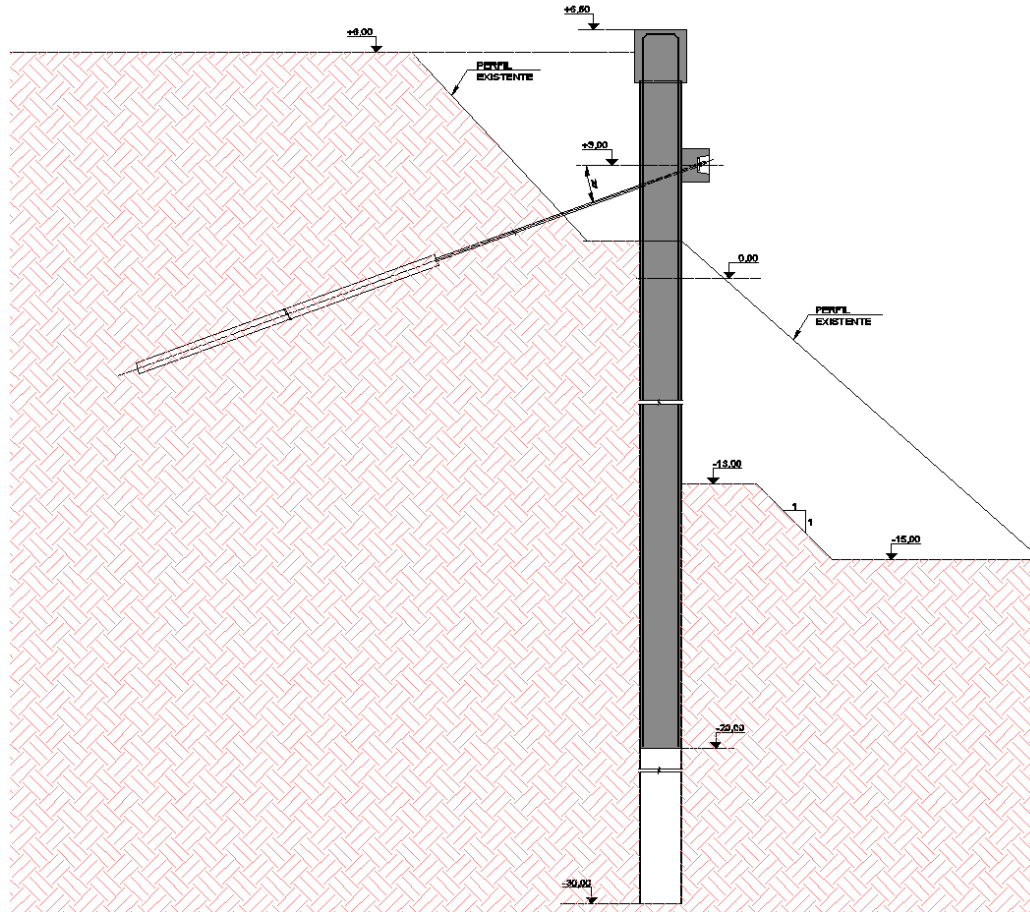


Figura 69 - Seção transversal do muro com tirante ancorado

Considerado areia siltosa e SPT 12, tem-se:

$a = 6,0 \text{ tf/m}^2$ (adesão no bulbo);

$\phi_{\text{bulbo}} = 0,30\text{m}$ (diâmetro médio injetado);

L = comprimento do bulbo considerado a partir da cunha do empuxo mobilizado;

F = força de teste do tirante;

$$F = \pi \times \phi \times a \times L$$

$$90 \times 1,5 = 5,65 \times L \rightarrow L \cong 23 \text{ m}$$

14.6. Método Construtivo Muro de Contenção

- 1 CRAVAR AS ESTACAS, NO CASO DE INTERFERÊNCIA COM ENROCAMENTO DEVERÁ SER UTILIZADO MARTELO DE FUNDO.
- 2 MONTAR ARMADURA DAS ESTACAS E CONCRETAR.
- 3 ESCAVAR O TERRENO ATÉ A COTA +1,00.
- 4 MONTAR AS PLACAS PRÉ-MOLDADAS COM REATERRO COMPACTADO CONCOMITANTE.
- 5 EXECUTAR A VIGA DE COROAMENTO.
- 6 EXECUTAR OS TIRANTES COM O COMPRIMENTO DO BULBO ESTIMADO. OS TIRANTES DEVEM PERMITIR REINJEÇÃO CASO NÃO ATENDAM A NBR-5629/2006.
- 7 EXECUTAR A VIGA TIRANTE.
- 8 PROTENDER OS TIRANTES ALTERNADAMENTE.
- 9 PROTENDER COM 135,00 tf E ENCUNHAR COM 90,00 tf.
- 10 ENSAIAR 10% DOS TIRANTES COM 157,20 tf.
- 11 DEVERÃO SER EXECUTADOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA EM 1% DOS TIRANTES, NO MÍNIMO 2, CONFORME NBR-5629/2006.
- 12 EXECUTAR O CONCRETO DE PROTEÇÃO DAS PLACAS DE ANCORAGEM.
- 13 A REMOÇÃO DO ENROCAMENTO FRONTAL SOMENTE DEVERÁ SER FEITA APÓS CONCLUSÃO DO MURO.