



SCPAR

PORTO DE

IMBITUBA

Porto de Imbituba

Projeto de Reforço e Alargamento - Cais 3

Santa Catarina/SC

SCP01A-S1M-00-511

-Estruturas-

- Memória de Cálculo – Dólfins de Amarração e
Atracação e Passarelas

Responsável Técnico

Eng. Kalil José Skaf

CREA- Nº 0600335235



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

Ø	Emissão inicial	RT	17/02/21	KJS	17/02/21
Nº	Revisões	Visto	Data	Aprovação	Data

Sumário

1. OBJETIVO	3
2. PRINCIPAIS NORMAS E REFERÊNCIAS	3
3. PROJETO DOS DÓLFINS.....	5
3.1. Apresentação da Estrutura.....	5
3.2. Premissas	5
3.3. Propriedades dos Materiais.....	5
3.3.1. Concreto estrutural.....	5
3.3.2. Aço de Armadura Passiva	6
3.3.3. Aço Estrutural.....	6
3.4. Ações e Carregamentos.....	6
3.4.1. Ações Permanentes	6
3.4.2. Ações Variáveis.....	6
3.5. Propriedades dos Elementos Estruturais.....	7
3.5.1. Estacas	7
3.5.2. Bloco	7
3.5.3. Praça da defesa	7
3.6. Modelo de Análise Estrutural.....	8
3.7. Dimensionamento da Estrutura	10
3.7.1. Dimensionamento das Estacas	10
3.7.2. Dimensionamento do Bloco.....	15
3.7.3. Dimensionamento da Praça das Defensas.....	19
4. PROJETO DA PASSARELA.....	21
4.1. Materiais	21
4.2. Cargas	21
4.3. Combinações de Ações	22
4.4. Modelo matemático.....	22
4.5. Esforços solicitantes.....	23
4.6. Capacidade utilizada para barras.....	24
4.7. Seções resultantes da análise estrutural.....	25

1. OBJETIVO

Este documento apresenta o cálculo dos dólfinos de atracação e amarração, assim como suas passarelas metálicas de acesso, do Cais 3 do Terminal Portuário da SCPAR em Imbituba, SC.

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-DI.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;

3. PROJETO DOS DÓLFINS

3.1. Apresentação da Estrutura

Os dólfins de atracação e amarração consistem de um bloco de concreto armado de apoiado em 8 estacas metálicas de 110cm de diâmetro preenchidas de concreto armado.

O bloco de concreto armado tem dimensão em planta de 11,0 metros x 11,0 metros e altura de 2,50m. Na face voltada para o berço, há um paramento de concreto armado para instalação das defensas. As estacas consistem de camisa de aço de 40m de comprimento, com 14 mm de espessura e diâmetro externo de 110cm preenchida de concreto armado em 30m de comprimento.

3.2. Premissas

Para a dimensionamento da estrutura, partiu-se das seguintes premissas definidas pela SCPAR:

- 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
- Cota mínima do nível da água = -0,20 m do DHN;
- Vocação do terminal: carga geral;
- 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

3.3. Propriedades dos Materiais

3.3.1. Concreto estrutural

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, $\nu = 0,20$.

3.3.2. Aço de Armadura Passiva

Categoria CA-50:

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

3.3.3. Aço Estrutural

Camisa metálica ASTM A-36:

- Tensão de escoamento $f_{yk} = 250$ MPa;
- Tensão de ruptura $f_u = 450$ MPa;
- Módulo de elasticidade $E_s = 210$ GPa.

3.4. Ações e Carregamentos

3.4.1. Ações Permanentes

3.4.1.1. 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

3.4.1.2. 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.

3.4.2. Ações Variáveis

3.4.2.1. Sobrecarga

Foi considerado que os dólfinos deverão ter capacidade para suportar cargas acidentais verticais uniformemente distribuídas de até 500 kgf/m²

3.4.2.2. Ações Ambientais

3.4.2.2.1. Temperatura

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

3.4.2.2.2. Gradiente de Temperatura

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

3.4.2.2.3. Corrente Marítima

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

3.4.2.2.4. 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.

3.4.2.3. Ações de Atracação

A ação de atracação consiste nas reações das defensas elastoméricas fixadas aos dólfins.

A reação das defensas é estimada em 70 tf por defesa. Além da força normal às defensas, considera-se uma componente horizontal devido ao atrito entre o painel das defensas e o casco do navio. Adota-se coeficiente de atrito $\mu = 0,3$.

3.4.2.4. Ações de Amarração

Os esforços de amarração adotados serão de 100tf, conforme edital.

3.4.2.5. Equipamentos de Construção

Cargas excepcionais atuantes durante a construção deverão ser avaliadas pelo executante.

3.5. Propriedades dos Elementos Estruturais

3.5.1. Estacas

Diâmetro externo: 110cm

Espessura da parede: 14mm

Preenchimento de concreto armado classe C40 ($f_{ck} \geq 40\text{MPa}$)

3.5.2. Bloco

O bloco foi modelado como elementos de chapa com espessura de 2,5m.

3.5.3. Praça da defesa

Espessura da praça da defesa: $e = 90\text{cm}$ a 60 cm

3.6. 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 1. Para tal, utilizou-se elementos de barras e placas.

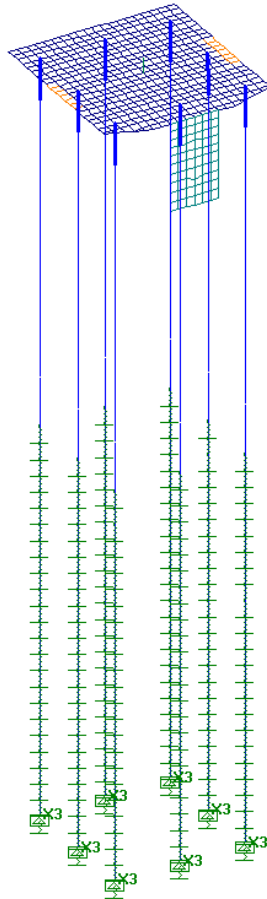


Figura 1 – Modelo Espacial do Cais 55m – Strap 2015

O efeito de confinamento do solo foi simulado por meio de molas horizontais, como indicado na Figura 2. 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.

3.7. Dimensionamento da Estrutura

3.7.1. Dimensionamento das Estacas

As fundações de cada dólfin são compostas por um total de 8 estacas verticais (camisa metálica $\varnothing 110$ com $e = 14$ mm). Todas as estacas são preenchidas internamente com concreto armado nos 27 m superiores.

A armação longitudinal das estacas é dimensionada de modo a resistir aos esforços de flexão composta na seção da ligação com o bloco. 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:

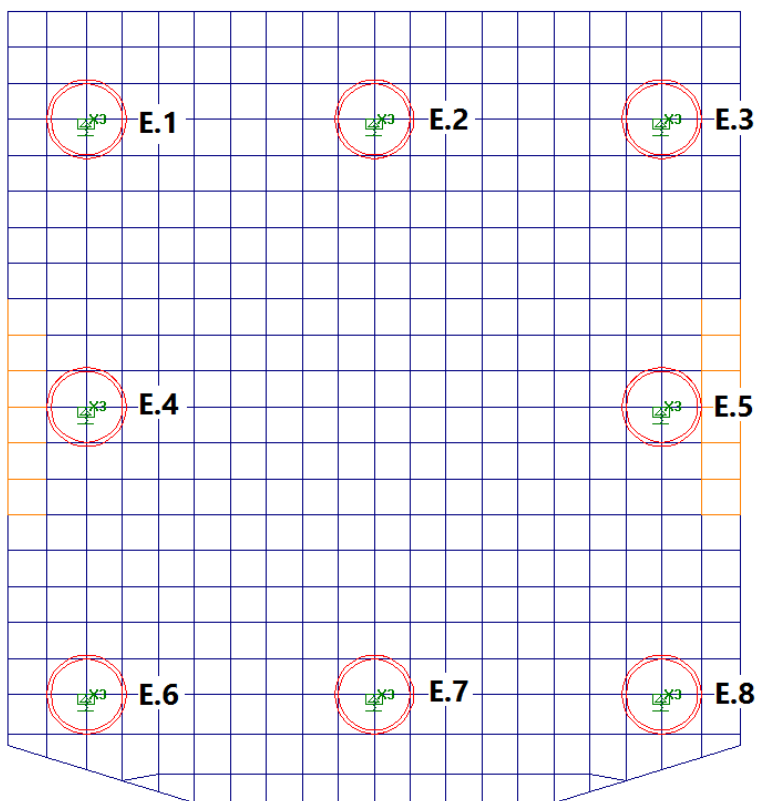


Figura 3 – Estacas do dólfin

	E.1 = E.3		
	tração max	compr máx	M max
N _d	-55,7 tf	252,0 tf	78,3 tf
M _{2d}	154,0 tf.m	7,1 tf.m	155,0 tf.m
M _{3d}	154,0 tf.m	392,0 tf.m	154,0 tf.m
M _d	217,8 tf.m	392,1 tf.m	218,5 tf.m

	E.2		
	tração max	compr máx	M max
N _d	12,6 tf	223,0 tf	12,6 tf
M _{2d}	155,0 tf.m	6,7 tf.m	155,0 tf.m
M _{3d}	154,0 tf.m	307,0 tf.m	154,0 tf.m
M _d	218,5 tf.m	307,1 tf.m	218,5 tf.m

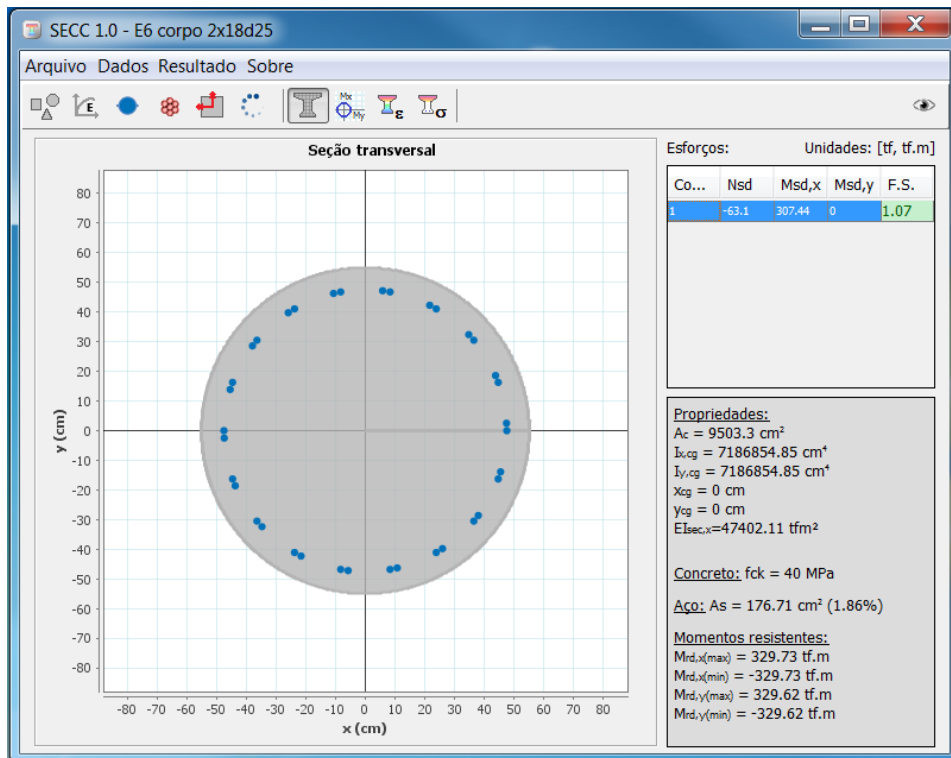
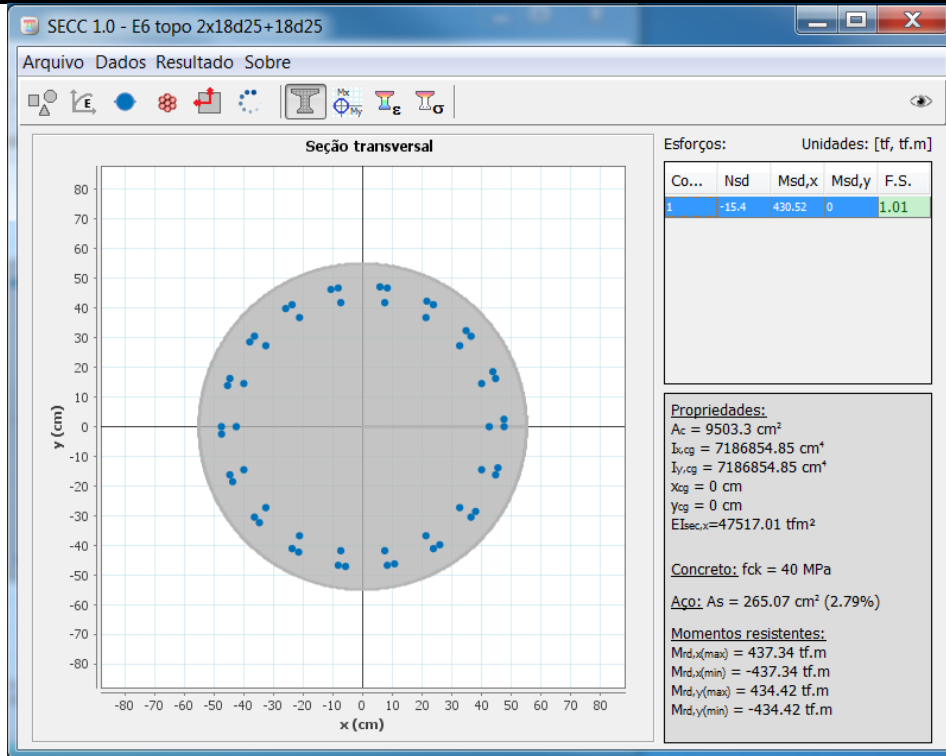
	E.4 = E.5		
	tração max	compr máx	M max
N _d	17,3 tf	194,0 tf	113,0 tf
M _{2d}	154,0 tf.m	155,0 tf.m	92,6 tf.m
M _{3d}	155,0 tf.m	155,0 tf.m	393,0 tf.m
M _d	218,5 tf.m	219,2 tf.m	403,8 tf.m

	E.6 = E.8		
	tração max	compr máx	M max
N _d	-43,3 tf	264,0 tf	15,4 tf
M _{2d}	177,0 tf.m	155,0 tf.m	178,0 tf.m
M _{3d}	222,0 tf.m	155,0 tf.m	392,0 tf.m
M _d	283,9 tf.m	219,2 tf.m	430,5 tf.m

	E.7		
	tração max	compr máx	M max
N _d	-10,9 tf	199,0 tf	-10,9 tf
M _{2d}	178,0 tf.m	155,0 tf.m	178,0 tf.m
M _{3d}	308,0 tf.m	155,0 tf.m	308,0 tf.m
M _d	355,7 tf.m	219,2 tf.m	355,7 tf.m

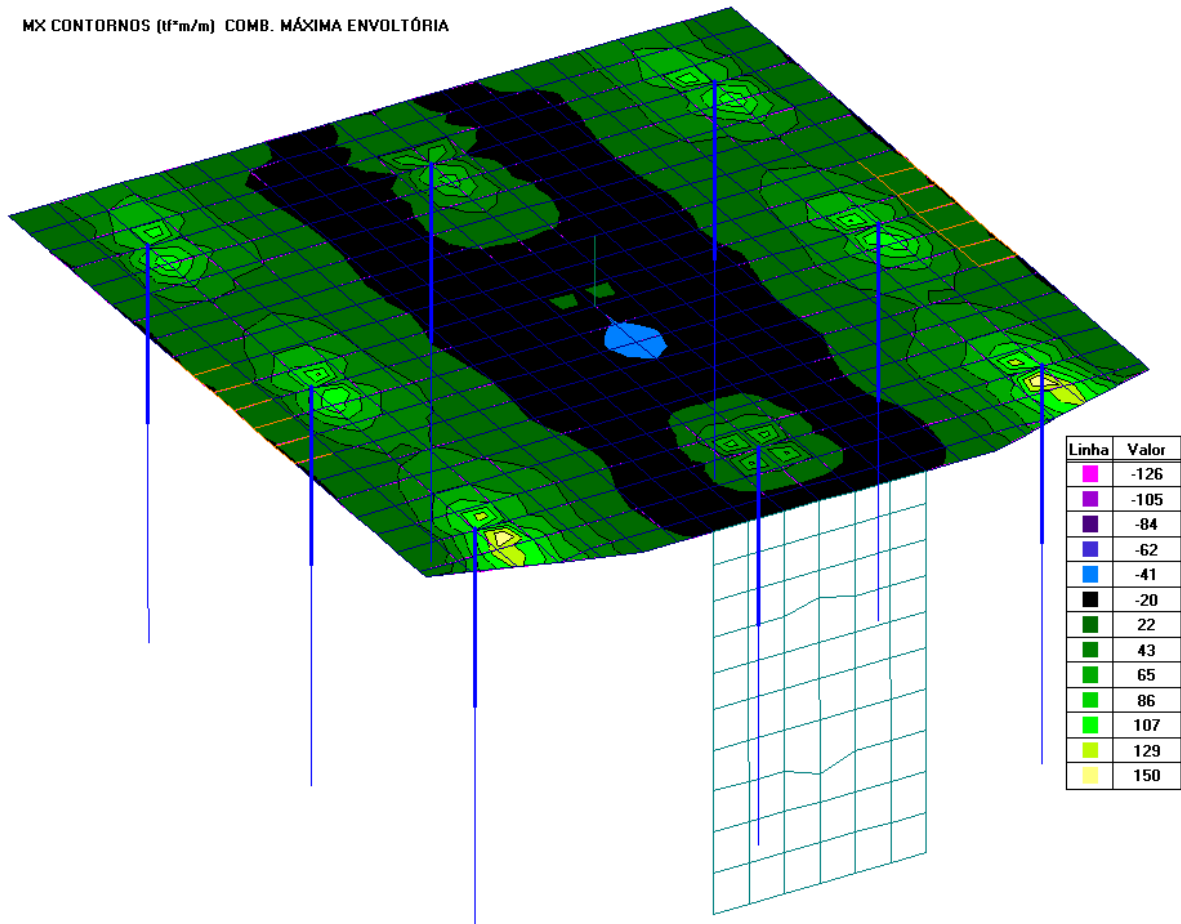
A combinação crítica ocorre nas estacas E.6 e E.8:

E.6 = E.8						
	N _d	M _d	A _s	ρ _s	FS	
Topo	15,4 tf	430,5 tf.m	2x18Ø25 + 18Ø25	270,0 cm ²	2,79%	1,01
Corpo	63,1 tf	307,0 tf.m	2x18Ø25	180,0 cm ²	1,89%	1,07



3.7.2. Dimensionamento do Bloco

MX CONTORNOS (tf*m/m) COMB. MÁXIMA ENVOLTÓRIA



Flexão	
d = 235,00 cm	x = 3,30 cm
b = 100,00 cm	$A_s (M_{sd}) = 14,76 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 15000,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	N = 4 barras
$\gamma_c = 1,4$	s (cm) = 33,19 cm
$\gamma_s = 1,15$	

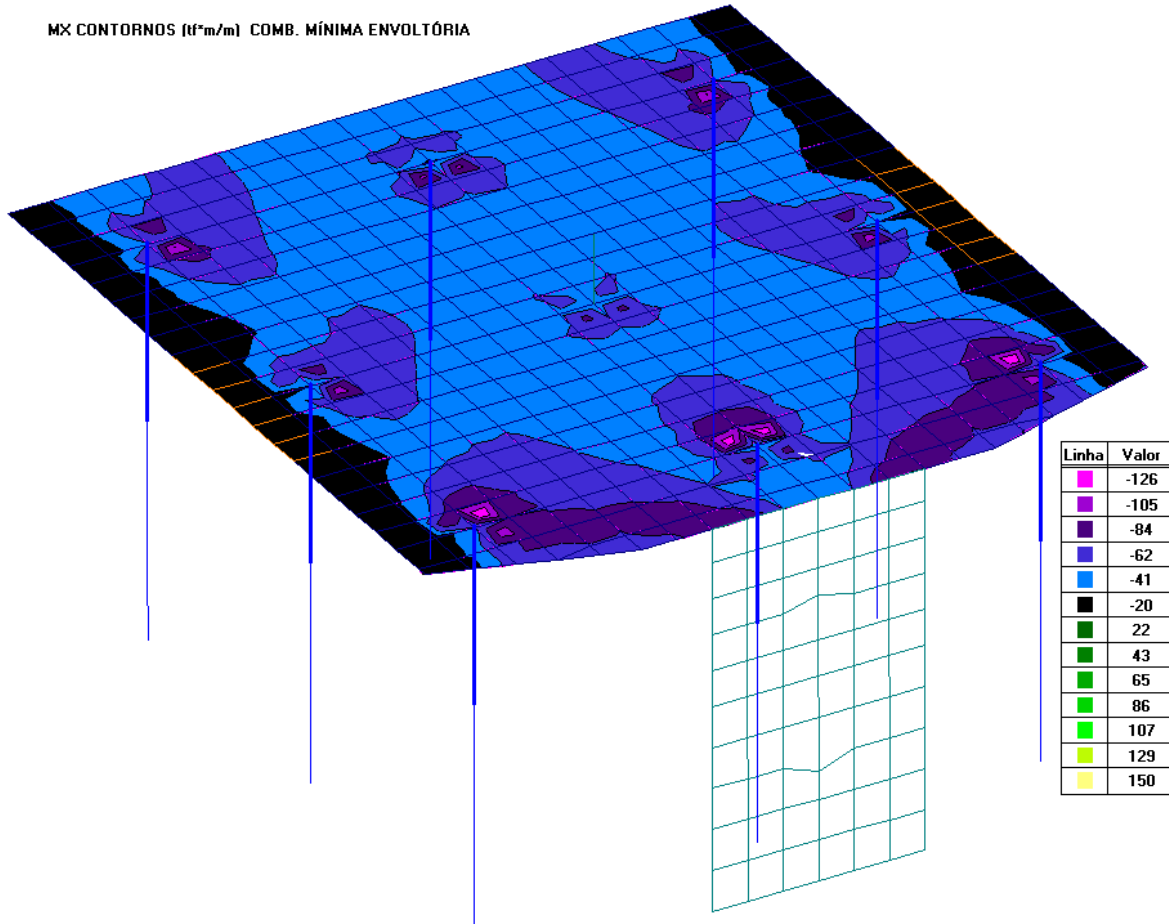
$$A_{s,min} = 0,18\% \cdot b \cdot h = \frac{45 \text{ cm}^2}{m} \gg A_{s,nec}$$

Como $A_{s,min}$ é muito maior do que o $A_{s,nec}$, adotaremos como critério de armadura mínima a armadura obtida para o dobro do momento máximo da seção. Desse modo adota-se:

$$A_s = \emptyset 25c/15cm (= 33,3 \text{ cm}^2/m)$$

Flexão	
d = 235,00 cm	x = 6,65 cm
b = 100,00 cm	$A_s (M_{sd}) = 29,70 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 30000,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	N = 7 barras
$\gamma_c = 1,4$	s (cm) = 16,50 cm
$\gamma_s = 1,15$	

MX CONTORNOS (tf*m/m) COMB. MÍNIMA ENVOLTÓRIA



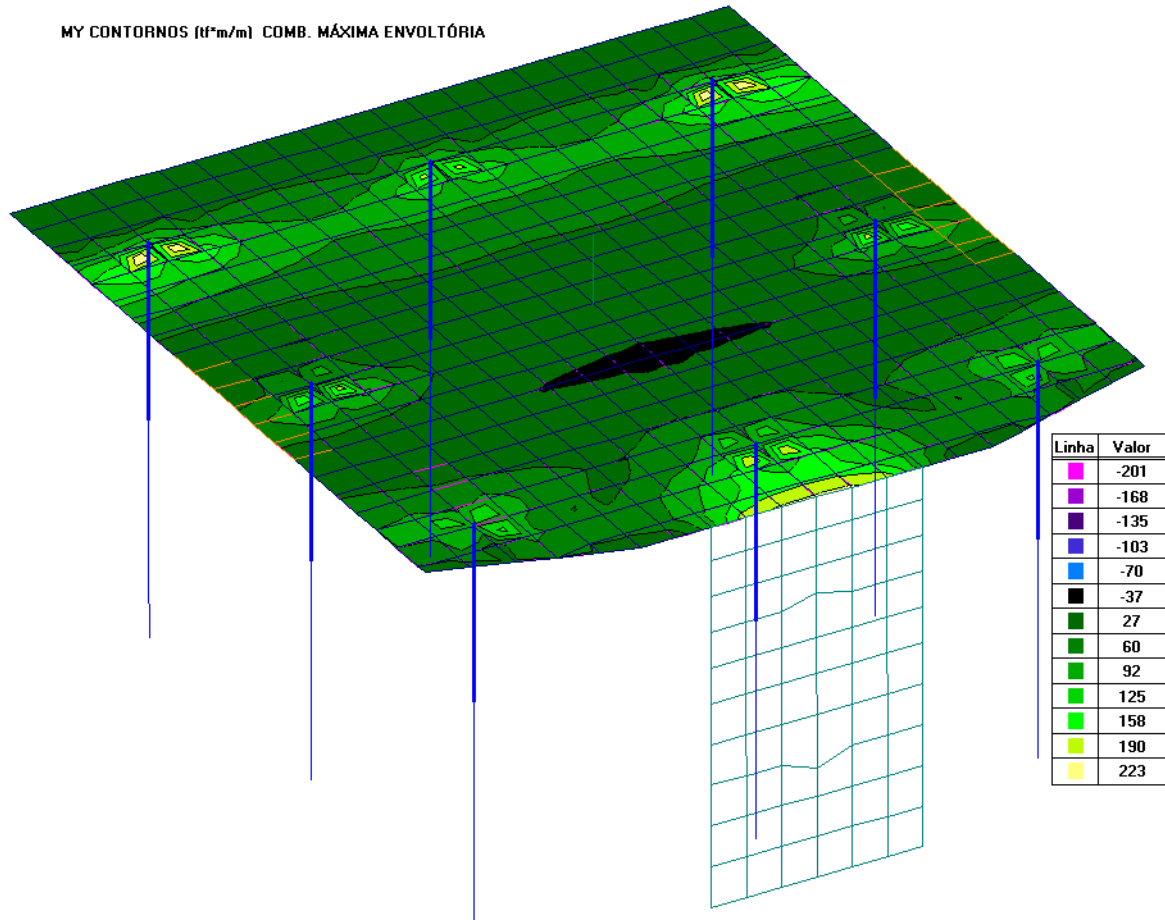
Flexão	
d = 235,00 cm	x = 2,77 cm
b = 100,00 cm	$A_s (M_{s,d}) = 12,39 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 12600,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	N = 3 barras
$\gamma_c = 1,4$	s (cm) = 39,55 cm
$\gamma_s = 1,15$	

$$A_{s,min} = 0,18\% \cdot b \cdot h = \frac{45 \text{ cm}^2}{m} \gg A_{s,nec}$$

Como $A_{s,min}$ é muito maior do que o $A_{s,nec}$, adotaremos como critério de armadura mínima a armadura obtida para o dobro do momento máximo da seção. Desse modo adota-se:

$$A_s = A_{s,min} = \emptyset 25c/15cm (= 33,3 \text{ cm}^2/m)$$

Flexão	
d = 235,00 cm	x = 5,57 cm
b = 100,00 cm	$A_s (M_{s,d}) = 24,90 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 25200,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	N = 6 barras
$\gamma_c = 1,4$	s (cm) = 19,68 cm
$\gamma_s = 1,15$	

MY CONTORNOS (tf²m/m) COMB. MÁXIMA ENVOLTÓRIA


Flexão	
d = 235,00 cm	x = 4,93 cm
b = 100,00 cm	A _s (M _{s,d}) = 22,01 cm ²
f _{ck} = 0,40 tf/cm ²	
M _d = 22300,00 tf.cm	A _{s,barra} = 4,90 cm ²
f _{yk} = 5,00 tf/cm ²	N = 5 barras
γ _c = 1,4	s (cm) = 22,26 cm
γ _s = 1,15	

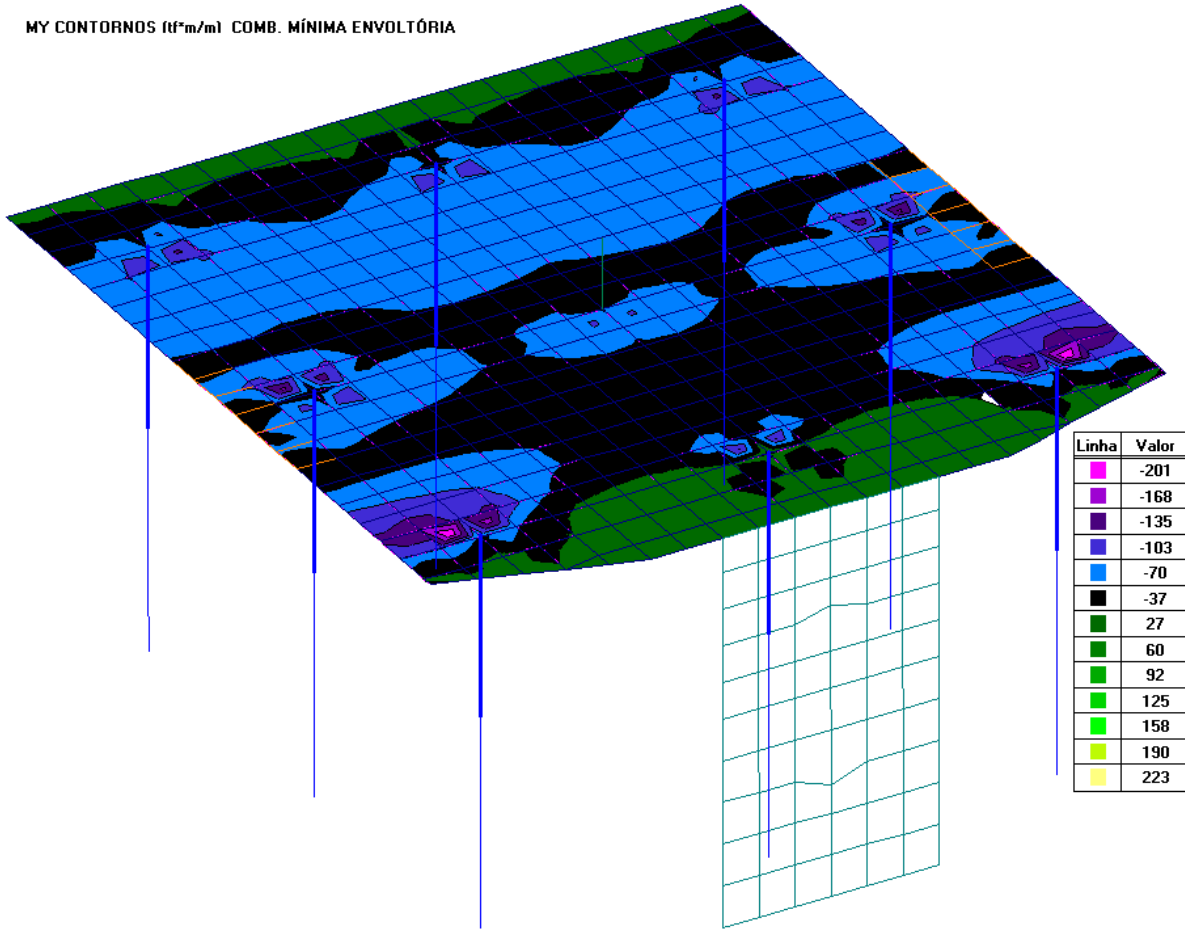
$$A_{s,min} = 0,18\% \cdot b \cdot h = \frac{45\text{cm}^2}{m} \gg A_{s,nec}$$

Como A_{s,min} é muito maior do que o A_{s,nec}, adotaremos como critério de armadura mínima a armadura obtida para o dobro do momento máximo da seção. Desse modo adota-se:

Flexão	
d = 235,00 cm	x = 9,94 cm
b = 100,00 cm	A _s (M _{s,d}) = 44,40 cm ²
f _{ck} = 0,40 tf/cm ²	
M _d = 44600,00 tf.cm	A _{s,barra} = 4,90 cm ²
f _{yk} = 5,00 tf/cm ²	N = 10 barras
γ _c = 1,4	s (cm) = 11,04 cm
γ _s = 1,15	

$$A_s = \emptyset 25c/10cm (= 50\text{cm}^2/m)$$

MY CONTORNOS (tf*m/m) COMB. MÍNIMA ENVOLTÓRIA


Flexão

$d = 235,00 \text{ cm}$	$x = 4,44 \text{ cm}$
$b = 100,00 \text{ cm}$	$A_s (M_{sd}) = 19,82 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 20100,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	$N = 5 \text{ barras}$
$\gamma_c = 1,4$	$s (\text{cm}) = 24,72 \text{ cm}$
$\gamma_s = 1,15$	

$$A_{s,min} = 0,18\% \cdot b \cdot h = \frac{45 \text{ cm}^2}{m} > A_{s,nec}$$

Como $A_{s,min}$ é muito maior do que o $A_{s,nec}$, adotaremos como critério de armadura mínima a armadura obtida para o dobro do momento máximo da seção. Desse modo adota-se:

$$A_s = \emptyset 25 \text{ c}/10 \text{ cm} (= 50 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Considerando a necessidade de armaduras construtivas e outros detalhes para introdução de cargas das passarelas, do cabeço de amarração e das defensas, adota-se uma taxa de armadura de 85 kg/m^3 .

Flexão

$d = 235,00 \text{ cm}$	$x = 8,94 \text{ cm}$
$b = 100,00 \text{ cm}$	$A_s (M_{sd}) = 39,95 \text{ cm}^2$
$f_{ck} = 0,40 \text{ tf/cm}^2$	
$M_d = 40200,00 \text{ tf.cm}$	$A_{s,barra} = 4,90 \text{ cm}^2$
$f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$	$N = 9 \text{ barras}$
$\gamma_c = 1,4$	$s (\text{cm}) = 12,26 \text{ cm}$
$\gamma_s = 1,15$	

3.7.3. Dimensionamento da Praça das Defensas

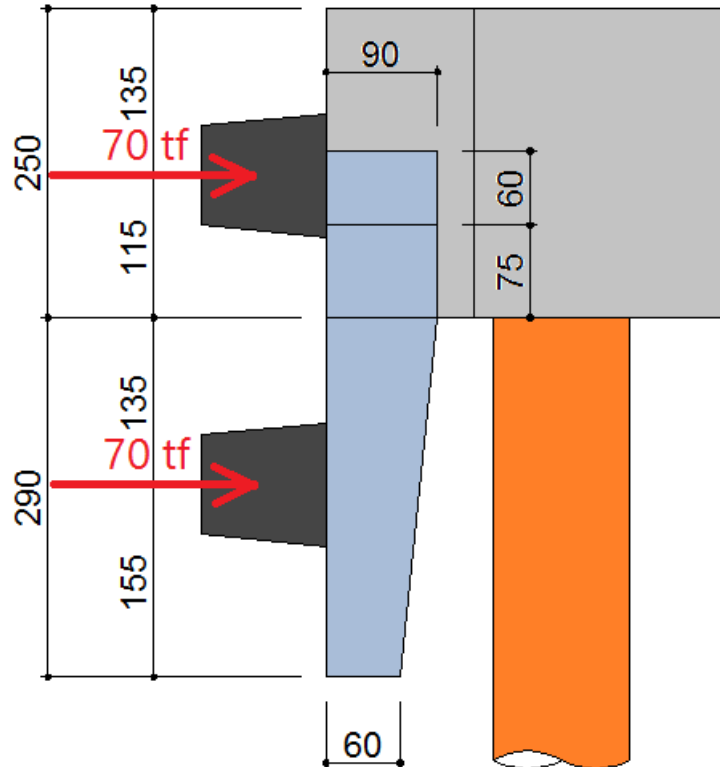


Figura 6 - Seção típica na defesa

A introdução de força de atracação poderá ser realizada nas duas defensas, simultaneamente, contudo, apenas a defesa inferior gera esforços relevantes para o elemento da praça das defensas. A seção mais crítica do elemento pré-moldado encontra-se no nível da face inferior do bloco.

Assim, para essa seção temos:

- peso próprio

$$g = \left(\frac{0,6m + 0,9m}{2} \right) \cdot 2,9m \cdot 2,5 \frac{tf}{m^2} = 5,44 \text{ tf/m}$$

$$N_{g,k} = g = 5,44 \text{ tf/m}$$

$$N_{g,d} = 1,35 \cdot 5,44 \frac{tf}{m} = 7,35 \text{ tf/m}$$

- atracação

$$F_{atrac} = 70 \text{ tf}$$

$$M_{k,atrac} = 70 \text{ tf} * 1,35 = 94,5 \text{ tf.m}$$

Portanto, o esforço total será:

$$M_d = 1,5 \cdot M_{k,atrac} = 141,75 \text{ tf.m}$$

Flexo-tração		Nd < 0 = tração	
h = 90,00 cm			y _{CG} = 45,00 cm
d' = 7,00 cm			
d = 83,00 cm			M _{s,d} = 13895,70 tf.cm
b = 100,00 cm			x = 9,01 cm
f _{ck} = 0,40 tf/cm ²			A _s (M _{s,d}) = 40,25 cm ²
M _d = 14175,00 tf.cm			A _s (N _d) = 1,69 cm ²
N _d = -7,35 tf			A _s = 41,94 cm ²
e = 38,00 cm			A _{s,barra} = 4,90 cm ²
f _{yk} = 5,00 tf/cm ²			N = 9 barras
γ _c = 1,4			s (cm) = 11,68 cm
γ _s = 1,15			A _{s,min} (CA-50) = 16,20 cm ²

Adotado Ø25mm c/ 10 cm.

4. PROJETO DA PASSARELA

4.1. Materiais

Perfis W	ASTM A572 Gr.50/ AR350	$f_yk = 350 \text{ MPa}$
Perfis laminados	ASTM A36/ MR250	$f_yk = 250 \text{ MPa}$
Chapas	ASTM A36/MR250	$f_yk = 250 \text{ MPa}$

4.2. Cargas

Peso próprio (G)

Aço: 7.850 kgf/m^3

Chapa de piso de fibra de vidro tipo GPS38 STRATUS ou similar: 20 kgf/m^2

Vento (V) (NBR 6123-1988)

$q =$	1138,07	N/m^2
$V_k =$	43,08	m/s
$V_0 =$	45	m/s
$S_1 =$	1	(terreno plano)
$S_2 =$	0,957	
categoria de rugosidade do terreno =	II	
Classe da edificação =	A	
$b =$	1	
$F_r =$	1	
$z =$	6	m
$p =$	0,085	
$S_3 =$	1	

$$q = 0,116 \text{ tf/m}^2$$

Força de arrasto no conjunto	$F_{an} =$	8,32	tf
Coefficiente de arrasto no conjunto	$C_{an} =$	3,0625	
Coefficiente de arrasto no reticulado isolado	$C_{a1} =$	1,75	
número de reticulados paralelos	$n =$	2	unidades
fator de proteção	$\eta =$	0,75	
pressão estática	$q =$	0,11613	tf/m^2
Área efetiva do reticulado =	$A_e =$	23,4	m^2
índice de área exposta	$\phi =$	0,24	
Área de definida pelo contorno do reticulado	$A_{cont} =$	97,5	m^2

Considerando que em média as barras do reticulado têm $h_b = 15 \text{ cm}$ de altura, aplica-se, nas barras da face da passarela:

$$w = \frac{F_{an}}{A_e} \cdot h_b = 54 \text{ kgf/m}$$

Sobrecarga (SC)

$$SC = 500 \text{ kgf/m}^2$$

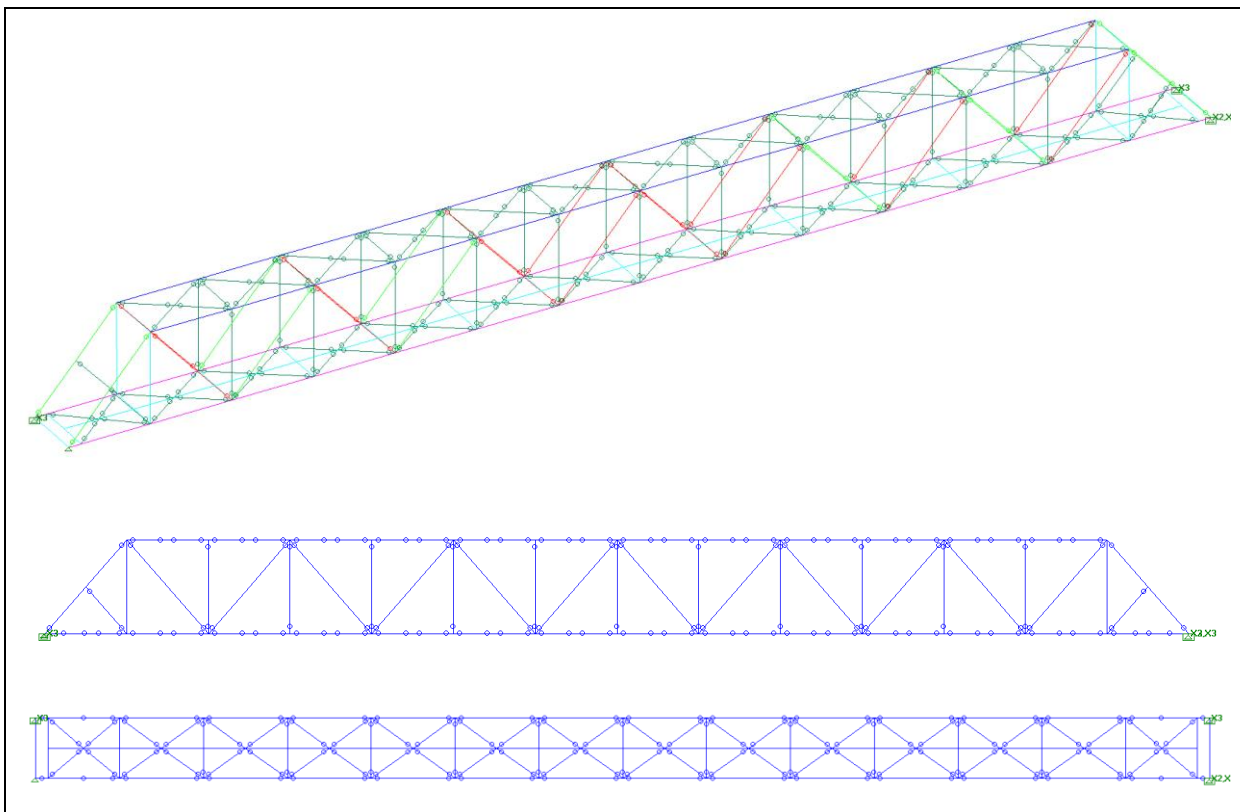
4.3. Combinações de Ações

$$\begin{pmatrix} 1,35 \\ 1,0 \end{pmatrix} \cdot G + \begin{pmatrix} 1,5 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot SC \pm \begin{pmatrix} 1,4 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot V$$

4.4. Modelo matemático

As passarelas foram modeladas como treliças espaciais usuais, formadas por barras articuladas. Apenas os banzos superiores e inferiores foram modelados como barras contínuas. As ligações entre membros que formam os quadros transversais extremos são ligações rígidas que resistem a momentos.

As passarelas são consideradas biapoiadas, com restrição movimentos transversais.



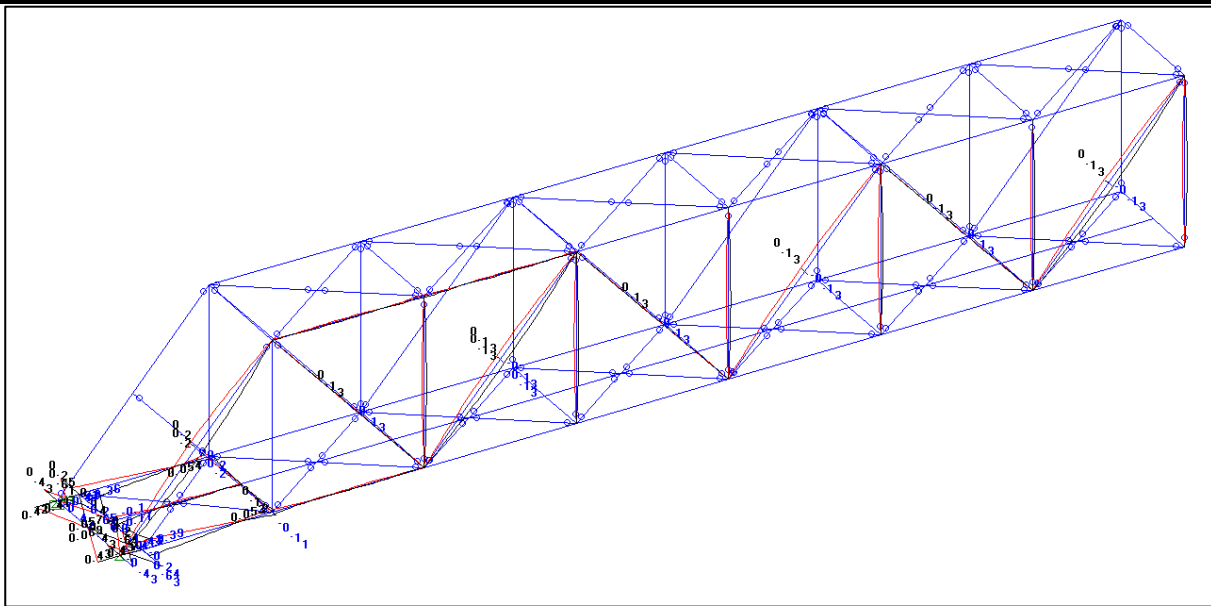


Figura 9 - Vista isométrica: Momentos fletores M3 [tf.m]

4.6. Capacidade utilizada para barras

As barras mais críticas encontram-se nas diagonais extremas e no quadro de contraventamento da extremidade, com 84% da capacidade de utilização.

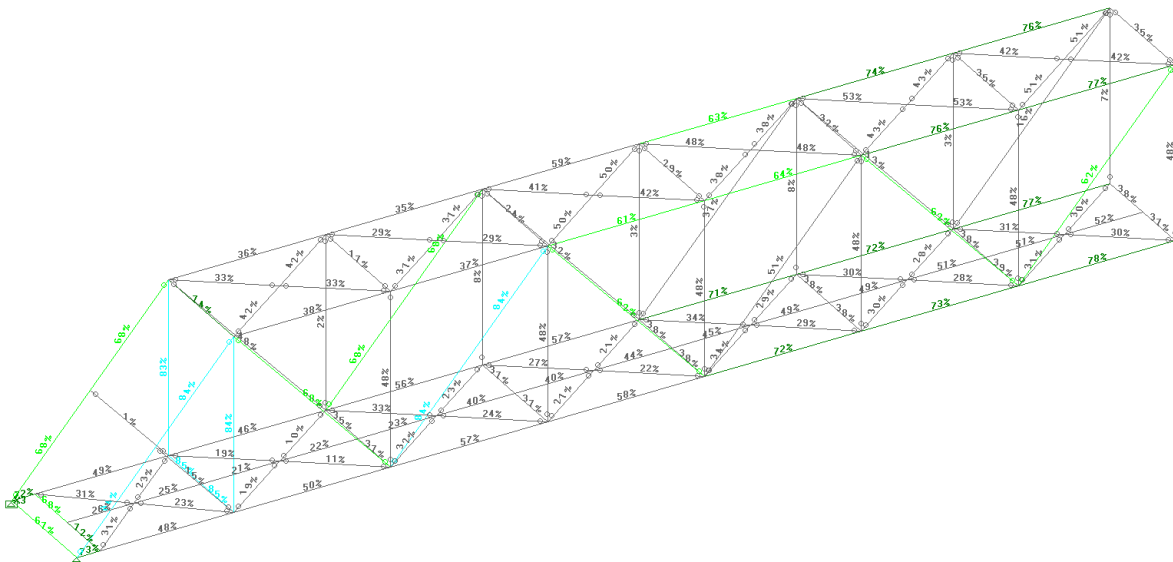


Figura 10 - Vista isométrica: capacidade de utilizada das barras

4.7. Seções resultantes da análise estrutural

A seguir apresentamos as seções selecionadas resultantes da análise estrutural.

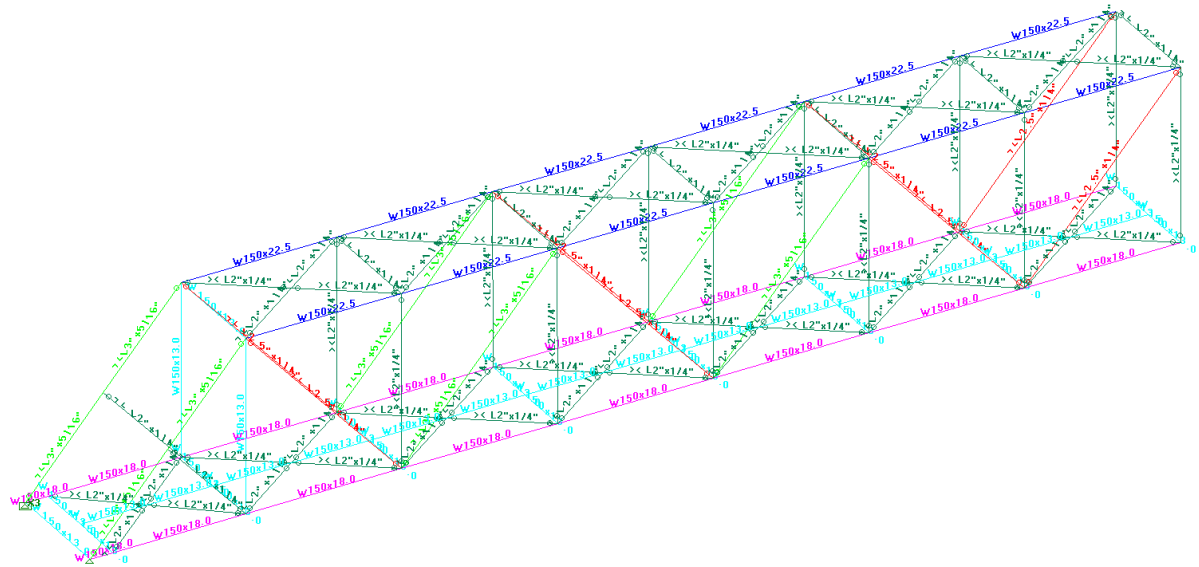


Figura 11 - Vista isométrica: Seções resultantes