

Universidade Federal do ABC

CAMPUS SANTO ANDRÉ

Passarela

Rio Tamanduateí

Memória de Cálculo das Quantidades

Projeto Executivo

SUMÁRIO

1	SERVIÇOS PRELIMINARES/TÉCNICOS	4
1.1	CANTEIRO DE OBRAS.....	4
1.1.1	CONSTRUÇÕES PROVISÓRIAS	4
1.1.2	LIGAÇÕES PROVISÓRIAS.....	5
1.1.3	PROTEÇÃO E SINALIZAÇÃO	6
1.2	LOCAÇÃO DA OBRA	7
2	INFRAESTRUTURA/FUNDAÇÕES SIMPLES	7
2.1	ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO	7
2.1.1	ESTACAS ESCAVADAS CIRCULAR COM O USO DE LAMA.....	7
2.1.2	ARMAÇÃO DAS ESTACAS.....	9
2.1.3	ARRASAMENTO DE ESTACAS DE CONCRETO	9
2.1.4	CARGA E DESCARGA MECANIZADA EM CAMINHÃO BASCULANTE	9
2.1.5	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE	9
2.2	ESTACAS ESCAVAS DO TIPO RAIZ	9
2.2.1	CARGA E DESCARGA MECANIZADA EM CAMINHÃO BASCULANTE	9
2.2.1	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE	9
2.3	BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	10
2.3.1	BLOCOS DOS APOIOS TÍPICOS.....	10
2.3.2	BLOCOS DOS APOIOS DO ARCO	10
3	ESTRUTURA	11
3.1	MESOESTRUTURA	11
3.1.1	PILARES.....	11
3.1.2	ARCO	11
3.1.3	PENDURAIS.....	13
3.1.4	ESCORAMENTO METÁLICO	13
3.2	SUPERESTRUTURA.....	14
3.2.1	LAJES E VIGAS.....	14
3.2.2	ESTRUTURA METÁLICA.....	16
3.3	ITENS COMPLEMENTARES.....	17
3.3.1	JUNTA DE DILATAÇÃO	17
3.3.2	LINHA DE VIDA	17
3.4	HIDRÁULICA E DRENAGEM.....	17
3.4.1	CANALETA DE DRENAGEM.....	17
3.4.2	CANALETA EM AÇO GALVANIZADO	17
3.4.3	RUFO	18
3.5	ABRIGO.....	18
4	TORRE DE ACESSO E REQUADRO	18
4.1	REQUADRO DO BLOCO E.....	18
4.2	PASSARELA DE ACESSO A TORRE 1.....	19
4.3	TORRES DOS ELEVADORES	20
4.4	BLOCO DAS BASES DOS POSTES	21
5	INSTALAÇÕES ELÉTRICAS.....	22
5.1	FIOS E CABOS.....	22
5.2	ELETRODUTOS E ACESSÓRIOS E	22

5.3	CAIXAS	22
5.4	QUADROS DE LUZ E	23
5.5	SISTEMAS DE ATERRAMENTO	23
5.6	ILUMINAÇÃO DA PASSARELA E ILUMINAÇÃO PÚBLICA	23
5.6.1	PROJETOR EM ALUMÍNIO SIMÉTRICO	23
5.6.2	POSTES COM 20M DE ALTURA.....	23
6	REVESTIMENTO	24
6.1	REVESTIMENTO DE PISO	24
6.2	REVESTIMENTO - TRATAMENTO DO CONCRETO	24
6.3	REVESTIMENTO DE PAREDE (TORRES E ABRIGO)	24
6.4	IMPERMEABILIZAÇÃO DE LAJES	25
7	ESQUADRIAS.....	25
7.1	ESQUADRIAS DE AÇO E	25
7.2	ESQUADRIAS DE ALUMÍNIO	25
8	PAISAGISMO E URBANIZAÇÃO	25
8.1	PAISAGISMO.....	25
8.2	URBANIZAÇÃO.....	26
8.3	PROTEÇÃO.....	26
8.4	COMUNICAÇÃO VISUAL	26
9	EQUIPAMENTOS	26
9.1	EQUIPAMENTOS DIVERSOS.....	26
9.1.1	ELEVADORES DE PASSAGEIROS.....	26
10	GERENCIAMENTO DE OBRAS / FISCALIZAÇÃO.....	27
10.1	ADMINISTRAÇÃO LOCAL	27
10.1.1	Parcela Fixa	27
10.1.2	parcela vinculada	27
10.1.3	parcela variável	28
10.1.4	despesas diversas.....	28
10.1.5	resumo	28
11	BDI	29
11.1	BDI PARA SERVIÇOS GERAIS	29
11.1.1	Cálculo do ISS	30
11.2	BDI PARA EQUIPAMENTOS (ELEVADORES)	31
11.2.1	Verificação do ISS adotado	31
12	CRONOGRAMA FÍSICO DA OBRA	32
13	CRONOGRAMA FINANCEIRO DA OBRA.....	33
14	PLANILHA ORÇAMENTÁRIA.....	38
15	MAPA DE COTAÇÕES.....	49

INTRODUÇÃO

O presente documento tem por objetivo apresentar o cálculo dos insumos necessários para a execução da passarela de interligação entre o Bloco G e o Bloco Anexo do Campus Santo André da UFABC.

1 SERVIÇOS PRELIMINARES/TÉCNICOS

1.1 CANTEIRO DE OBRAS

1.1.1 *CONSTRUÇÕES PROVISÓRIAS*

1.1.1.1 LOCAÇÃO DE CONTAINER

Serão 3 tipos de contêineres, sendo um para sanitário, um para escritório e um completo para escritório sem divisórias internas.

1.1.1.2 DEPÓSITO

Serão dois depósitos de 15m². Assim, serão 30m² de depósito totais no canteiro.

1.1.1.3 LASTRO DE FUNDO

Previsto lastro de fundo para os depósitos no total de 30 m² e para uma área dos containers de 110m². Assim serão 140m² x 0,05cm de espessura de lastro, totalizando 7m³ de lastro.

1.1.1.4 PASSEIO

Previsto dois passeios (calçadas) de 120m² cada. Assim serão 120m² x 2, totalizando 240m² de calçada.

1.1.1.5 AR CONDICIONADO

Previsto 12 meses de locação de ar condicionado.

1.1.2 **LIGAÇÕES PROVISÓRIAS**

1.1.2.1 ENERGIA ELÉTRICA

1.1.2.1.1 QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO DE ENERGIA EM CHAPA DE AÇO GALVANIZADO, PARA 12 DISJUNTORES TERMOMAGNÉTICOS MONOPOLARES, COM BARRAMENTO TRIFÁSICO E NEUTRO - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO

Previstos 3 quadros de distribuição de energia.

1.1.2.1.2 MEDIDOR DE ENERGIA POLIFÁSICO – LOCAÇÃO

Prevista locação de 1 medidor de energia polifásico.

1.1.2.1.3 LIGAÇÃO DOMICILIAR DE ESGOTO DN 100MM, DA CASA ATÉ A CAIXA, COMPOSTO POR 10,0M TUBO DE PVC ESGOTO PREDIAL DN 100MM E CAIXA DE ALVENARIA COM TAMPA DE CONCRETO - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO.

Prevista ligação domiciliar de esgoto.

1.1.2.1.4 RESERVATÓRIO D'ÁGUA EM POLIETILENO 2000 LITROS C/TAMP

Previsto um reservatório de água.

1.1.2.1.5 ENTRADA DE ENERGIA ELÉTRICA AÉREA MONOFÁSICA 50A COM POSTE DE CONCRETO, INCLUSIVE CABEAMENTO, CAIXA DE PROTEÇÃO PARA MEDIDOR E ATERRAMENTO

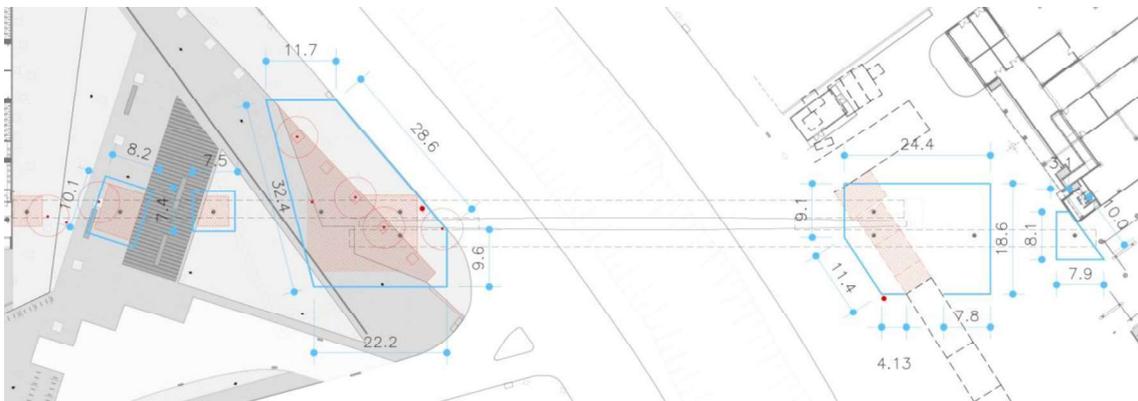
Prevista uma entrada de energia elétrica.

1.1.2.1.6 GRUPO GERADOR REBOCÁVEL, POTÊNCIA 66 KVA, MOTOR A DIESEL - CHP DIURNO. AF_03/2016

Previsto grupo gerador rebocável com 528 CHP.

1.1.3 PROTEÇÃO E SINALIZAÇÃO

1.1.3.1 TAPUME



Diversos						
unidade: m ² e un						
DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	Tapume	Locação	Guia padrão FMSP	
			(m ²)	(m ²)	(m)	
	Implantação	Bloco G	371.49		60.04	
		Bloco Anexo	227.81		30.10	
UFABC-CSA-ENS-PB-ES-G-FOR-101-R00	Implantação e Pav. Superior	Bloco G		106.56		
		Bloco Anexo		76.30		
TOTAL GERAL:			599.30	182.86	90.14	0.00

1.1.3.2 PLACA DE OBRA EM CHAPA DE AÇO GALVANIZADO

Previstos 4m² de placa de obra em chapa de aço galvanizado.

1.1.3.3 PORTÃO EM TELA DE ARAME GALVANIZADO

Previsto dois portões de 3m de altura por 8 m de comprimento cada. Assim serão 2x3x4, totalizando 48m² de portão.

1.1.3.4 REFLETOR RETÂNGULAR FECHADO

Previstos 2 refletores retangulares.

1.1.3.5 RELÉ FOTOELÉTRICO

Previstos 3 relés fotoelétricos.

1.1.3.6 LUMINÁRIA DE EMERGÊNCIA

Previstas 6 luminárias de emergência.

1.1.3.7 PLACA DE SINALIZAÇÃO DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

Previsto seis placas de 12x40cm cada. Assim serão 6x0,12x0,4 , totalizando 0,29m² de placa.

1.1.3.8 EXTINTORES DE INCÊNDIO

Previstos 2 extintores de incêndio de água pressurizada, 2 de pó químico e 2 de CO₂ para a obra.

1.1.3.9 TELA DE PROTEÇÃO HORIZONTAL

Previsto cinco telas de proteção horizontal de 1000m² cada. Assim serão 5x1000, totalizando 5000 m² de placa.

1.2 LOCAÇÃO DA OBRA

1.2.1.1 LOCAÇÃO DA OBRA COM USO DE EQUIPAMENTOS TOPOGRÁFICOS

Prevista área útil de levantamento topográfico de estrutura de 789,3 m².

1.2.1.2 TOPÓGRAFO

Previsto 6 meses de serviço do topografo, totalmente dedicado.

2 INFRAESTRUTURA/FUNDAÇÕES SIMPLES

2.1 ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO

2.1.1 *ESTACAS ESCAVADAS CIRCULAR COM O USO DE LAMA*

Todos os apoios da passarela, com exceção dos apoios do arco estão sobre estacas escavadas de 1metro de diâmetro.

Estacas Escavadas de Grande Diâmetro										
Apoio	Fundação	Quantidade	Diâmetro	H total	H no solo	Taxa de aço	Estação	Estaca R Ø50	Aço CA50	Arrasamento
		un	m	m	m	kg/m³	Ø100 m	m	kg	m³
1	Estação Ø100	1	1.00	10.00	9.00	170.00	10.00	0.00	1335.18	0.39
2	Estação Ø100	1	1.00	11.00	10.00	170.00	11.00	0.00	1468.69	0.39
3	Estação Ø100	1	1.00	11.00	10.00	170.00	11.00	0.00	1468.69	0.39
4	Estação Ø100	1	1.00	11.00	10.00	170.00	11.00	0.00	1468.69	0.39
6A	Estação Ø100	1	1.00	12.00	11.00	170.00	12.00	0.00	1602.21	0.39
6B	Estação Ø100	1	1.00	12.00	11.00	170.00	12.00	0.00	1602.21	0.39
7A	Estação Ø100	1	1.00	12.00	11.00	170.00	12.00	0.00	1602.21	0.39
7B	Estação Ø100	1	1.00	12.00	11.00	170.00	12.00	0.00	1602.21	0.39
9	Estação Ø100	1	1.00	13.00	12.00	170.00	13.00	0.00	1735.73	0.39
10	Estação Ø100	1	1.00	13.00	12.00	170.00	13.00	0.00	1735.73	0.39
		10								
TOTAL							117.00	0.00	15621.57	3.93

$$7 \times 1^2 \times 3,14 / 4 = 91.9 \text{ m}^3$$

2.1.2 ARMAÇÃO DAS ESTACAS

Demonstrado acima.

2.1.3 ARRASAMENTO DE ESTACAS DE CONCRETO

Demonstrado acima.

2.1.4 CARGA E DESCARGA MECANIZADA EM CAMINHÃO BASCULANTE

Como temos 91,9 m³ de solo escavado e 3,9m³ de arrasamento, o total a ser transportado é de 95,8m³.

2.1.5 TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE

Transporte de material de demolição foi considerado 15 km de deslocamento médio.

Assim, temos $95,8 \times 15 = 1437,3 \text{ m}^3 \times \text{km}$

2.2 ESTACAS ESCAVAS DO TIPO RAIZ

Os blocos dos apoios 5 e 8 terão estacas raiz de diâmetro 50cm como fundação.

Todos os apoios da passarela de acesso à torre 1 e as torres 1 e 2 terão estacas raiz de diâmetro 31cm como fundação.

Estacas Raiz											
Apoio	Fundação	Quantidade	Diâmetro	H total	H no solo	Taxa de aço	Estaca R	Estaca R	Aço CA50	Arrasamento	
		un	m	m	m	kg/m ³	Ø50 m	Ø31 m	kg	m ³	
5	Estaca R Ø50	15	0.50	255.00	16.00	275.00	255.00	0.00	13769.01	1.47	
8	Estaca R Ø50	15	0.50	330.00	21.00	275.00	330.00	0.00	17818.72	1.47	
P.A.	Estaca R Ø31	9	0.31	63.00	6.00	120.00	0.00	63.00	570.60	0.34	
T1	Estaca R Ø31	4	0.31	52.00	12.00	120.00	0.00	52.00	470.98	0.15	
T2	Estaca R Ø31	4	0.31	52.00	12.00	120.00	0.00	52.00	470.98	0.15	
Postes	Estaca R Ø31	16	0.31	80.00	5.00	120.00	0.00	80.00	724.58	0.00	
		63					TOTAL	585.00	247.00	33824.86	3.59

2.2.1 CARGA E DESCARGA MECANIZADA EM CAMINHÃO BASCULANTE

Como temos 585,0 m de solo escavado de estaca 50cm e 247,0m de estaca 31cm (equivalente total a 133,5m³) e 3,6m³ de arrasamento, o total a ser transportado é de 137,1m³.

2.2.1 TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE

Transporte de material de demolição foi considerado 15 km de deslocamento médio.

Assim, temos $137,1 \times 15 = 2056,4 \text{ m}^3 \times \text{km}$

2.3 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

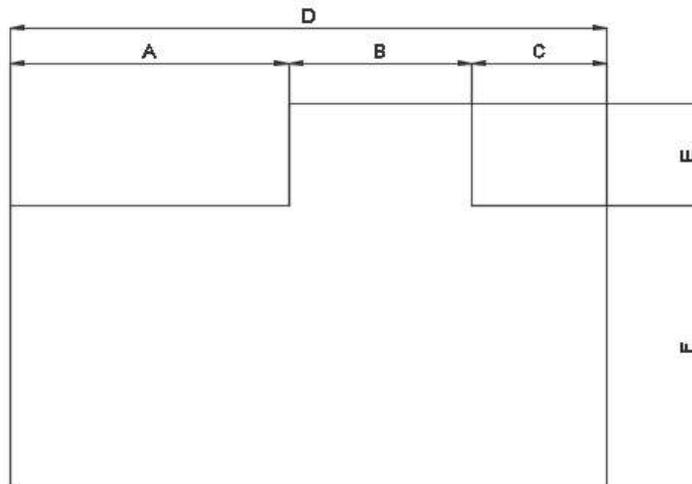
2.3.1 BLOCOS DOS APOIOS TÍPICOS

Blocos dos apoios dos acessos											
Apoio	Comprimento m	Largura m	Altura m	Altura de Escavação m	Taxa de aço kg/m ³	Escavação m ³	Reaterro m ³	Lastro m ³	Concreto m ³	CA-50 kg	Forma m ²
1	1.10	1.10	0.80	1.333	100	26.98	26.02	0.12	0.97	96.80	3.52
2	1.10	1.10	0.80	1.324	100	26.69	25.72	0.12	0.97	96.80	3.52
3	1.10	1.10	0.80	1.355	100	27.72	26.75	0.12	0.97	96.80	3.52
4	1.10	1.10	0.80	1.327	100	26.79	25.82	0.12	0.97	96.80	3.52
6A	1.10	1.10	0.80	1.326	100	26.75	25.78	0.12	0.97	96.80	3.52
6B	1.10	1.10	0.80	1.326	100	26.75	25.78	0.12	0.97	96.80	3.52
7A	1.10	1.10	0.80	1.338	100	27.15	26.18	0.12	0.97	96.80	3.52
7B	1.10	1.10	0.80	1.338	100	27.15	26.18	0.12	0.97	96.80	3.52
9	1.10	1.10	0.80	1.604	100	36.87	35.90	0.12	0.97	96.80	3.52
10	1.10	1.10	0.80	1.390	100	28.92	27.95	0.12	0.97	96.80	3.52
TOTAL						281.77	272.09	1.21	9.68	968.00	35.20

Transporte de material escavado foi considerado em empolamento do solo de 30%, 15 km de deslocamento médio e densidade do solo de 1,8 tf/m³.

2.3.2 BLOCOS DOS APOIOS DO ARCO

Blocos do Arco															
Apoio	A m	B m	C m	D m	E m	F m	Altura m	Altura de Escavação m	Taxa de aço kg/m ³	Escavação m ³	Reaterro m ³	Lastro m ³	Concreto m ³	CA-50 kg	Forma m ²
5	4.10	2.70	2.00	8.80	1.50	4.20	3.00	3.60	75	479.38	356.35	4.10	123.03	9227.25	87.00
8	3.10	2.70	3.00	8.80	1.50	4.20	3.00	3.60	75	479.38	356.35	4.10	123.03	9227.25	87.00
TOTAL										958.75	712.69	8.20	246.06	18454.50	174.00



Transporte de material escavado foi considerado em empolamento do solo de 30%, 15 km de deslocamento médio e densidade do solo de 1,8 tf/m³.

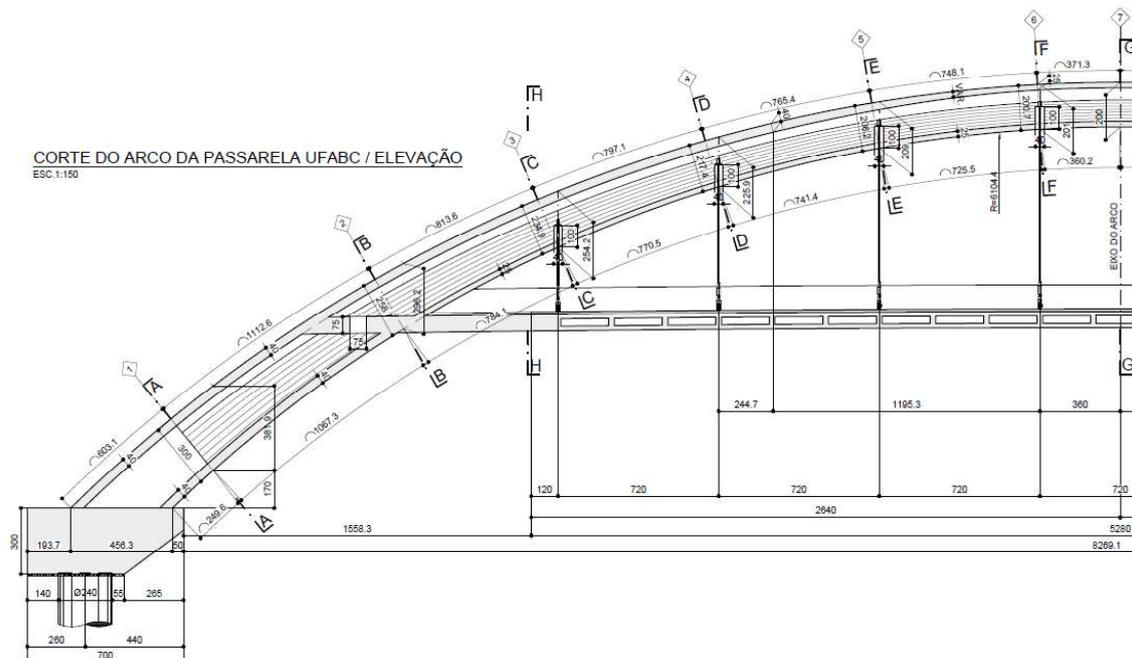
3 ESTRUTURA

3.1 MESOESTRUTURA

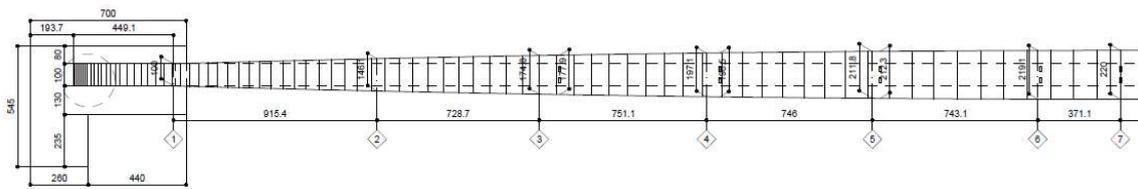
3.1.1 PILARES

Apoio	Pilares								
	Diâmetro (m)	Deslocamento em planta (m)	Altura vertical do pilar (m)	Taxa de aço (kg/m³)	Altura até o terreno (cm)	Concreto (m³)	CA-50 (kg)	Forma curva (m²)	Cimbramento (m³)
1	0.60	0.275	4.95	430	4.42	1.40	602.75	9.34	9.72
2	0.60	0.275	6.00	430	5.48	1.70	730.24	11.32	12.05
3	0.60	0.275	6.82	430	6.27	1.93	829.85	12.87	13.78
4	0.60	0.275	7.35	430	6.82	2.08	894.24	13.86	15.01
6A	0.60	0.275	7.70	430	7.17	2.18	936.76	14.52	15.78
6B	0.60	0.275	4.20	430	3.67	1.19	511.73	7.93	8.08
7A	0.60	0.275	3.00	430	2.46	0.85	366.27	5.68	5.42
7B	0.60	0.275	6.40	430	5.86	1.81	778.83	12.07	12.90
9	0.60	0.275	6.15	430	5.35	1.74	748.46	11.60	11.76
10	0.60	0.275	5.95	430	5.36	1.68	724.17	11.23	11.79
TOTAL						16.57	7123.29	110.44	116.29

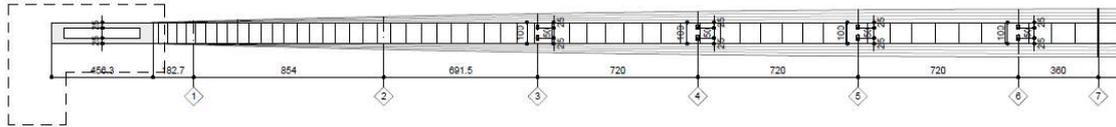
3.1.2 ARCO



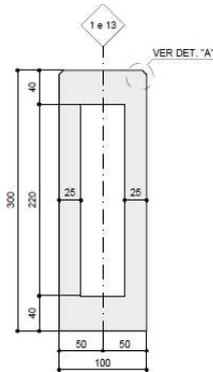
VISTA SUPERIOR I-I / PLANTA
ESC.1:150



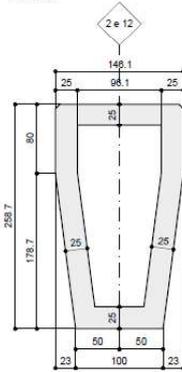
CORTE INFERIOR J-J / PLANTA
ESC.1:150



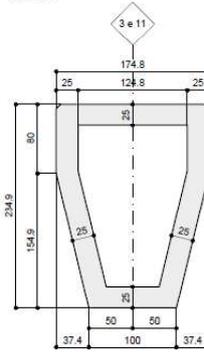
CORTE A-A
ESC.1:40



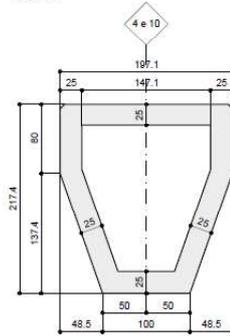
CORTE B-B
ESC.1:40



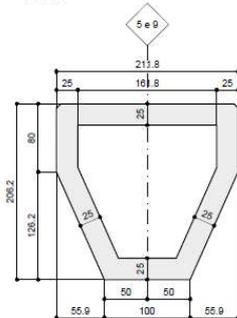
CORTE C-C
ESC.1:40



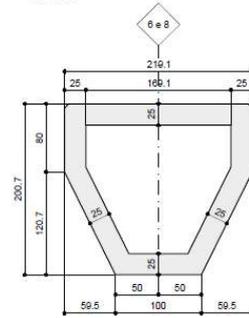
CORTE D-D
ESC.1:40



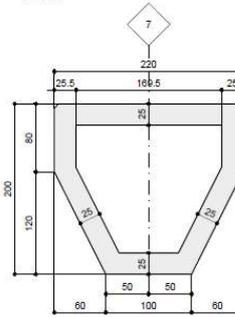
CORTE E-E
ESC.1:40



CORTE F-F
ESC.1:40



CORTE G-G
ESC.1:40



Arco

			Concreto =	180.1	m ³
			Forma curva =	1048.3	m ²
			CA-50 =	28817.3	kg
			Cimbramento interno =	160.7	m ³
			Cimbramento externo =	2461.4	m ³
taxa de aço =	160	kg/m ³			
comp 14Ø15.2	225.6	m			
comp 48Ø15.2	46.8	m			

3.1.3 **PENDURAIS**

Cabos dos pendurais tipo SpiralStrand da Bridon, Redaelli ou similar, de 44 cm de diâmetro. Ancoragens tipo garfo ajustável no tabuleiro (onde será tensionado), e tipo cilindro fixo no arco.

Pendurais		
PENDURAL	COMP unit. (m)	Comp Total
1	3.7500	7.5000
2	6.3500	12.7000
3	8.0000	16.0000
4	8.8000	17.6000
5	8.8000	17.6000
6	8.0000	16.0000
7	6.3500	12.7000
8	3.7500	7.5000
		107.60

C pendurais = 9.800 kg/m
 nº de pendurais = 1054.5 kg
 nº de pendurais = 16.0 unit
 Tubo de PVC d = 5cm = 16.7 m
 Ancoragens ajustáveis = 16.0 unit
 Ancoragens fixas = 16.0 unit

PENDURAL	TUBO FORMA (cm)	
	COMP unit. (m)	Comp Total
1	1.08	2.16
2	1.04	2.08
3	1.03	2.06
4	1.03	2.06
5	1.03	2.06
6	1.03	2.06
7	1.04	2.08
8	1.08	2.16
		16.72

3.1.4 **ESCORAMENTO METÁLICO**

3.1.4.1 ESCORAMENTO METÁLICO VÃO 1 A 6

Prevista as seguintes áreas por vão, e um mês de uso de escoramento para esses vãos, temos:

Total: $15,6 \times 27,31 + 15,6 \times 31,2 + 18 \times 35,2 + 13,2 \times 32,27 + 16,8 \times 30 + 18 \times 26,46 = 3018,6 \text{ m}^3 \times \text{mês}$

3.1.4.2 ESCORAMENTO METÁLICO VÃO ESCADA

Prevista as seguintes áreas por escada, e um mês de uso de escoramento para esses vãos, temos:

Total: $2 \times 4,5 \times 110,3 = 992,7 \text{ m}^3 \times \text{mês}$

3.1.4.3 ESCORAMENTO METÁLICO VÃO CENTRAL

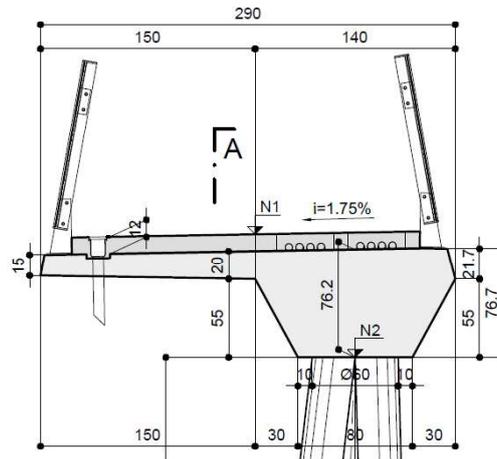
Prevista as seguintes áreas por vão, e cinco meses de uso de escoramento para esse vão e arco, temos:

Total: $5 \times 17 \times 919,02 = 78116,70 \text{ m}^3 \times \text{mês}$

3.2 SUPERESTRUTURA

3.2.1 LAJES E VIGAS

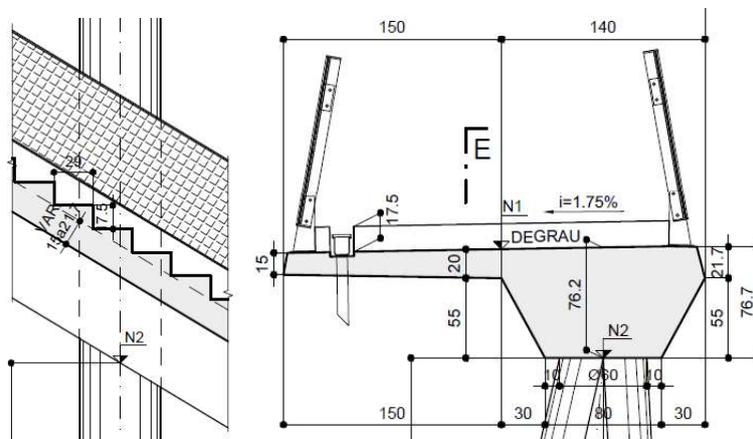
3.2.1.1 VÃOS CONVENCIONAIS DOS ACESSOS



Acesso convencionais

C =	126.80	m	Concreto =	145.8	m ³
Área seção típica =	1.15	m ²	Enchimento =	37.3	m ³
Perímetro de forma =	3.93	m	CA-50 =	29164.0	kg
Largura cimbramento =	2.90	m	Forma plana =	507.5	m ²
Área de Cimbramento =	756.7	m ²	Cimbramento =	2444.9	m ³
Taxa de Aço CA-50 =	200	kg/m ³	Gradil metálico =	257.8	m
Largura do enchimento =	2.45	m			
Espessura do enchimento =	0.12	m			

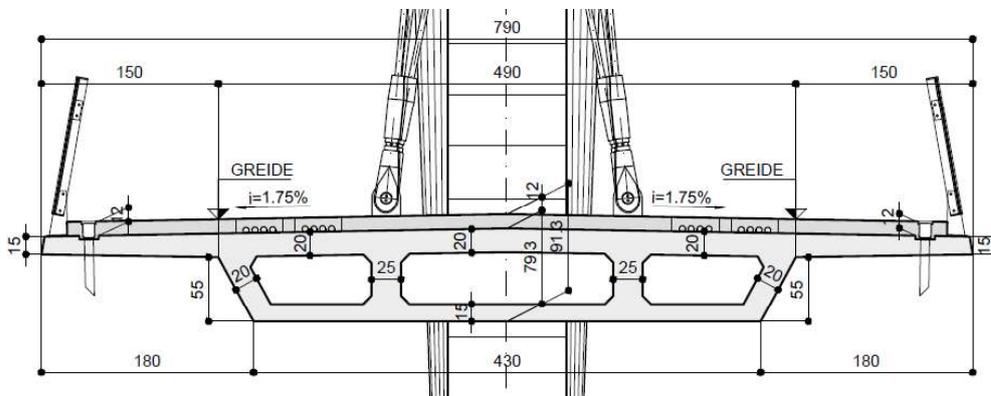
3.2.1.2 ESCADAS



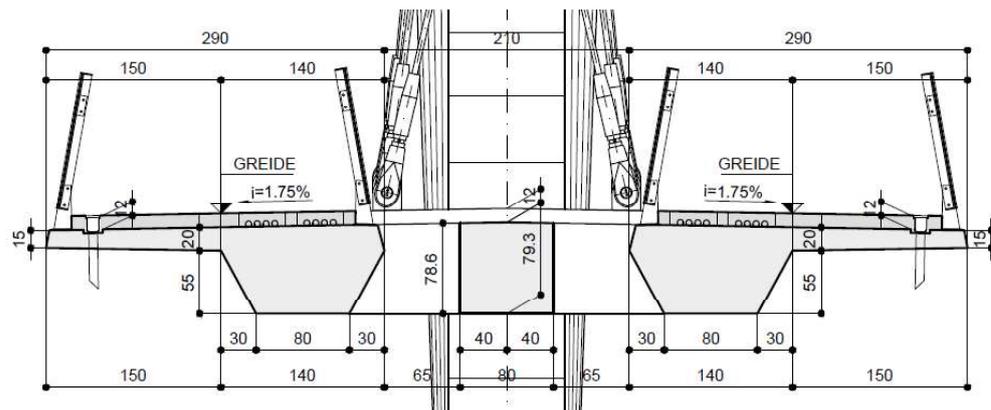
Escadas					
C =	43.5	m	Concreto =	50.0	m ³
Área seção típica =	1.15	m ²	CA-50 =	12491.9	kg
Perímetro de forma =	3.93	m	Forma =	221.1	m ²
Taxa de Aço CA-50 =	250	kg/m ³	Cimbramento =	278.1	m ³
Área dos degraus =	5.79	m ²	Gradil metálico =	86.9	m
Largura dos degraus =	2.45	m ²	Enchimento =	14.2	m ³
Forma dos degraus =	14.89	m			
Área de Cimbramento =	95.9	m ²			
Largura cimbramento =	2.90	m			

3.2.1.3 VÃO PRINCIPAL

Seção típica



Seção na ligação do tabuleiro com o arco

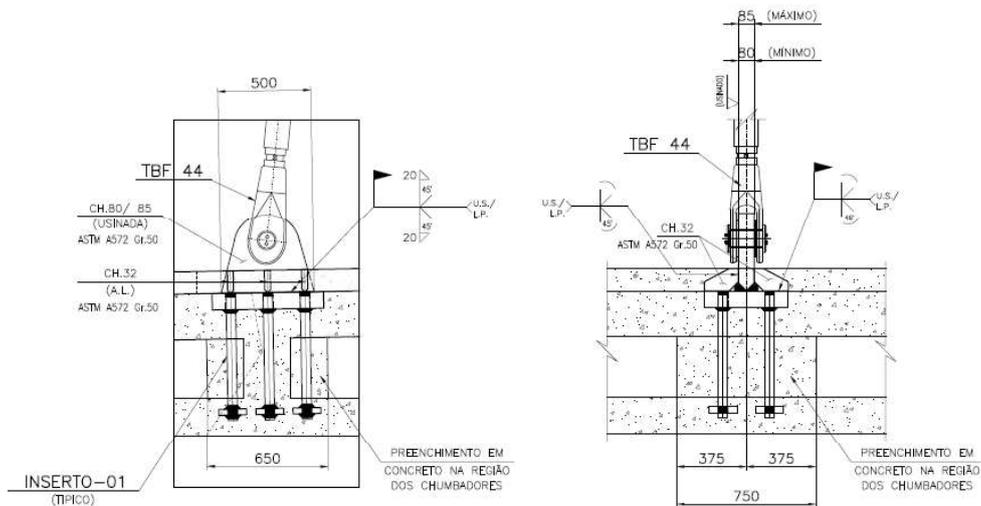


Tabuleiro					
C =	53.10	m		Concreto =	159.4 m ³
Área seção típica =	2.59	m ²		Enchimento =	47.5 m ³
Área dos vazios =	1.55	m ²		CA-50 =	52596.7 kg
Perímetro de forma =	15.00	m		CP-190 RB =	2897.0 kg
Largura do enchimento =	7.46	m		Forma plana =	804.8 m ²
Espessura das transversinas =	0.36	m		Isopor de alta densidade =	60.5 m ³
Enchimento das extremidades =	6.90	m		Cimbramento =	3912.68 m ³
Quantidade de transversinas =	20	un.		Ancoragens 4Ø15.2 =	16 un
Largura do cimbramento =	7.90	m			
Área de Cimbramento =	495.3	m ²			
Taxa de Aço CA-50 =	330	kg/m ³			
Comprimento 4Ø15.2 =	78.6	m	4 cabos 4Ø15.2 mm		

Ligação do Tabuleiro com o Arco					
C =	22.40	m		Concreto =	14.1 m ³
Área seção típica =	0.63	m ²		CA-50 =	2829.1 kg
Perímetro de forma =	2.37	m		Forma plana =	53.1 m ²
Largura cimbramento =	0.80	m		Cimbramento =	68.4 m ³
Área de Cimbramento =	85.5	m ²			
Taxa de Aço CA-50 =	200	kg/m ³			

3.2.2 ESTRUTURA METÁLICA

3.2.2.1 INSERTOS METÁLICOS DOS PENDURAIIS



INSERTOS P/ TIRANTES

CH.32	ASTM A572 Gr.50	248.98	4.27	1063
CH.44	ASTM A572 Gr.50	348.93	1.00	350
CH.89	ASTM A572 Gr.50	697.87	7.76	5415
BARRA RED. Ø51	ASTM A572 Gr.50	15.91	64.32	1023
PESO TOTAL (kg)				7851

(considerada 10% de perdas, soldas e ajustes: $1,1 \times 7851 = 8636,1$ kg)

(VER PROJETO FOLHA MET-102 de estruturas)

3.3 ITENS COMPLEMENTARES

3.3.1 JUNTA DE DILATAÇÃO

Estão previstas 4 juntas de dilatação de 3,1m cada, totalizando 12,4m de junta.

3.3.2 LINHA DE VIDA

VER PROJETO FOLHA FOR-115 PARA AS 47 HASTES E DETALHES.

3.4 HIDRÁULICA E DRENAGEM

TABELA DE CONSUMO	
MATERIAL	TOTAL
BUZINOTES (PVC 4" D=50cm)	28
TUBO PVC D=4" COM MAT. DRENANTE	85 m
CURVA EM 90 °, PVC, SÉRIE R, ÁGUA PLUVIAL DN 100mm	5
RALO SECO (CAPTAÇÃO AP COBERTURA)	2
RALO LINEAR 2m	2
TORNEIRA DE JARDIM METÁLICA	2

(VER PROJETO FOLHA PLA-002 de hidráulica)

TABELA DE CONSUMO	
MATERIAL	TOTAL
GRELHA EM FERRO NODULAR	2
CANALETA DE CONCRETO E GRELHA SIMPLES	8m
GRELHA LINEAR EM PROPILENO	269,2m
TAMPA EM PROPILENO	28
TAMPA EM FERRO NODULAR 30x30cm	2
BUZINOTES - PVC 2" c=50cm	28

(VER PROJETO FOLHA DET-003 de hidráulica)

3.4.1 CANALETA DE DRENAGEM

Estão previstas duas canaletas de drenagem, conforme projeto. Uma com 150m e outra com 125m de comprimento, totalizando 275m.

3.4.2 CANALETA EM AÇO GALVANIZADO

Estão previstas duas canaletas em aço galvanizado nas escadas, conforme projeto. Ambas com 17,5m de comprimento, totalizando 35m.

3.4.3 RUFO

Estão previstos dois rufos no teto de cada torre da passarela, conforme projeto. Assim, totaliza $2 \times 2 \times (4 \times 2,5) = 40\text{m}$ de comprimento de rufo.

3.5 ABRIGO

- Escavação de Terra e reaterro = $0,10\text{m}^3$
- Alvenaria = $0,72\text{m}^2$
- Brita = $0,01\text{m}^3$
- Tampa em ferro nodular $30 \times 30\text{cm} = 2$ un

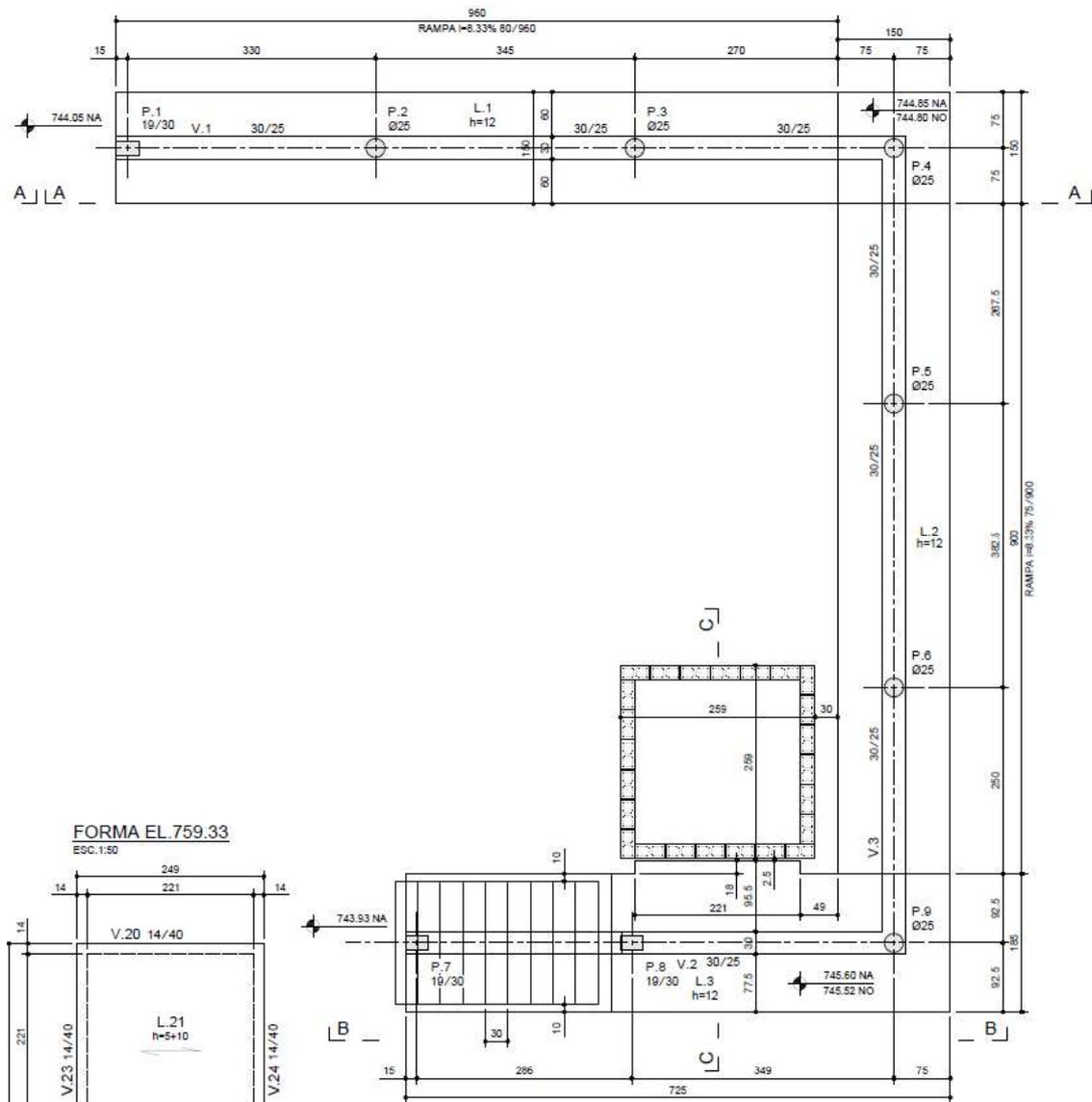
4 TORRE DE ACESSO E REQUADRO

4.1 REQUADRO DO BLOCO E

Requadro do Bloco E		
Forma	4.3	m^2
Concreto	2.9	m^3
Aço	88.0	kg
Furos fi 16mm com resina	16.0	un
Demolição	2.8	m^3

(VER PROJETO FOLHA FOR-114 de estrutura)

4.2 PASSARELA DE ACESSO A TORRE 1

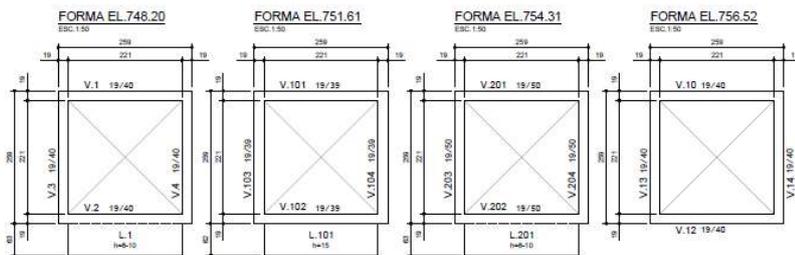
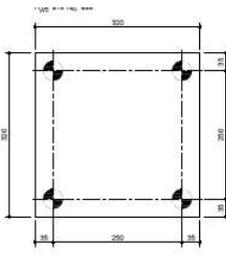
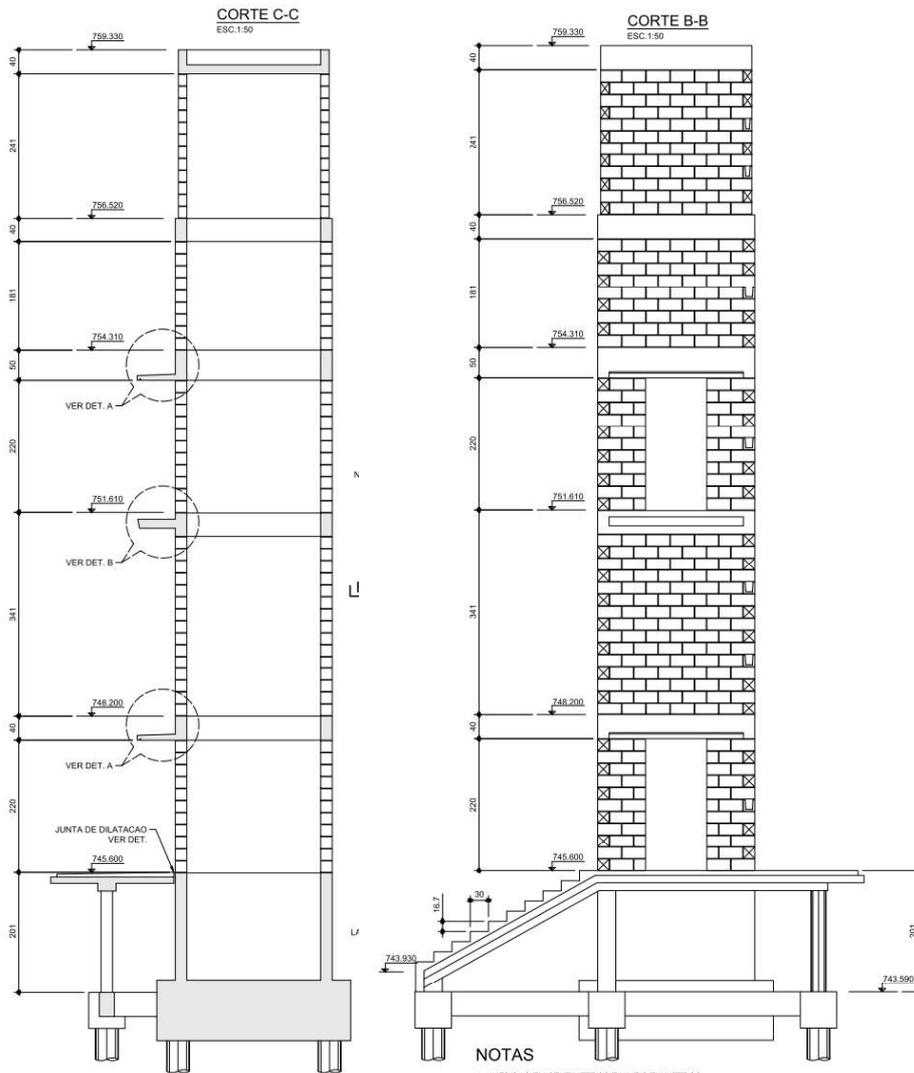


Forma coroaento	12.96 m ²
Forma baldrame	5.10 m ²
Concreto	9.45 m ³
Aço	1290.0 kg
Forma pilares Circulares	5.09
Forma pilares retangulares	2.07 m ²
Forma de laje maciça	58.93 m ²
Enchimento concreto	44.00 m ²

Enchimento de concreto em m³ (h = 6cm) => 44 x 0,06 = 2,64 m³

Concreto magro em m³ (h = 0,10m) => 2,4 x 0,1 = 0,24 m³

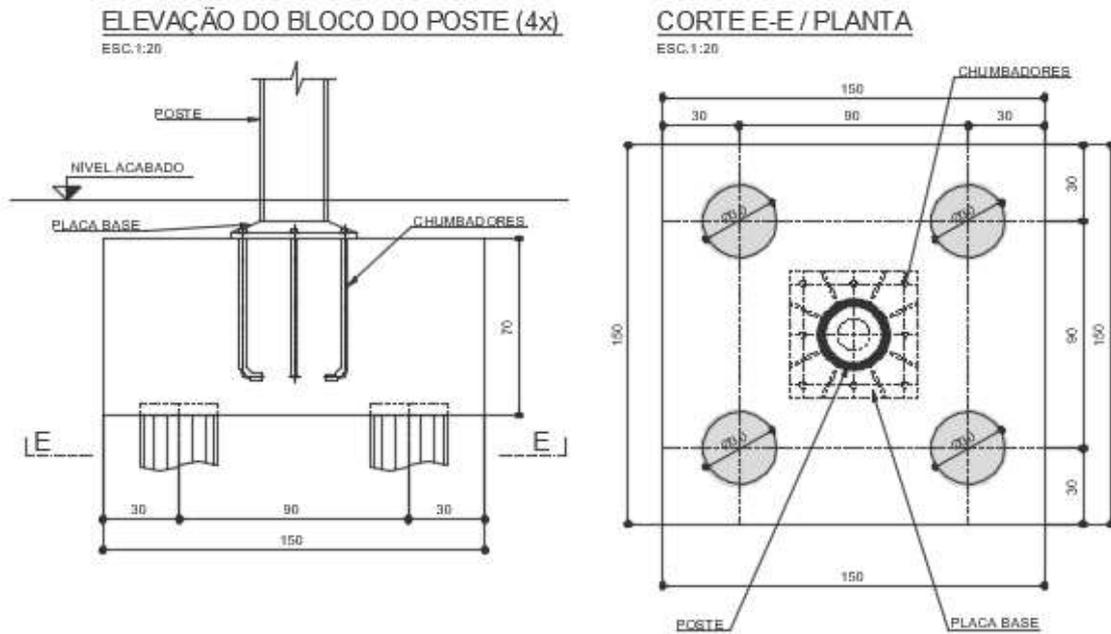
4.3 TORRES DOS ELEVADORES



Forma coroaamento	37.30	m ²
Forma baldrame	25.60	m ²
Concreto	35.40	m ³
Aço	5520.0	kg
Junta de dilatação	5.09	m
Grauteamento de cinta AE.	1.68	m ³
Grauteamento vertical AE.	5.22	m ³
Alvenaria de blocos de CE.	176.30	m ³
Forma de viga	88.00	m ²
Forma de laje maciça	8.35	m ²
Laje pre-moldada	9.77	m ²

Concreto magro em m³ (h = 0,10m) => 10,2 x 0,1 = 1,02 m³

4.4 BLOCO DAS BASES DOS POSTES



Blocos dos postes		
Forma	16.8	m ²
Concreto	6.3	m ³
Aço	457.0	kg
Lastro	0.9	m ³

5 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS

5.1 FIOS E CABOS

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC - PASSARELA				 ENGENHARIA DE PROJETOS			
PLANILHA DE QUANTIDADES DO PROJETO EXECUTIVO DE INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
REVISÃO 04 - 08/2019							
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	MEMÓRIA DE CÁLCULO			
				UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-100	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-101	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-102	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-DGR-200
1 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
1.1 FIOS E CABOS							
1.1.1	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 2,5 mm ² - fornecimento e instalação	m	130.00	78.00	52.00	-	-
1.1.2	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 4 mm ² - fornecimento e instalação	m	2 160.00	1 404.00	756.00	-	-
1.1.3	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 6 mm ² - fornecimento e instalação	m	2 070.00	1 089.00	981.00	-	-
1.1.4	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 10 mm ² - fornecimento e instalação	m	2 150.00	1 355.00	795.00	-	-
1.1.5	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 16 mm ² - fornecimento e instalação	m	70.00	38.00	32.00	-	-
1.1.6	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 35 mm ² , atendendo o método AD7 da NBR5410/2004 - fornecimento e instalação	m	320.00	213.00	107.00	-	-
1.1.7	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 50 mm ² , atendendo o método AD7 da NBR5410/2004 - fornecimento e instalação	m	90.00	25.00	15.00	50.00	-
1.1.8	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 70 mm ² , atendendo o método AD7 da NBR5410/2004 - fornecimento e instalação	m	310.00	132.70	177.30	-	-
1.1.9	Cabo Unipolar flexível de cobre com isolamento em HEPR 0,6 /1 KV, livre de halogênio, com baixa emissão de fumaça e gases tóxicos (tipo "afumex" ou similar) # 95 mm ² , atendendo o método AD7 da NBR5410/2004 - fornecimento e instalação	m	360.00	108.50	201.50	50.00	-

5.2 ELETRODUTOS E ACESSÓRIOS E

5.3 CAIXAS

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC - PASSARELA				 ENGENHARIA DE PROJETOS			
PLANILHA DE QUANTIDADES DO PROJETO EXECUTIVO DE INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
REVISÃO 04 - 08/2019							
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	MEMÓRIA DE CÁLCULO			
				UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-100	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-101	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-102	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-DGR-200
1 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
1.2 ELETRODUTOS, ELETROCALHAS E ACESSÓRIOS							
1.2.1	Eletroduto em aço galvanizado a fogo Ø 1", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	30.00	18.50	11.50	-	-
1.2.2	Eletroduto em aço galvanizado a fogo Ø 1.1/2", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	198.00	80.00	118.00	-	-
1.2.3	Eletroduto em aço galvanizado a fogo Ø 3", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	45.00	-	45.00	-	-
1.2.4	Eletroduto em aço galvanizado a fogo Ø 2", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	192.00	67.00	125.00	-	-
1.2.5	Eletroduto rígido roscável em PVC Ø 1", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	36.00	19.00	17.00	-	-
1.2.6	Eletroduto rígido roscável em PVC Ø 1.1/2", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	134.00	76.00	58.00	-	-
1.2.7	Eletroduto rígido roscável em PVC Ø 2", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	1 900.00	630.00	1 270.00	-	-
1.2.8	Eletroduto rígido roscável em PVC Ø 3", inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	160.00	100.00	-	60.00	-
1.2.9	Eletrocalha lisa e com tampa 200x100mm, inclusive conexões - fornecimento e instalação	m	60.00	-	-	60.00	-
1.3 CAIXAS							
1.3.1	Condutele múltiplo "X" em liga de alumínio Ø 1" - fornecimento e instalação	pç	16.00	10.00	6.00	-	-
1.3.2	Condutele múltiplo "X" em liga de alumínio Ø 1.1/2" - fornecimento e instalação	pç	24.00	9.00	15.00	-	-
1.3.3	Condutele múltiplo "X" em liga de alumínio Ø 2" - fornecimento e instalação	pç	36.00	17.00	19.00	-	-
1.3.4	Condutele múltiplo "X" em liga de alumínio Ø 3" - fornecimento e instalação	pç	5.00	2.00	-	3.00	-
1.3.5	Caixa de passagem metálica - dimensões 40x40x12cm, IP 68 - fornecimento e instalação	pç	18.00	6.00	12.00	-	-
1.3.6	Caixa de passagem metálica 40x40x12cm, com tampa antivandalismo, feita sob medida de acordo com detalhamento desenvolvido pela arquitetura - fornecimento e instalação	pç	25.00	8.00	17.00	-	-
1.3.7	Caixa de passagem em alvenaria, com tampa de concreto, dimensões 60x60x60cm - fornecimento e execução	pç	9.00	9.00	-	-	-

5.4 QUADROS DE LUZ E

5.5 SISTEMAS DE ATERRAMENTO

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC - PASSARELA				 ENGENHARIA DE PROJETOS			
PLANILHA DE QUANTIDADES DO PROJETO EXECUTIVO DE INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
REVISÃO 04 - 08/2019							
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	MEMÓRIA DE CÁLCULO			
				UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-100	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-101	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-102	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-DGR-200
1 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
1.4 QUADROS DE LUZ							
1.4.1	Quadro de distribuição "QD-PASSARELA", conforme projeto específico - fornecimento e instalação	pç	1.00	-	-	-	1.00
1.4.2	Disjuntor tripolar de 125A tipo caixa moldada - fornecimento e instalação em espaço reserva do QGBT Bloco "H"	pç	1.00	-	-	1.00	-
1.5 SISTEMAS DE ATERRAMENTO							
1.5.1	Cordoalha de cobre nú # 35mm ² , inclusive isoladores - fornecimento e instalação	m	40.00	40.00	-	-	-
1.5.2	Cordoalha de cobre nú # 50mm ² , inclusive isoladores - fornecimento e instalação	m	150.00	130.00	20.00	-	-
1.5.3	Terminal à pressão, reforçado, para conexão de cabo de cobre à barra de aterramento, # 35mm ² a # 70mm ² - fornecimento e instalação	pç	200.00	200.00	-	-	-
1.5.4	Caixa de inspeção em PVC com tampa metálica para aterramento, diâmetro 300mm e altura 400mm - fornecimento e instalação	pç	16.00	16.00	-	-	-
1.5.5	Haste de aterramento tipo Cooperweld de cobre - 5/8" x 3,00m, com conector - fornecimento e instalação	pç	16.00	16.00	-	-	-
1.5.6	Barra chata em alumínio 7/8"x1/8"mmx3,00m, inclusive acessórios e conexões - fornecimento e instalação	pç	70.00	20.00	50.00	-	-
1.5.7	Captor tipo Franklin em aço inoxidável, rosca 3/4" x 350mm - fornecimento e instalação	pç	6.00	-	6.00	-	-

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC - PASSARELA				 ENGENHARIA DE PROJETOS			
PLANILHA DE QUANTIDADES DO PROJETO EXECUTIVO DE INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
REVISÃO 04 - 08/2019							
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	MEMÓRIA DE CÁLCULO			
				UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-100	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-101	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-PLA-102	UFABC-CSA-ENS-PE-EL-G-DGR-200
1 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS							
1.5 SISTEMAS DE ATERRAMENTO							
1.5.8	Sinalizador para balizamento aéreo duplo para 2 lâmpadas de 60W com relé fotoelétrico 127 V - fornecimento e instalação	pç	2.00	-	2.00	-	-
1.5.9	Mastro de 3m para captor tipo Franklin - fornecimento e instalação	pç	2.00	-	2.00	-	-
1.5.10	Terminal aéreo em barra chata de alumínio 7/8"x1/8"mm - fornecimento e instalação	pç	4.00	-	4.00	-	-

5.6 ILUMINAÇÃO DA PASSARELA E ILUMINAÇÃO PÚBLICA

5.6.1 PROJETOR EM ALUMÍNIO SIMÉTRICO

Conforme projeto, estão previstos 58 projetores em alumínio. Ver descritivo abaixo.

5.6.2 POSTES COM 20M DE ALTURA

Conforme projeto, estão previstos 4 postes com 20m de altura. Ver descritivo abaixo.

ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	ARQUIVO
				UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-ILU-500 / 501
5 INSTALAÇÕES ELÉTRICAS				
5.6 ILUMINAÇÃO DA PASSARELA E ILUMINAÇÃO PÚBLICA				
5.6.1	POSTE DE AÇO COM 20 METROS DE ALTURA COM BASE E CHUMBADORES, GALVANIZADO A FOGO.	UN.	4,00	4,00
5.6.2	PROJETOR EM ALUMÍNIO, VIDRO TEMPERADO, COM DRIVER E LED INTEGRADO DE 100W 13000LM.	UN.	58,00	58,00

6 REVESTIMENTO

6.1 REVESTIMENTO DE PISO

DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	TOTAL	PISO PODOTÁTIL LADRILHO HIDRAULICO	PISO DE CONCRETO A DEMOLIR	LASTRO EM BRITA	PISO INTERTRAVADO DRENANTE	PISO DE CONCRETO
				(m²)	(m²)	(m²)	(m²)	(m²)
FL.000 a 003	Implantação	tamanduatehy	262,22	12,00		122,46	53,69	74,07
		sede	662,70	13,00	303,16	173,27	58,34	114,93
TOTAL GERAL:			924,92	25,00	303,16	295,73	112,03	189,00
				= 60,632 m²	= 14,7865 m²			

6.2 REVESTIMENTO - TRATAMENTO DO CONCRETO

ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	ARQUIVO		
				UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-PLA-100-R03	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-COR-200-R03	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-COR-201-R03
6 REVESTIMENTOS						
6.2 TRATAMENTO DE CONCRETO						
6.2.1	TRATAMENTO DE CONCRETO COM VERNIZ ANTIPICHAÇÃO	m2	1.000,00			1.000,00
6.2.2	TRATAMENTO DE CONCRETO COM HIDROFUGANTE POLIURETANO	m2	1.016,00			1.016,00
6.2.3	RESINA DPS PARA PISO - FORNECIMENTO E APLICAÇÃO	m2	960,00			960,00

6.3 REVESTIMENTO DE PAREDE (TORRES E ABRIGO)

DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	TOTAL	CHAPISCO	EMBOÇO	PINTURA TINTA ACRÍLICA	PASTILHA DE PORCELANA
				(m²)	(m²)	(m²)	(m²)
	Implantação	torre elevador 01	452,25	150,75	150,75	122,75	28,00
		torre elevador 02	450,12	150,75	149,25	121,52	28,60
		abrigo de quadros	49,50	16,50	16,50	16,50	
TOTAL GERAL:			951,87	318,00	316,50	260,77	56,60

6.4 IMPERMEABILIZAÇÃO DE LAJES

DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	TOTAL		
				MANTA ASFÁLTICA	VERNIZ POLIURETANO
			(m ²)	(m ²)	(un)
	Implantação	cobertura torre 01	2,50	2,50	
		cobertura torre 02	2,50	2,50	
		abas de concreto	9,00		9,00
TOTAL GERAL:			14,00	5,00	9,00

7 ESQUADRIAS

7.1 ESQUADRIAS DE AÇO E

7.2 ESQUADRIAS DE ALUMÍNIO

ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	ARQUIVO				
				UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-AMP-402-R04	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-AMP-403-R05	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-AMP-404-R04	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-DET-405-R06	UFABC-CSA-ENS-PE-AR-G-DET-410-R04
7	ESQUADRIAS							
7.1	ESQUADRIAS DE AÇO							
7.1.1	REQUADRO METÁLICO E PORTA DUPLA - CHAPA 250 X 202cm	UN.	1.00	-	-	1.00	-	-
7.1.2	PORTÃO DE CORRER EM TUBOS DE AÇO GALVANIZADO - 246X 335cm	UN.	1.00	-	-	-	1.00	-
7.1.3	ALÇAPÃO METÁLICO - 50x70cm (arco) - INCLUSO FERRAGENS	UN.	2.00					2.00
7.2	ESQUADRIAS DE ALUMÍNIO							
7.2.1	PORTA EM ALUMÍNIO DE ABRIR TIPO VENEZIANA COM GUARNIÇÃO	m2	3.00	-	-	-	-	3.00
7.2.2	VENEZIANA EM ALUMÍNIO	m2	1.44	0.72	0.72	-	-	-

8 PAISAGISMO E URBANIZAÇÃO

8.1 PAISAGISMO

DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	TOTAL					
				8.8.1. Jardim a refazer	8.1.1. Jardim novo	Requadro para Árvores	8.1.3. Árvores a serem transplantadas	8.1.6. Bancos
			(m ²)	(m ²)	(un)	(un)	(un)	(un)
FL. 000 a003	Implantação	tamanduatehy						
		sede	265.87	77.64	188.23	6.00	6.00	8.00
TOTAL GERAL:			265.87	77.64	188.23	6.00	6.00	8.00

8.2 URBANIZAÇÃO

Diversos						
unidade: m ² e un						
DESENHOS DE REFERÊNCIA	PAVIMENTO / BLOCO	LOCALIZAÇÃO	Tapume	Locação	Guia padrão FMSP	
			(m ²)	(m ²)	(m)	
				Implantação	Bloco G	371.49
		Bloco Anexo	227.81		30.10	
UFABC-CSA-ENS-PB-ES-G-FOR-101-R00	Implantação e Pav. Superior	Bloco G		106.56		
		Bloco Anexo		76.30		
TOTAL GERAL:			599.30	182.86	90.14	0.00

8.3 PROTEÇÃO

Está previsto em projeto de estruturas 67,90m de barreira pré-moldada externa de concreto armado.

8.4 COMUNICAÇÃO VISUAL

8.4	COMUNICAÇÃO VISUAL		
8.1.4	PLACA DH 1,50 x 0,93 AÇO GALVANIZADO - FORN. E INSTALAÇ	UN	6,00
8.1.5	PLACA AE DE 0,25 x 0,37 AÇO GALVANIZADO - FORN. E INSTALAÇ	UN	4,00

9 EQUIPAMENTOS

9.1 EQUIPAMENTOS DIVERSOS

9.1.1 ELEVADORES DE PASSAGEIROS

Conforme projeto estão previstos 2 elevadores de passageiros.

Universidade Federal do ABC

CAMPUS SANTO ANDRÉ

Passarela

Rio Tamanduateí

Memória de Cálculo Estrutural

Projeto Executivo

SUMÁRIO

MEMÓRIA DE CÁLCULO	5
PASSARELA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC.....	5
1 APRESENTAÇÃO.....	6
2 PROGRAMA DE CÁLCULO	6
3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS.....	7
3.1 Visualização do modelo de cálculo	7
3.2 Propriedades das seções.....	8
3.3 Restrições de apoio e condições de contorno	11
3.3.1 Ligações	11
3.3.2 Restrições dos apoios.....	12
3.3.3 Vinculação Elástica	13
3.4 Eixos globais da obra.....	15
4 FASES CONSTRUTIVAS CONSIDERADAS	15
4.1.1 EXECUÇÃO E CIMBRAMENTO DO ARCO.....	15
4.1.2 FECHAMENTO DO ARCO.....	15
4.1.3 RETIRADA DO CIMBRAMENTO DO ARCO E EXECUÇÃO DO TABULEIRO PRINCIPAL CIMBRADO.....	16
4.1.4 EXECUÇÃO DOS PENDURAIS E TENSIONAMENTO DOS MESMOS.....	16
4.1.5 RETIRADA DO CIMBRAMENTO E LIGAÇÃO COM O ARCO	16
4.1.6 EXECUÇÃO DAS ESTACAS DOS ACESSOS E PILARES.....	17
4.1.7 EXECUÇÃO DAS ESTACAS DOS ACESSOS E PILARES.....	17
4.1.8 PERÍODO DE 10.000 DIAS	17
5 CARREGAMENTOS	18
5.1 PESO PRÓPRIO DAS ESTRUTURAS.....	18
5.1.1 Peso próprio	18
5.1.2 Peso próprio do Enchimento.....	18
5.2 Protensão do tabuleiro	18
5.3 Tensionamento dos Pendurais.....	19
5.4 Carregamento devido à carga móvel	19
5.5 Força Devido Ao Vento.....	22
5.6 Carregamento devido à variação de temperatura.....	25
5.7 Retração e fluência.....	25
5.8 Cargas de construtivas	25
5.9 Desaprumo.....	25
6 ESFORÇOS NAS ESTACAS DOS ACESSOS.....	26
6.1 Carga Normal.....	26
6.2 MOMENTOS FLETORES	26
6.3 Esforços de 2ª ordem	28
7 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DOS ACESSOS.....	31
7.1 Dimensionamento das estacas	31
8 ESFORÇOS NAS ESTACAS DO ARCO.....	32

8.1	Carga Normal.....	32
8.2	Esforços de 2ª ordem	36
9	DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DO ARCO.....	38
9.1	Dimensionamento das estacas	38
10	DIMENSIONAMENTO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS	40
11	ESFORÇOS OS PILARES DOS ACESSOS	49
11.1	Carga Normal.....	49
11.2	MOMENTOS FLETORES	49
11.3	Esforços de 2ª ordem	51
12	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS ACESSOS	53
12.1	Dimensionamento dos pilares	53
13	ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS	54
13.1	Blocos dos apoios 5 e 8	54
13.2	Dimensionamento de bloco – método utilizado e fórmulas.....	54
13.3	Dimensionamento dos blocos dos apoios 5 e 8:.....	54
14	ESFORÇOS NO TABULEIRO DO ACESSO (BLOCO E).....	56
14.1	Esforços Normais de Cálculo	56
14.2	MOMENTOS FLETORES	56
14.3	ESFORÇOS CORTANTES	57
15	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ACESSO (BLOCO E)	58
15.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	58
15.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	64
16	ESFORÇOS NO TABULEIRO PRINCIPAL	65
16.1	Esforços Normais de Cálculo	65
16.2	MOMENTOS FLETORES	65
16.3	ESFORÇOS CORTANTES	67
17	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO TABULEIRO PRINCIPAL	68
17.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	68
17.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	73
18	ESFORÇOS NO ARCO	74
18.1	MOMENTOS FLETORES	74
18.2	ESFORÇOS CORTANTES	76
19	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ARCO	77
19.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	77
19.2	Verificação da fadiga na armadura longitudinal	82
19.3	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	86
20	ESFORÇO E VERIFICAÇÃO DOS PENDURAIIS	89
21	ESFORÇOS NA ESCADA	91
21.1	MOMENTOS FLETORES	91
22	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NA ESCADA.....	93
22.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	93
23	VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS NA ESTRUTURA.....	97
23.1	FLECHAS TRANSVERSAIS DEVIDO À AÇÃO DO VENTO	97
23.2	FLECHAS TRANSVERSAIS NA COMBINAÇÃO CARACTERÍSTICA	97

23.3	FLECHAS VERTICAIS DEVIDO A CARGA PERMANENTE	97
23.4	FLECHAS VERTICAIS DEVIDO A CARGA MÓVEL	97
24	MODELO DE GRELHA.....	98
24.1	Visualização do modelo de cálculo	98
24.2	Propriedades das seções	98
25	ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS LONGITUDINAIS CENTRAIS	101
26	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA LAJE – VIGAS LONGITUDINAIS	102
26.1	ARMADURA LONGITUDINAL	102
26.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	103
27	ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS LONGITUDINAIS LATERAIS	104
28	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NAS VIGAS LONGITUDINAIS	105
28.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	105
28.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	109
29	ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS TRANSVERSAIS.....	110
30	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA LAJE – VIGAS TRANSVERSAIS.....	111
30.1	ARMADURA LONGITUDINAL	111
30.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	112
31	ESFORÇOS NO TABULEIRO DO ACESSO AO BLOCO ANEXO, COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO.....	113
31.1	ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO – PROJETO ORIGINAL	113
31.2	MOMENTOS FLETORES – PROJETO ORIGINAL	113
31.3	ESFORÇOS CORTANTES – PROJETO ORIGINAL	115
31.4	ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO ..	115
31.5	MOMENTOS FLETORES – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO	116
31.6	ESFORÇOS CORTANTES – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO	117
32	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ACESSO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO.....	118
32.1	ARMADURA LONGITUDINAL:	118
32.2	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	124
33	ESFORÇOS OS PILARES DO ACESSO DO BLOCO ANEXO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO.....	125
33.1	Carga Normal.....	125
33.2	MOMENTOS FLETORES	125
33.3	Esforços de 2ª ordem	127
34	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO ACESSO DO BLOCO ANEXO COM ALTERAÇÃO NO BALANÇO.....	128
34.1	Dimensionamento dos pilares	128
35	ANEXO I.....	129
35.1	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES (NBR-8681:2003)	129
35.1.1	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	129
35.1.2	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	129

MEMÓRIA DE CÁLCULO

PASSARELA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC

□ Materiais

Aço:	CA 50	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
	CP 190	$f_{yk} = 1900 \text{ MPa}$
	Pendurais	$E = 170 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$

ASTM A572 Gr.50

Concretos:	Estacas Raiz	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Estacas Escavadas	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Pilares e blocos	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Laje e tabuleiros	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
	Arco de concreto	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

□ Bibliografia

NBR 6122/86- "Projeto e Execução de Fundações. Procedimento."

NBR 7187/2003- "Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido. Procedimento."

NBR 7188/84- "Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Procedimento."

NBR 6118/2003- "Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento."

NBR 8681/2003- "Ações e segurança nas estruturas. Procedimento"

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.: "Construções de Concreto." Vols. 2 e 3. Editora Interciência; Rio de Janeiro, 1977.

P.B.Fusco-"Fundamentos da Técnica de armar"

BOWLES, J. E.: "Foundation Analysis and Design."; International Student Edition. 1977.

Revista Estrutura No 76 - Tietz, W. : "Fundações Profundas sobre Tubulões." 1976.

MONTOYA, P. JIMENEZ: "Abacos para el calculo de secciones en el estado ultimo de agotamiento".

Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto – Lauro Modesto dos Santos

"STRAP" – Structural Analysis Program

1 APRESENTAÇÃO

Este documento tem por objetivo apresentar a Memória de Cálculo da Passarela sobre o Rio Tamandateí na Universidade Federal do ABC. O tabuleiro da passarela será suspenso por um arco de concreto.

2 PROGRAMA DE CÁLCULO

Foram utilizados dois programas para a análise da obra.

O programa utilizado para o cálculo esforços nos pilares, fundações e travessas foi o Midas Civil Advanced da firma Midas Information Technology Co. Ltd.

Este é um programa específico para o projeto de pontes adquirido pela ENESCIL que inclui as seguintes análises complementares aos programas convencionais do mercado. Ilustramos algumas características do programa a seguir:

- Unlimited numbers of Nodes/Elements/Load Combinations: ilimitado número de elementos, nós e combinações;
- Efeito da protensão (traçado, perdas por atrito, encunhamento, encurtamento elástico e relaxamento);
- Time-dependent material properties: que corresponde às análise de retração e fluência do concreto ao longo do tempo;
- Tapered beam: elementos com seções variáveis;
- Moving Load analysis: análise da carga móvel através de linhas de influência

Abaixo transcrevemos algumas das análises que o programa permite:

Análises estáticas

Análise estática linear

Análise de tensões / térmicas

Análise dinâmica

Análises de vibrações e frequências naturais

Análises sísmicas – time history

Análise não linear geométrica

Análise P-delta

Análise com grandes deformações

Análises de flambagem

Análise da carga crítica de flambagem

Modos flambagem

Análise de carga móvel

Linhas de influência para cargas móveis

Superfície de influência para cargas móveis

Análise de construção em fases

Materiais dependentes com o tempo (retração e fluência)

Restrições de apoio modificadas ao longo da execução

Carregamentos alterados ao longo da execução

Análises de recalques de apoio para estruturas de pontes

As etapas de análise de um modelo são:

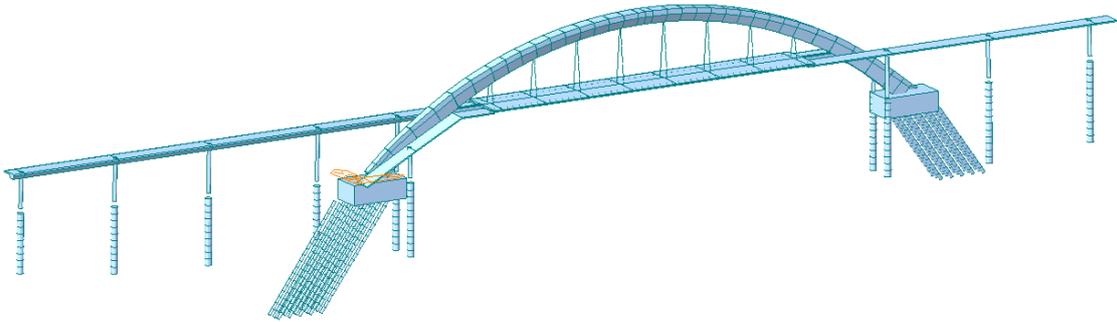
1. Geração da geometria (nós, barras, elementos finitos e molas), das características das propriedades mecânicas das barras.
2. Discretização dos carregamentos da estrutura, tais como: peso próprio, sobrecargas, trem-tipo, vento, multidão, etc.
3. Cálculo e processamento do modelo.

Apresentação gráfica e tabelada dos resultados: esforços e deslocamentos.

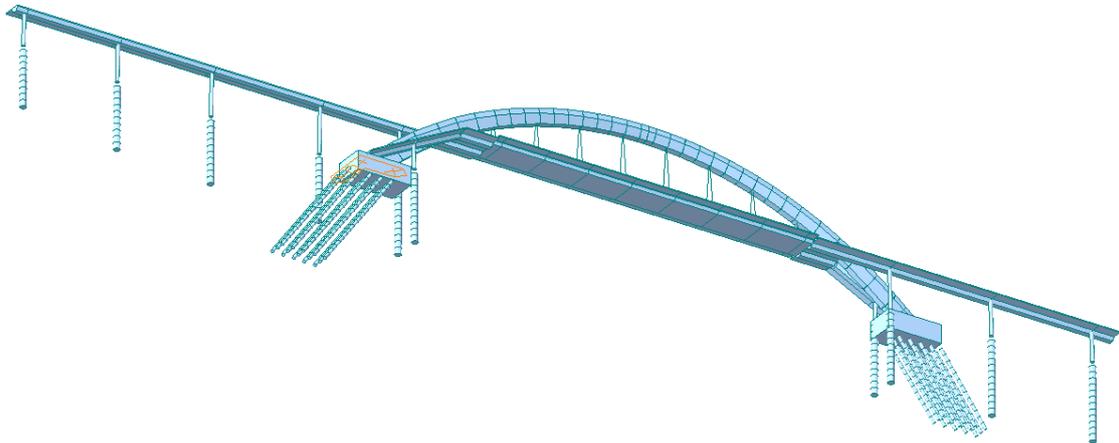
3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

3.1 VISUALIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

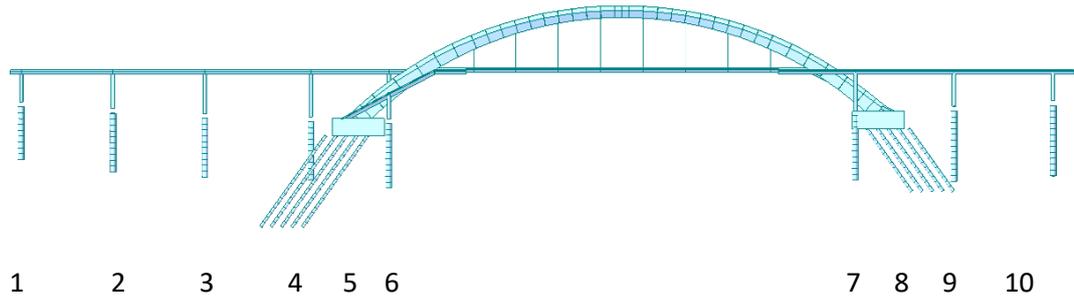
Vista em perspectiva do modelo de cálculo (superior)



Vista em perspectiva do modelo de cálculo (inferior)



Vista lateral do modelo de cálculo, numeração dos vãos e apoios da obra



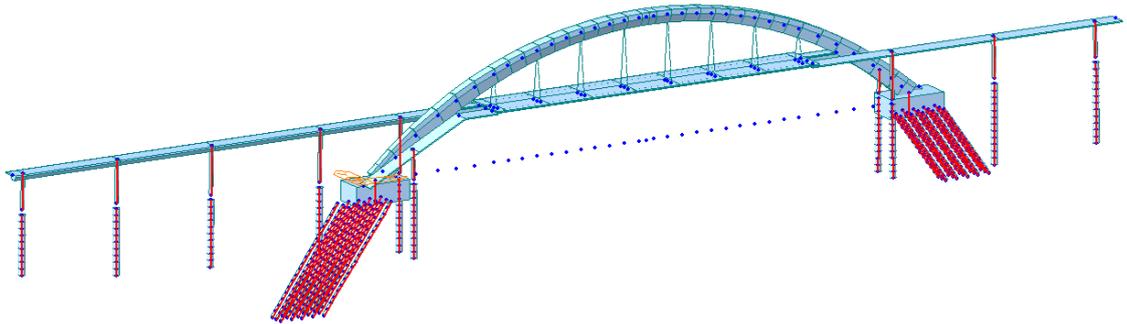
3.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES

Materiais e propriedades

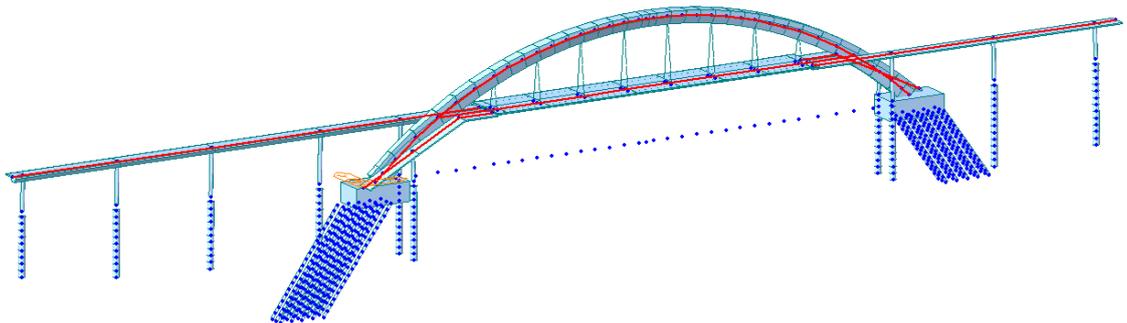
ID	Name	Type	Standard	Code	DB	Use Mass Density	Elasticity (tonf/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (tonf/m ³)	Mass Density (tonf/m ³ g)
1	CONC20MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.1287e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
2	CONC25MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.3800e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
3	CONC30MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.6072e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
4	CONC35MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.8161e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
5	CONC40MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	3.0105e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
6	AÇO ESTAI	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	1.9600e+00	0.3	1.2000e-005	7.8500e+00	0.0000e+000

Locais empregados dos materiais:

Concreto 30MPa

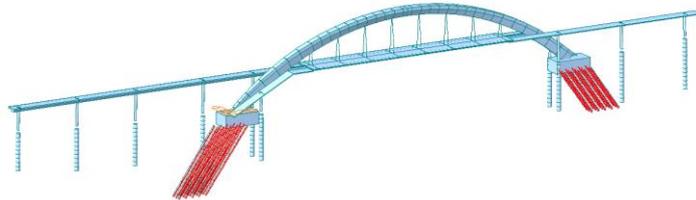
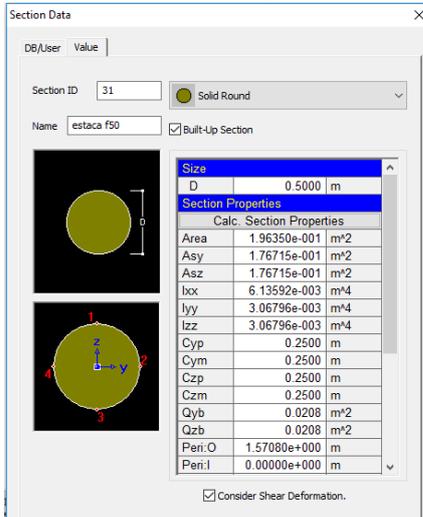


Concreto 35MPa

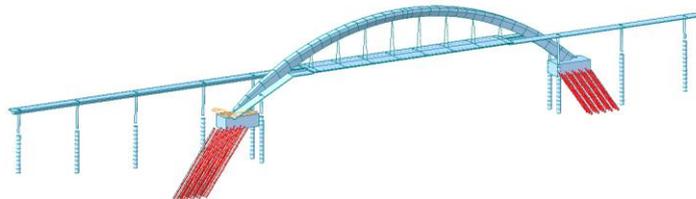
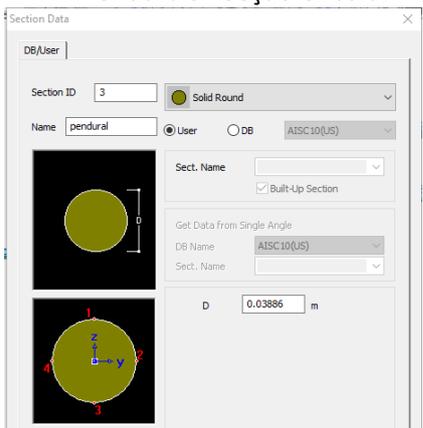


Seções Empregadas:

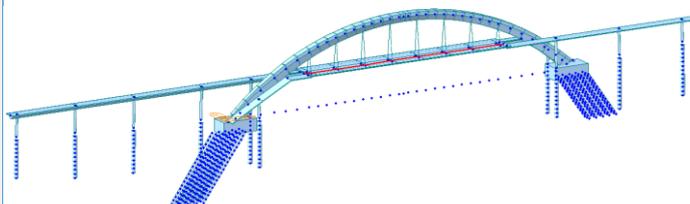
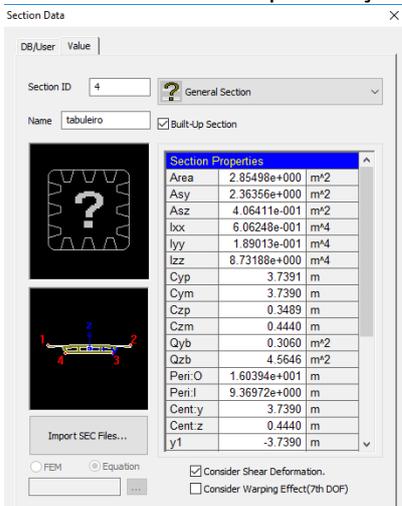
Estaca Raiz - Seção Circular – ϕ 50



Pendurais - Seção Circular – ϕ 3.8cm (original com 4,4cm, mas considera-se corrosão...)



Tabuleiro Principal – Seção Formatada



Tabuleiro acesso – Seção Formatada

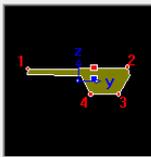
Section Data

DB/User Value

Section ID: 25

Name: Acesso anexo

Built-Up Section

Import SEC Files...

FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Section Properties		
Area	1.14738e+000	m²
Asy	7.25568e-001	m²
Asz	6.38158e-001	m²
Ixx	1.04260e-001	m⁴
Iyy	5.17412e-002	m⁴
Izz	5.54930e-001	m⁴
Cyp	1.0179	m
Cym	1.8821	m
Czp	0.3014	m
Czm	0.4658	m
Qyb	0.0804	m²
Qzb	1.4244	m²
Peri:O	6.74812e+000	m
Peri:I	0.00000e+000	m
Cent:y	1.8821	m
Cent:z	0.4658	m
y1	-1.8555	m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

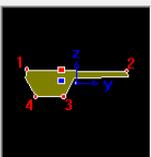
Section Data

DB/User Value

Section ID: 30

Name: Acesso esp

Built-Up Section

Import SEC Files...

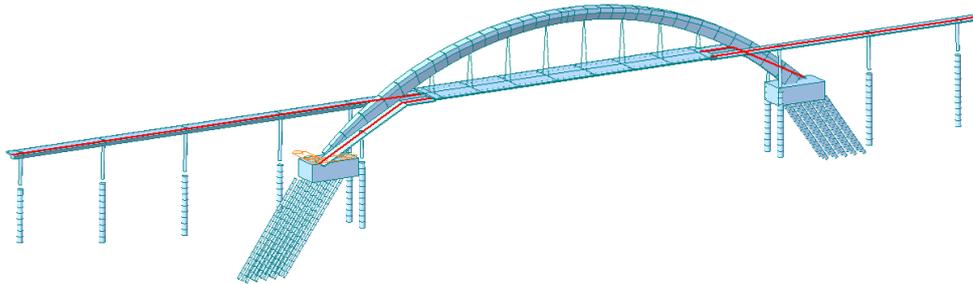
FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Section Properties		
Area	1.14739e+000	m²
Asy	7.25526e-001	m²
Asz	6.39449e-001	m²
Ixx	1.04231e-001	m⁴
Iyy	5.17417e-002	m⁴
Izz	5.54959e-001	m⁴
Cyp	1.8821	m
Cym	1.0179	m
Czp	0.3014	m
Czm	0.4658	m
Qyb	0.0804	m²
Qzb	1.4245	m²
Peri:O	6.74821e+000	m
Peri:I	0.00000e+000	m
Cent:y	1.0179	m
Cent:z	0.4658	m
y1	-0.9620	m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)



Estacas dos pilares dos acessos – Seção Circular – ϕ 100cm

Section Data

DB/User

Section ID: 26

Name: estaca- ϕ 100

User DB

Sect. Name: AISC10(LS)

Built-Up Section

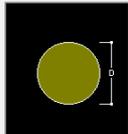
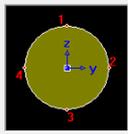
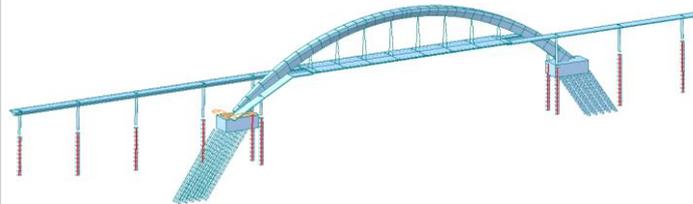
Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(LS)

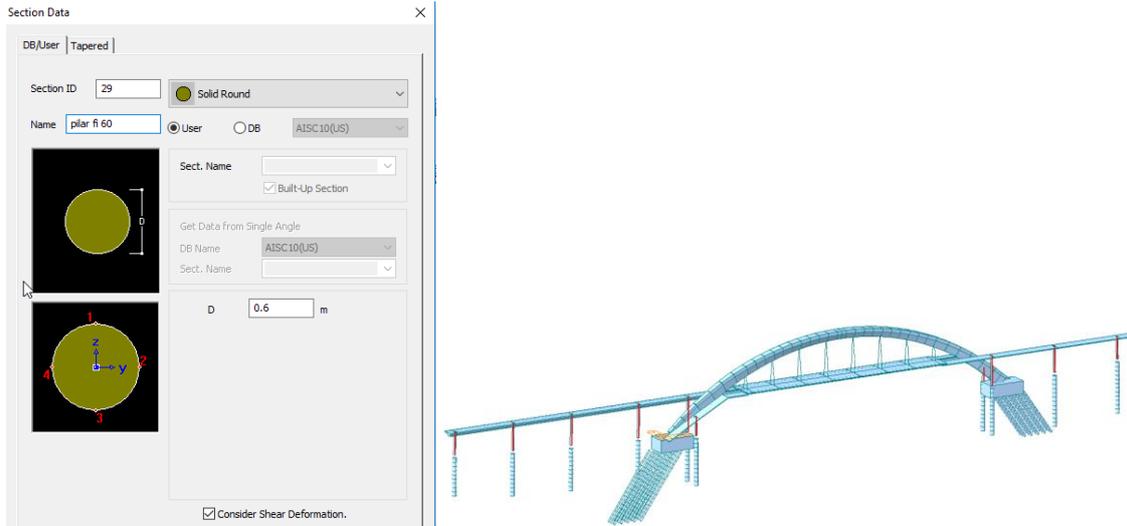
Sect. Name: AISC10(LS)

D: 1 m

Consider Shear Deformation.

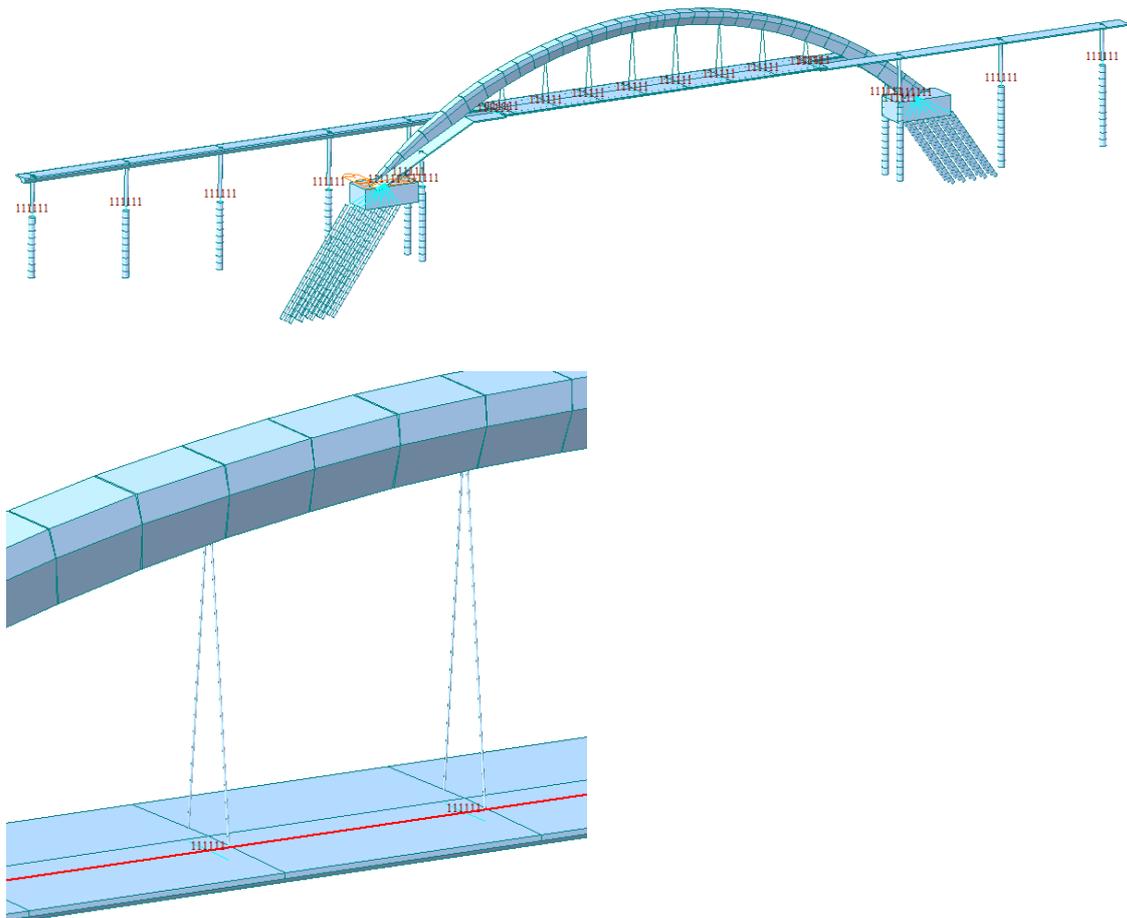
Pilares dos acessos – Seção Circular - ϕ 60cm

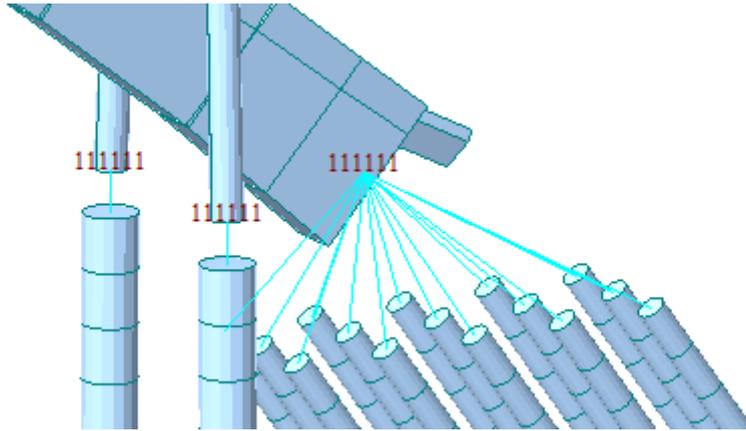


3.3 RESTRIÇÕES DE APOIO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

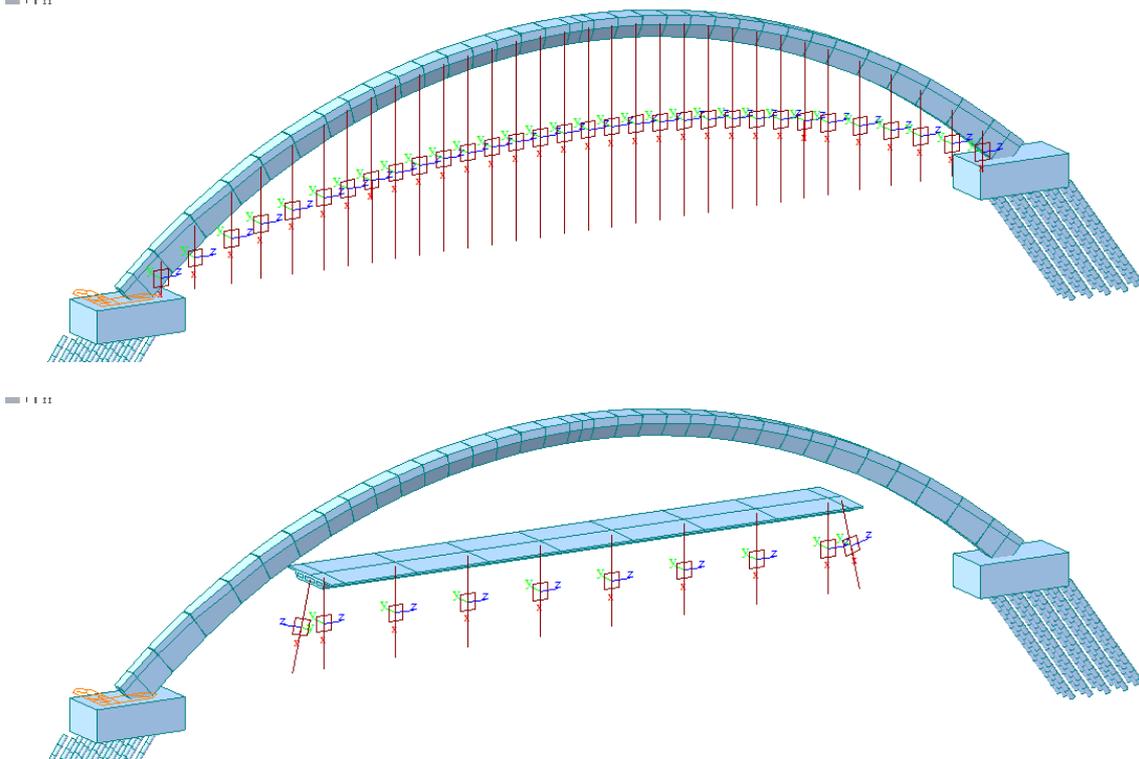
3.3.1 LIGAÇÕES

- Ligações rígidas simulando blocos, além da excentricidade do mesmo.





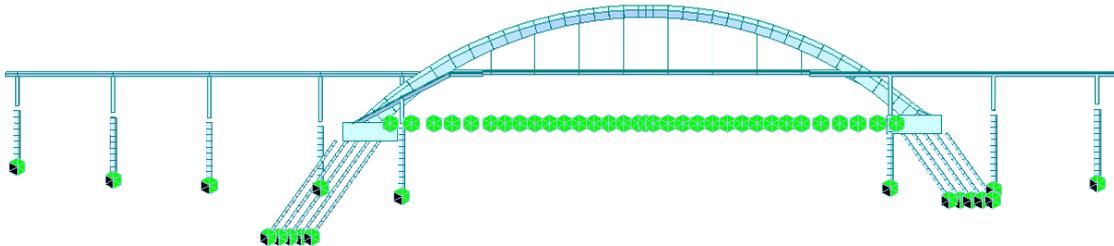
Ligações elásticas simulando o cimbramento do arco e do tabuleiro



3.3.2 RESTRIÇÕES DOS APOIOS

Condições de vínculo na base:

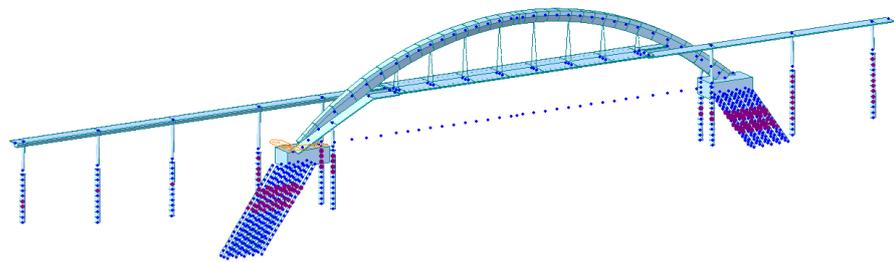
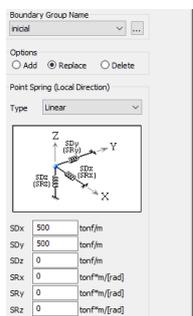
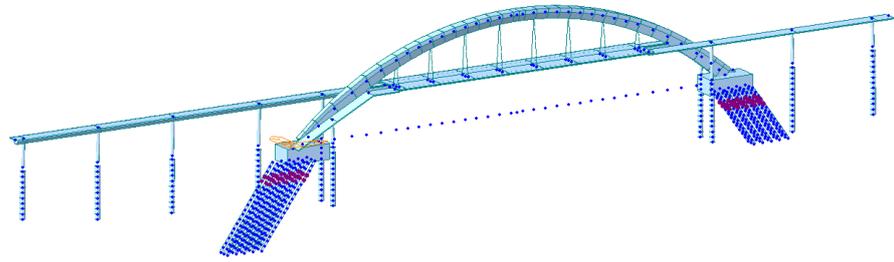
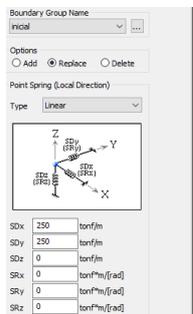
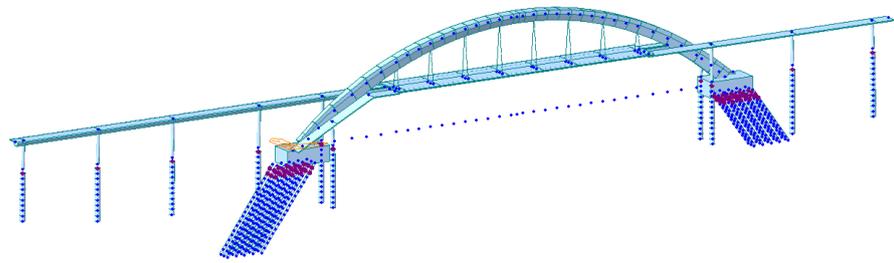
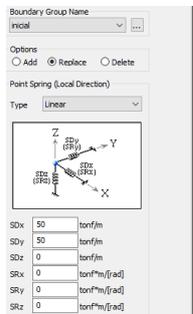
- pinado (restrição nas translações) para a ponta das estacas
- Engastado para os apoios dos cimbramentos do arco e do tabuleiro (ver ligações).



3.3.3 VINCULAÇÃO ELÁSTICA

Para simular o solo consideraremos nas estacas os coeficientes de reação horizontal abaixo:

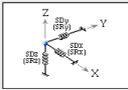
SPT	Kh (tf/m ³)
SPT<1	100
1<SPT<10	500
10<SPT<30	1000
30<SPT<50	2000
SPT>50	3000



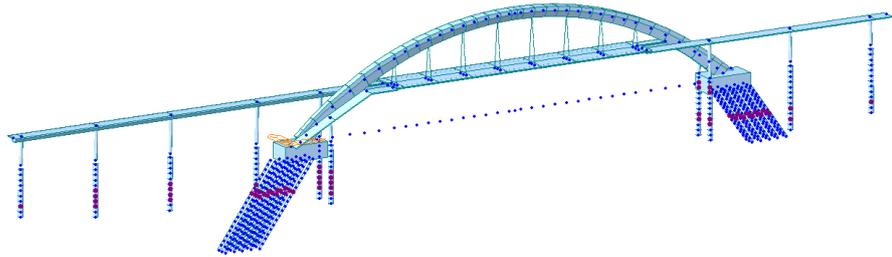
Boundary Group Name
inca1

Options
 Add Replace Delete

Point Spring (Local Direction)
 Type: Linear



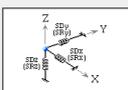
SDx 1000 tonf/m
 SDy 1000 tonf/m
 SDz 0 tonf/m
 SRx 0 tonf/m/rad
 SRy 0 tonf/m/rad
 SRz 0 tonf/m/rad



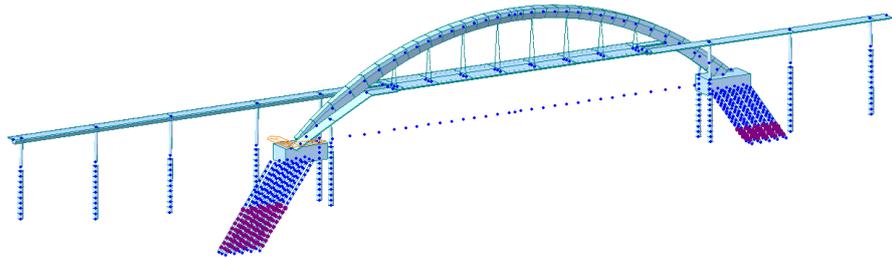
Boundary Group Name
Acessos

Options
 Add Replace Delete

Point Spring (Local Direction)
 Type: Linear



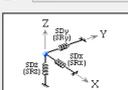
SDx 1500 tonf/m
 SDy 1500 tonf/m
 SDz 0 tonf/m
 SRx 0 tonf/m/rad
 SRy 0 tonf/m/rad
 SRz 0 tonf/m/rad



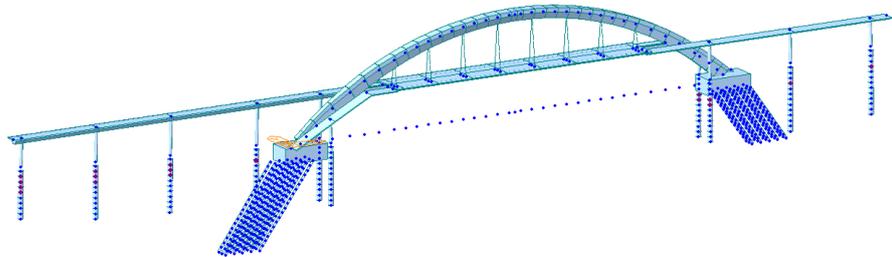
Boundary Group Name
Acessos

Options
 Add Replace Delete

Point Spring (Local Direction)
 Type: Linear



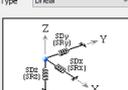
SDx 100 tonf/m
 SDy 100 tonf/m
 SDz 0 tonf/m
 SRx 0 tonf/m/rad
 SRy 0 tonf/m/rad
 SRz 0 tonf/m/rad



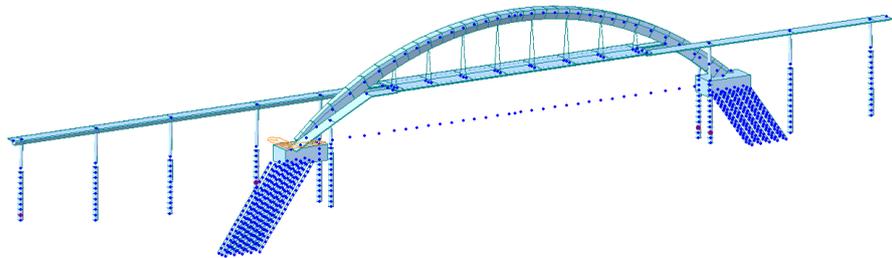
Boundary Group Name
Acessos

Options
 Add Replace Delete

Point Spring (Local Direction)
 Type: Linear



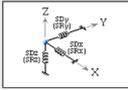
SDx 2000 tonf/m
 SDy 2000 tonf/m
 SDz 0 tonf/m
 SRx 0 tonf/m/rad
 SRy 0 tonf/m/rad
 SRz 0 tonf/m/rad



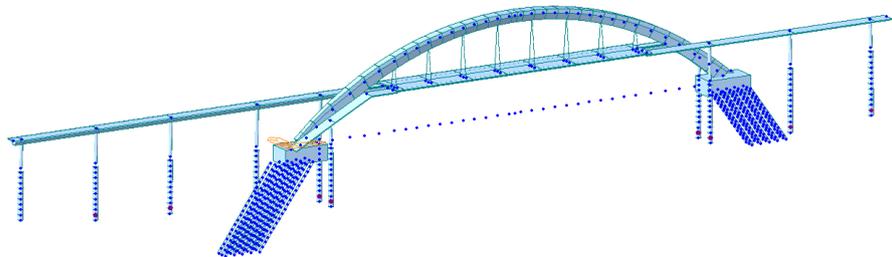
Boundary Group Name
Acessos

Options
 Add Replace Delete

Point Spring (Local Direction)
 Type: Linear



SDx 3000 tonf/m
 SDy 3000 tonf/m
 SDz 0 tonf/m
 SRx 0 tonf/m/rad
 SRy 0 tonf/m/rad
 SRz 0 tonf/m/rad



3.4 EIXOS GLOBAIS DA OBRA



X – Paralelo ao eixo longitudinal da obra

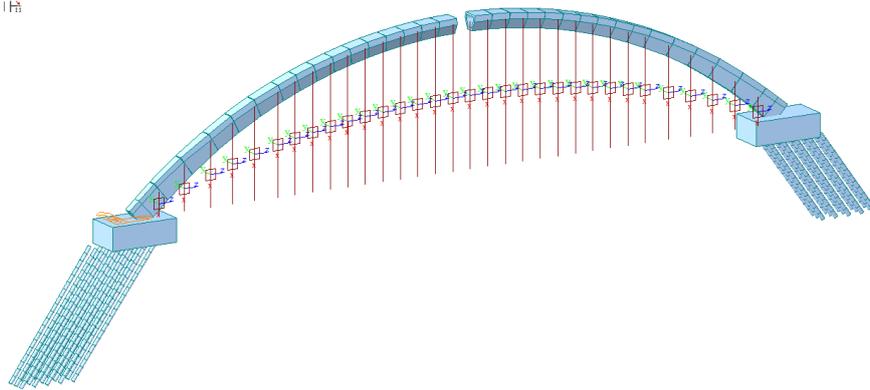
Y – Paralelo ao eixo transversal da obra

Z - Paralelo ao eixo vertical da obra

4 FASES CONSTRUTIVAS CONSIDERADAS

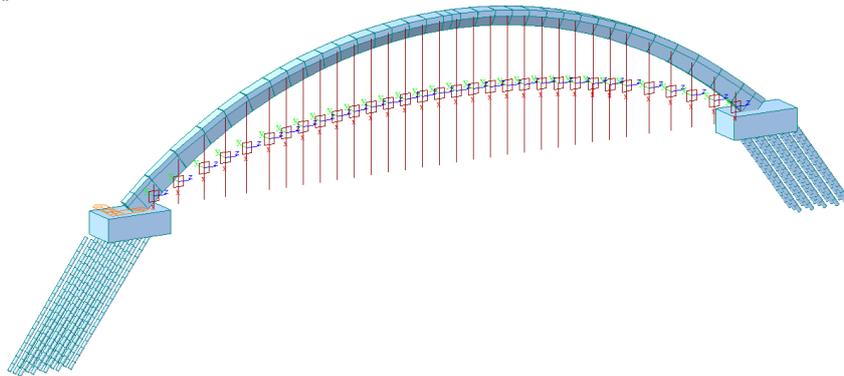
4.1.1 EXECUÇÃO E CIMBRAMENTO DO ARCO

inicial

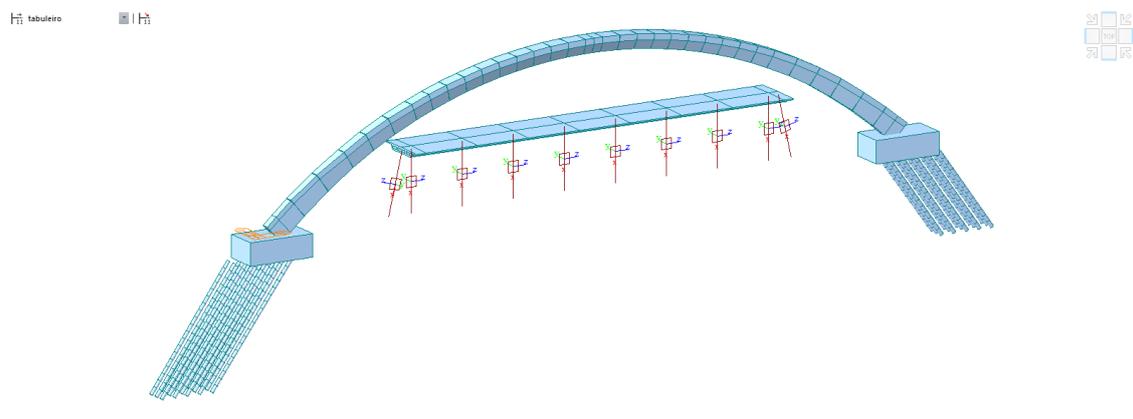


4.1.2 FECHAMENTO DO ARCO

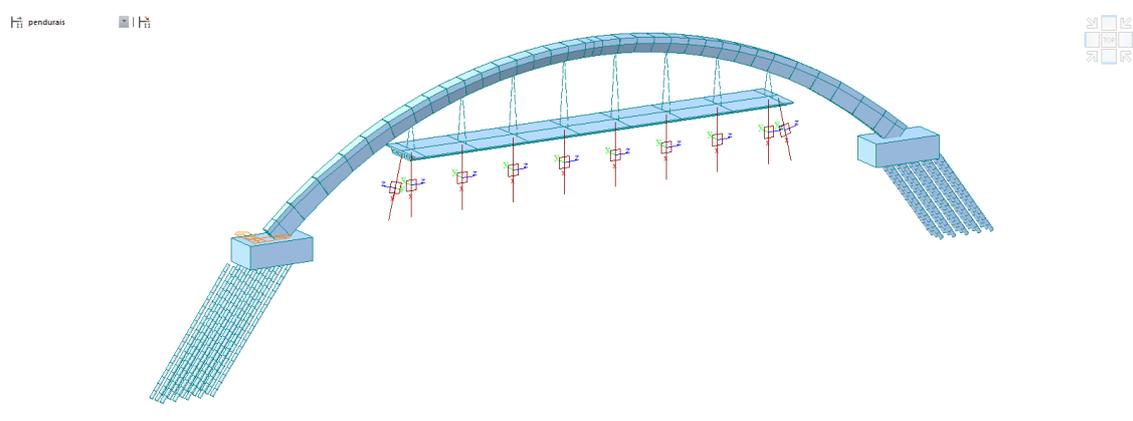
fechamento



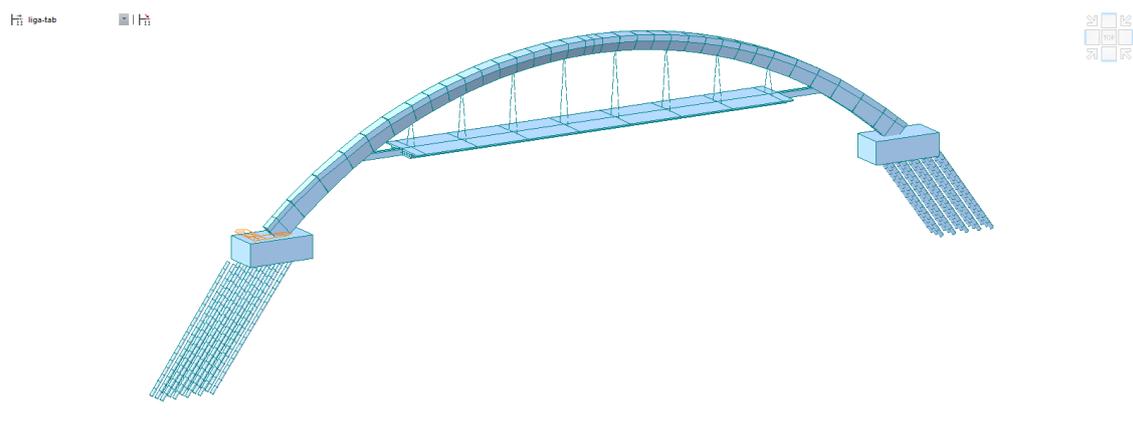
4.1.3 RETIRADA DO CIMBRAMENTO DO ARCO E EXECUÇÃO DO TABULEIRO PRINCIPAL CIMBRADO



4.1.4 EXECUÇÃO DOS PENDURAIIS E TENSIONAMENTO DOS MESMOS

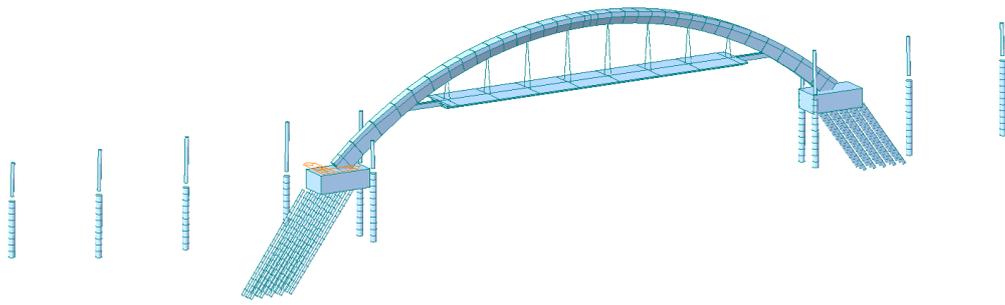


4.1.5 RETIRADA DO CIMBRAMENTO E LIGAÇÃO COM O ARCO



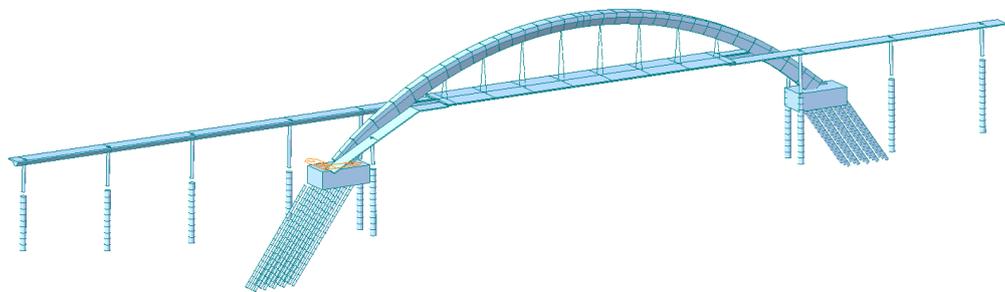
4.1.6 EXECUÇÃO DAS ESTACAS DOS ACESSOS E PILARES

restanteinfra



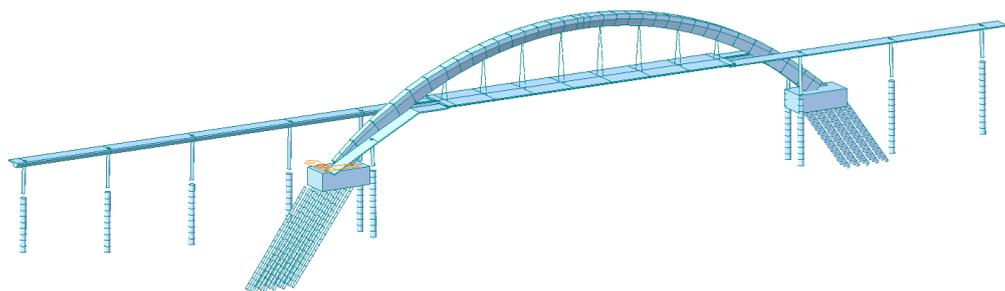
4.1.7 EXECUÇÃO DAS ESTACAS DOS ACESSOS E PILARES

restantetab



4.1.8 PERÍODO DE 10.000 DIAS

10000dias



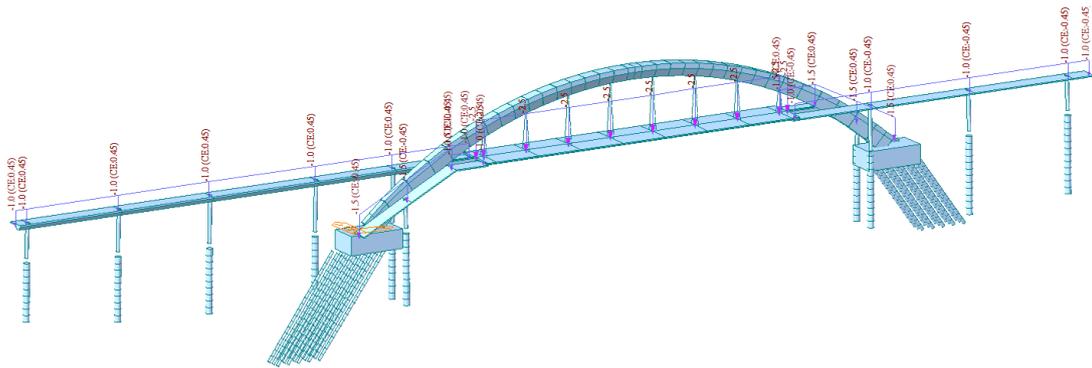
5 CARREGAMENTOS

5.1 PESO PRÓPRIO DAS ESTRUTURAS

5.1.1 PESO PRÓPRIO

O programa Midas ativa o peso próprio das estruturas automaticamente em função das áreas de cada seção e material correspondente.

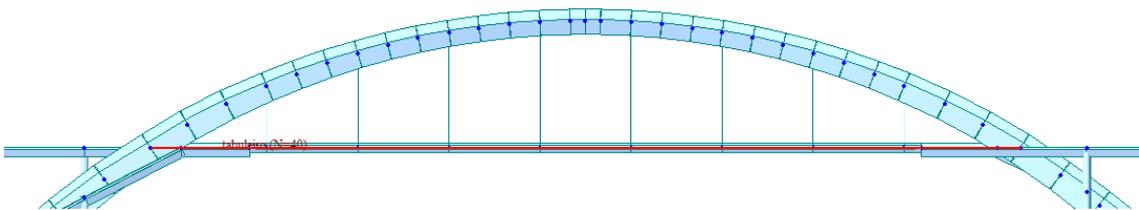
5.1.2 PESO PRÓPRIO DO ENCHIMENTO



A carga de 1,0 tf/m foi aplicada nos acessos devido ao peso da capa de concreto acima das vigas. No tabuleiro corresponde a 2,5 tf/m. Como a capa de concreto nos acessos é excêntrica, a carga mencionada foi aplicada com excentricidade de 0,45cm.

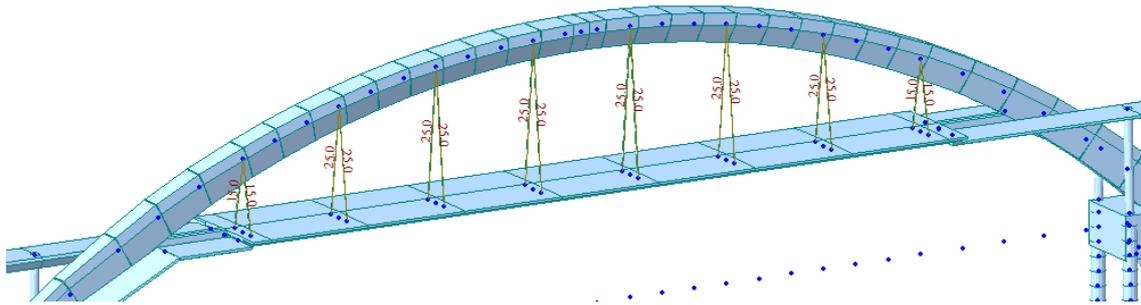
Nos totais mencionados já está contabilizado o peso dos guardas-corpo adotado como 150kg/m.

5.2 PROTENSÃO DO TABULEIRO



- 4 CABOS NEGATIVOS E 4 CABOS POSITIVOS DE 4 CORDOALHAS 15.2mm NO TABULEIRO, ANCORADO NO ARCO.

5.3 TENSIONAMENTO DOS PENDURAIIS



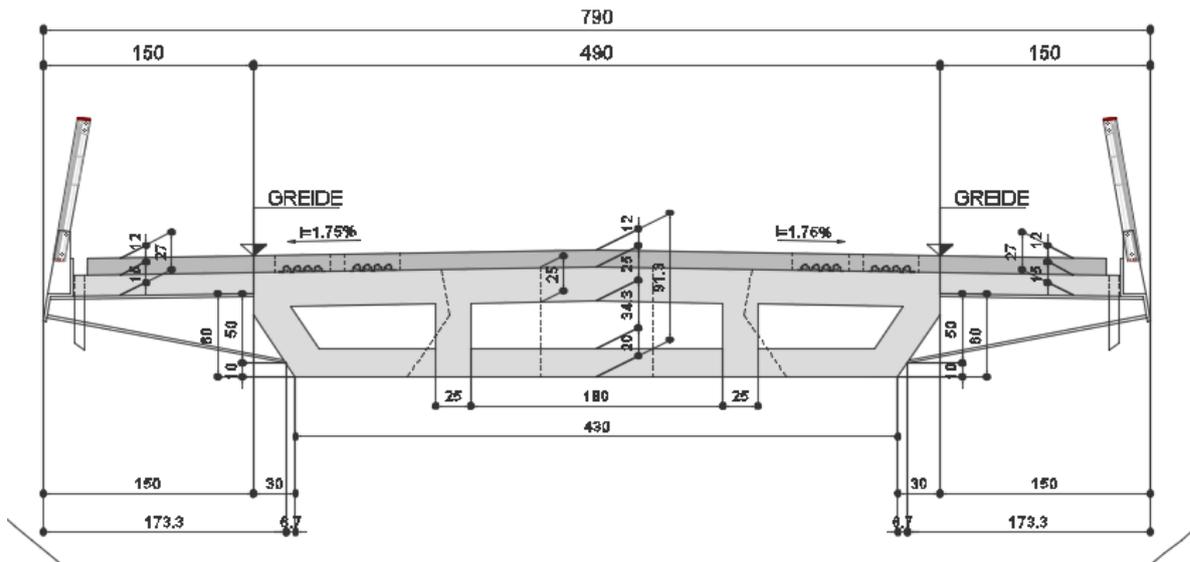
Os pendurais foram tensionados com carga correspondente ao peso próprio do tabuleiro, conforme mostra acima.

5.4 CARREGAMENTO DEVIDO À CARGA MÓVEL

Conforme item 6.1 da NBR 7188:2013, temos que a carga a ser aplicada nas passarelas é de 500 kg/m², sem a consideração de coeficiente de impacto vertical.

Cargas devido à multidão:

Seção Transversal Típica:

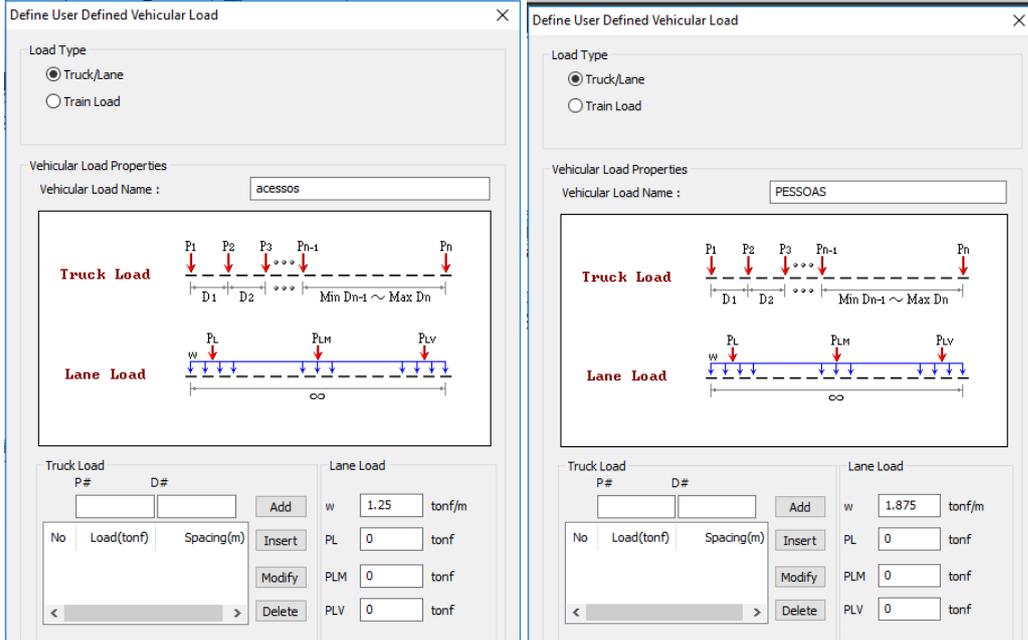


Assim:

Carga da multidão nos acessos = $0,5 \times 2,5 = 1,25$ tf/m

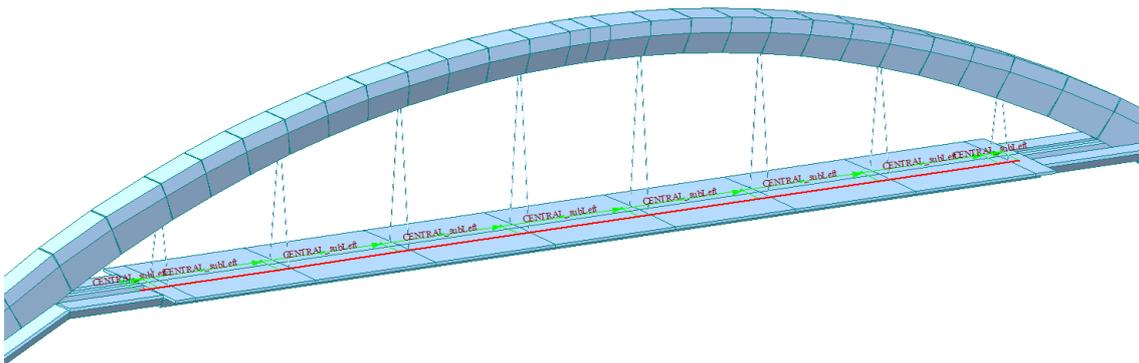
Carga da multidão no tabuleiro = $0,5 \times 3,75 = 1,875$ tf/m

Definição das cargas da multidão no acesso e no tabuleiro:

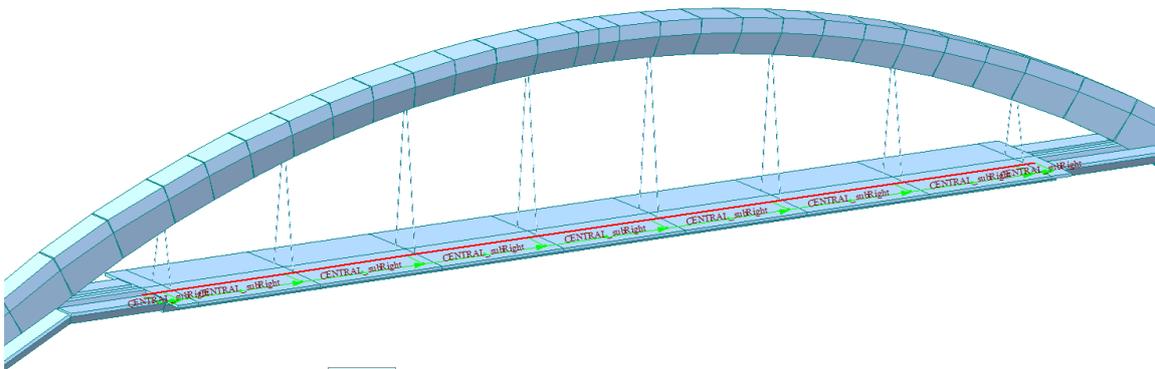


Linhas de tráfego:

Faixa no tabuleiro principal – lado esquerdo

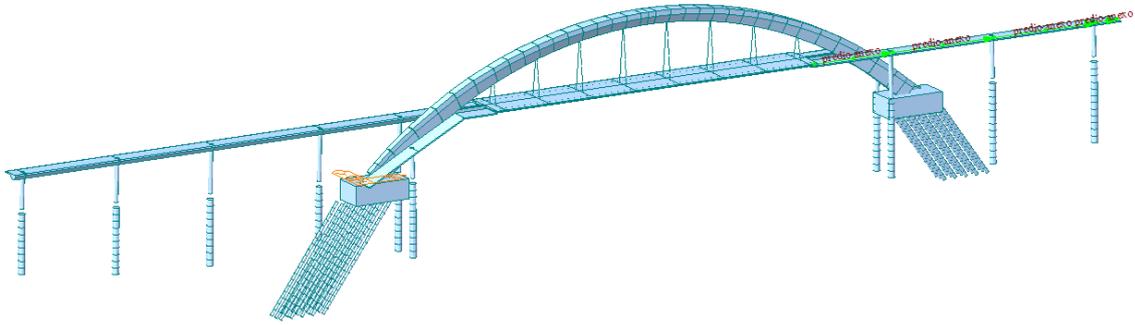


Faixa no tabuleiro principal – lado direito

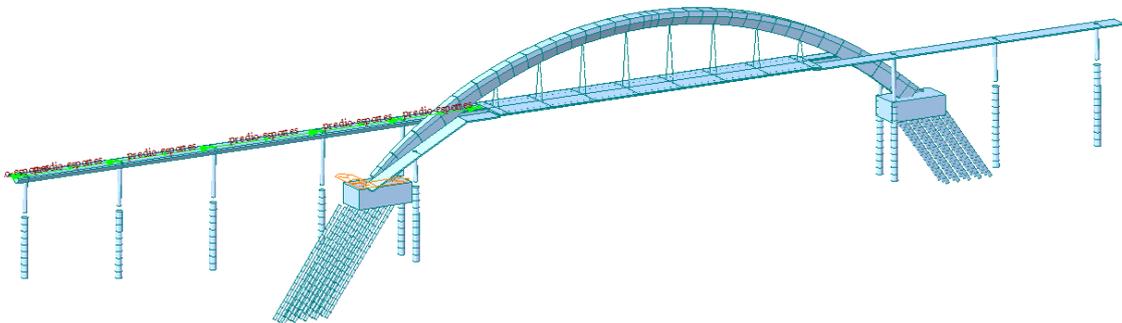


Node 59

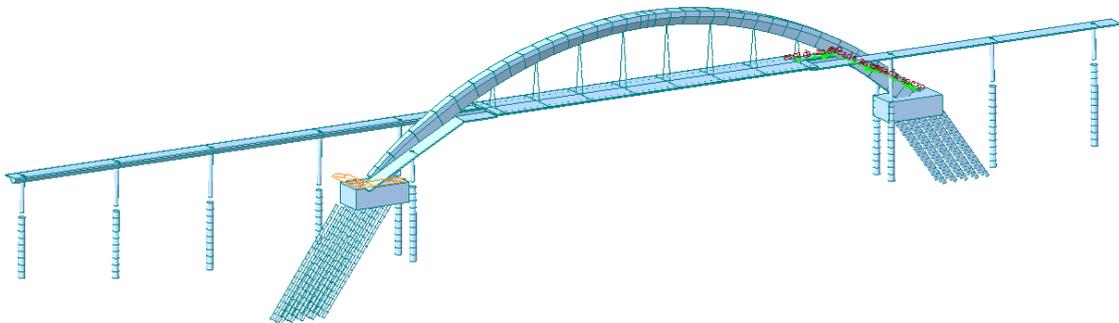
Faixa no acesso do lado do prédio anexo



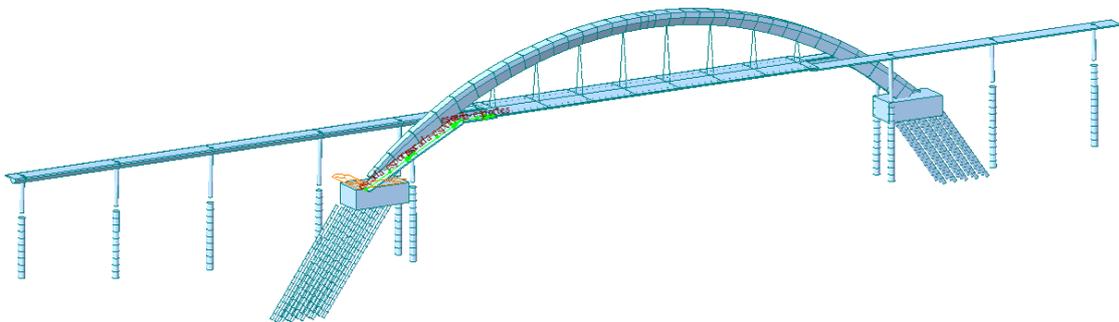
Faixa no acesso do lado do prédio esportes



Faixa na escada do lado do prédio anexo.



Faixa na escada do lado do prédio esportes

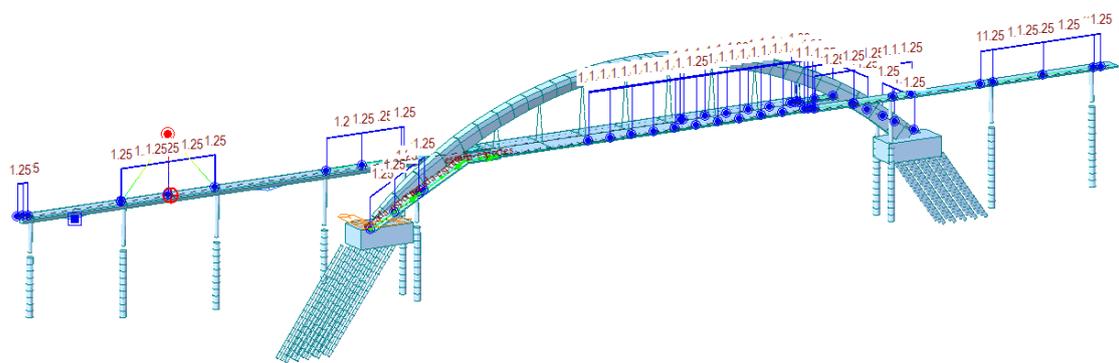


O programa Midas calcula os esforços solicitantes devido à carga móvel por linha de influência.

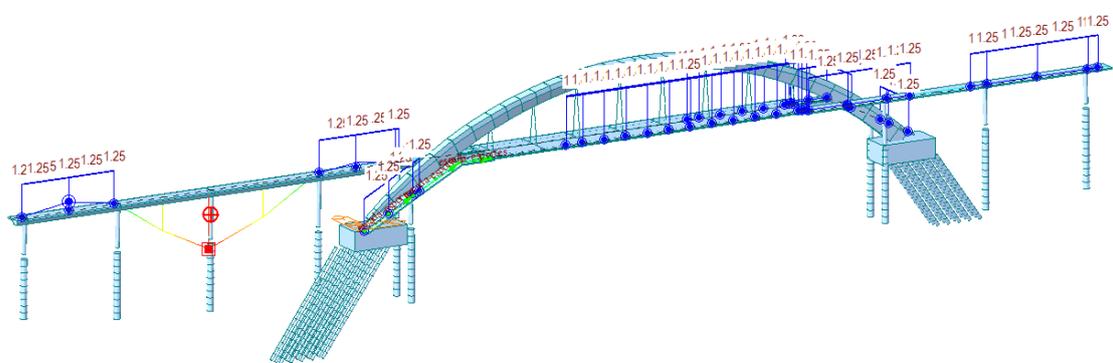
O software determina as linhas de influência para momentos fletores, esforços cortantes, torção e esforço axial em cada seção. Para cada linha de influência é determinados os maiores e os menores esforços.

A seguir apresentamos algumas das linhas de influência somente para ilustração:

Máximo momento longitudinal no meio do vão 2:



Máxima reação de arrancamento da carga móvel no pilar do apoio 3



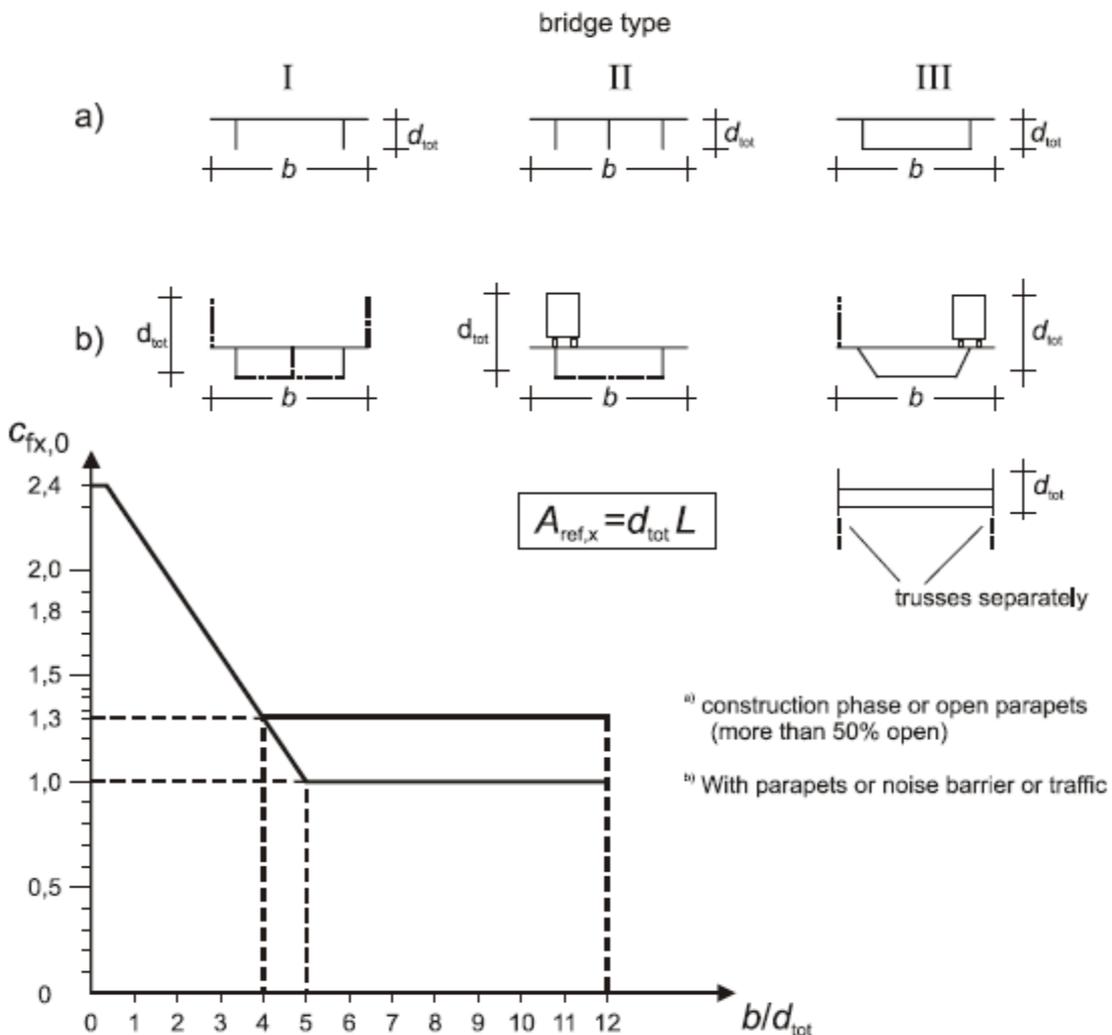
5.5 FORÇA DEVIDO AO VENTO

A ação do vento é calculada para as direções longitudinais e transversais com base na norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao Vento, a qual determina os coeficientes e valores a serem adotados no Brasil.

Fatores utilizados para o cálculo da força do vento

Velocidade básica		45	m/s
Fator topográfico		$S_{1=}$	1,0
Rugosidade do terreno	Categoria IV	$S_{2=}$	$0,85 * 0,98 * (z/10)^{0,125} = 0,833$ ($z=10$)
	Classe B		
Fator estatístico	Grupo 5 fase de construção	$S_{3=}$	0,83
	Grupo 2 fase de serviço	$S_{3=}$	1,11

Para fins de cálculo, o coeficiente de arrasto que é apresentado na norma NBR 6123:1988, são específicos para edifícios, e com isso não conseguimos alcançar valores representativos para obras de arte. Utilizamos o ábaco da norma Eurocode, para obtermos o $C_a = C_{f_x,0}$ como mostra abaixo:



a) Fase construtiva ou sem defensas.

b) Com defensas ou barreira ou tráfego.

Dados geométricos da estrutura

Coefficiente de arrasto	Ca
Trecho acesso H = 0.90	1.53
Trecho principal H = 0.90	1.00
Arco H = 2,0m	2.17
Arco H = 3,0m	2.4

A força global do vento foi tida em conta conforme o § 4.2.3 da mesma norma, em que:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

C_a – coeficiente de arrasto

q – pressão do vento $q = 0,613 (V_0 S_1 S_2 S_3)^2 = 1061 \text{ N/m}^2 = 0.1061 \text{ t/m}^2$.

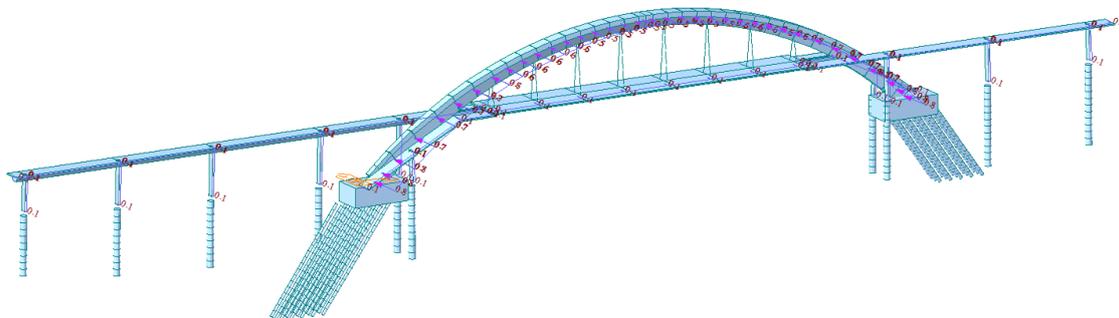
A_e – área frontal efetiva

Esquema de atuação da força do vento

A ação do vento sobre o tabuleiro foi assimilada a uma força horizontal transversal ao eixo do tabuleiro. A ação do vento exercida diretamente sobre os veículos, e por estes transmitida ao viaduto, é considerada supondo que estes ocupam uma banda retangular contínua sem vazios e com altura de 2,0 m acima do nível do pavimento ou no caso de passarela até o parapeito da mesma.

Resumo das cargas do vento na estrutura

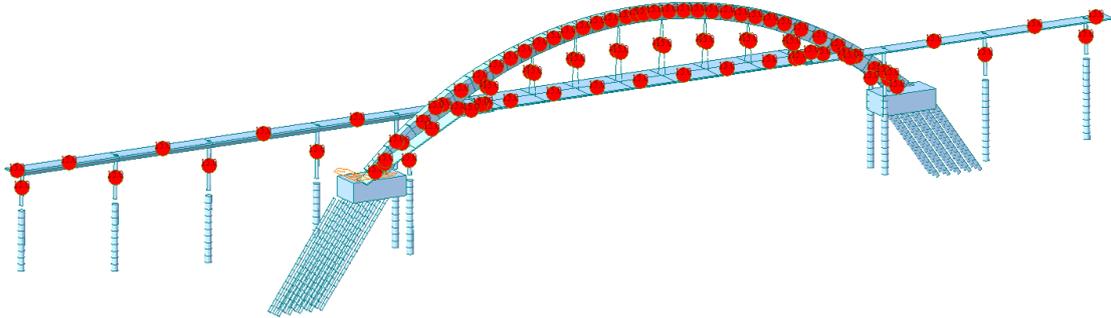
		q	A_e	F_a
Coefficiente de arrasto	C_a	tf/ml	m ² /m	tf/ml
Trecho acesso H = 0.91	1.53	0.106	0,9	0.15
Trecho principal H = 0.91	1.00	0.106	0.9	0.20
Arco H = 2.0	2.17	0.106	2.00	0.46
Arco H = 3.0	2.4	0.106	3.00	0.76



O mesmo carregamento foi adotado no sentido transversal inverso ao aplicado acima.

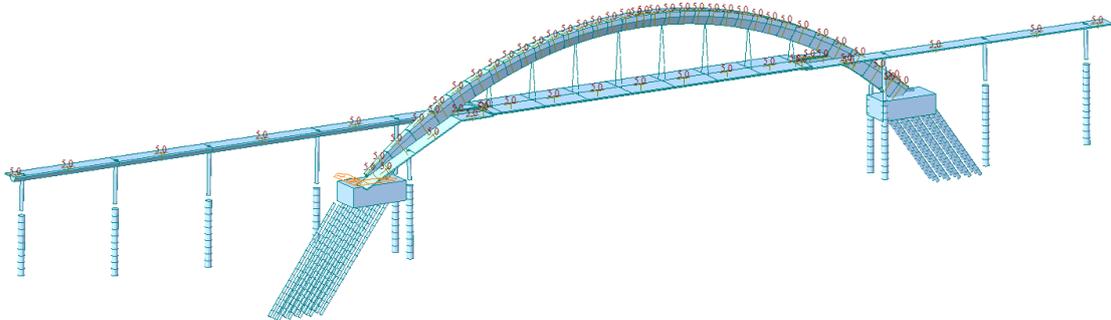
5.6 CARREGAMENTO DEVIDO À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Variação de temperatura $\Delta T = + 15^{\circ}\text{C}$ nos elementos externos à terra



A variação de temperatura $\Delta T = - 15^{\circ}\text{C}$ nos elementos externos à terra também foi aplicada.

Gradiente de temperatura entre o topo e fundo do caixão de $\Delta T = 5^{\circ}\text{C}$ (topo mais quente que o fundo):



5.7 RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

Os esforços devido à retração e fluência ocorrem com a evolução do tempo, os esforços de compressão no caixão, propriedades geométricas e características dos materiais. Assim, para a consideração destes esforços foi considerado uma evolução de 10.000 dias depois da execução do tabuleiro.

5.8 CARGAS DE CONSTRUTIVAS

Deverá ser verificada a armadura adotada perante os esforços fletores na viga com o cimbramento, caso seja previsto eventual recalque do mesmo.

5.9 DESAPRUMO

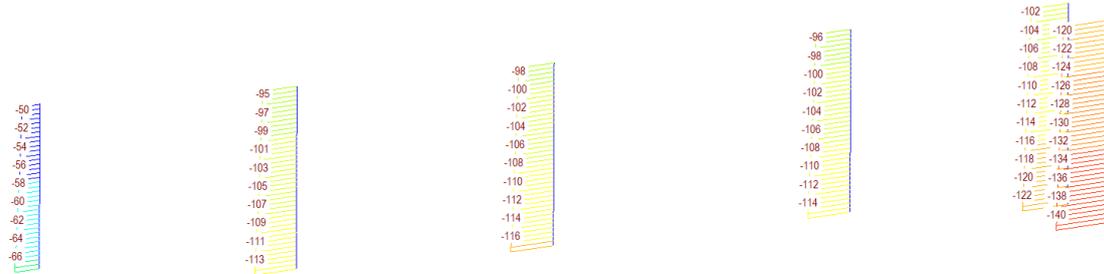
Foi considerado na estrutura o desaprumo de 1% nas estacas e $L/300$ nos pilares. O sentido do desaprumo foi escolhido baseado nos esforços mais crítico dos elementos estruturais.

6 ESFORÇOS NAS ESTACAS DOS ACESSOS

Serão apresentados apenas os valores de esforços nas estacas críticas (apoios 1 a 4 e 6A, 6B), mas os esforços de todas as estacas serão inseridos no dimensionamento.

6.1 CARGA NORMAL

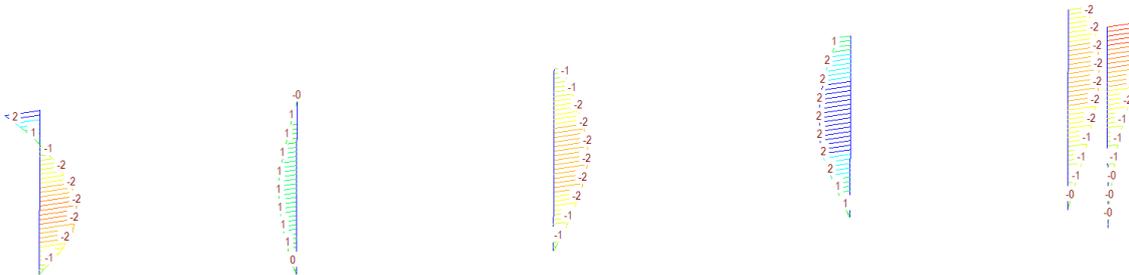
Esforço Normal devido ao carregamento característico (geotécnico)



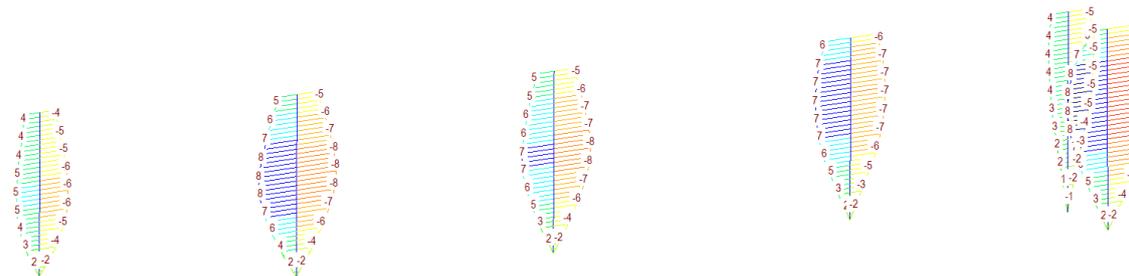
Carga máxima para os apoios 1 e 10: 100 tf; Apoios 2 a 4 e 6, 7 e 9 – 150 tf

6.2 MOMENTOS FLETORES

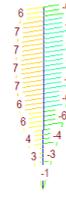
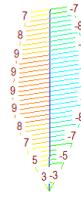
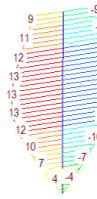
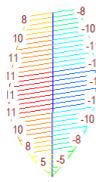
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



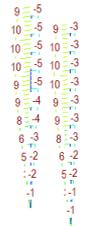
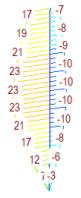
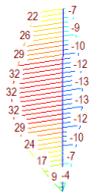
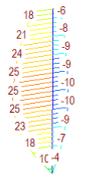
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



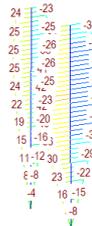
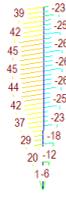
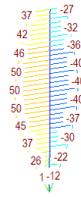
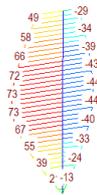
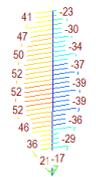
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



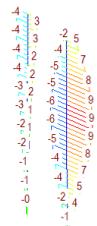
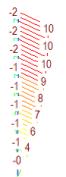
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



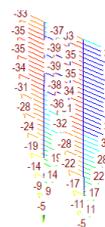
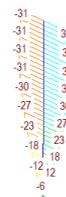
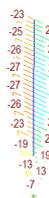
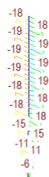
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo

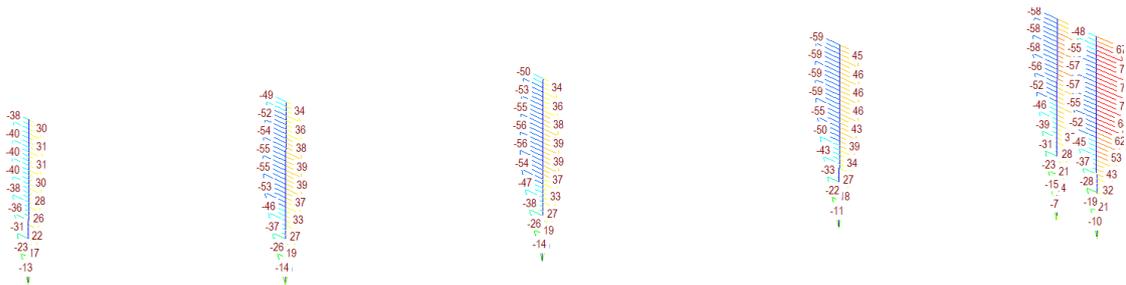


Momento Fletor Transversal devido ao carregamento móvel



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento





6.3 ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

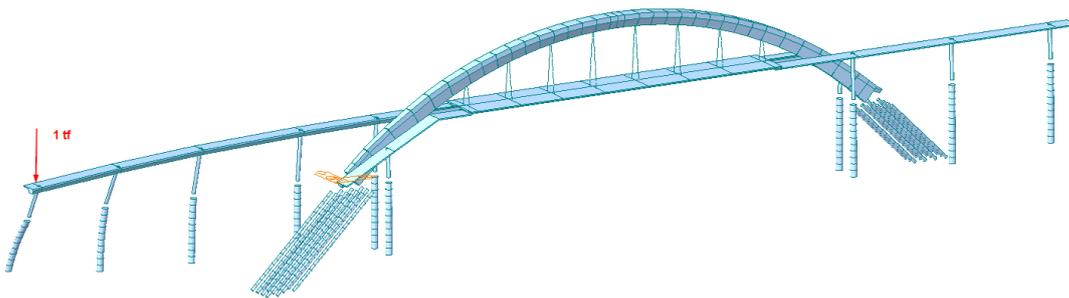
Os esforços devidos a não linearidade geométrica e física serão determinados através do método simplificado da norma NBR 6118: Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O comprimento de flambagem será determinado pela análise da carga crítica de flambagem com o auxílio do programa Midas.

Esta carga crítica será determinada para a verificação do λ da estrutura.

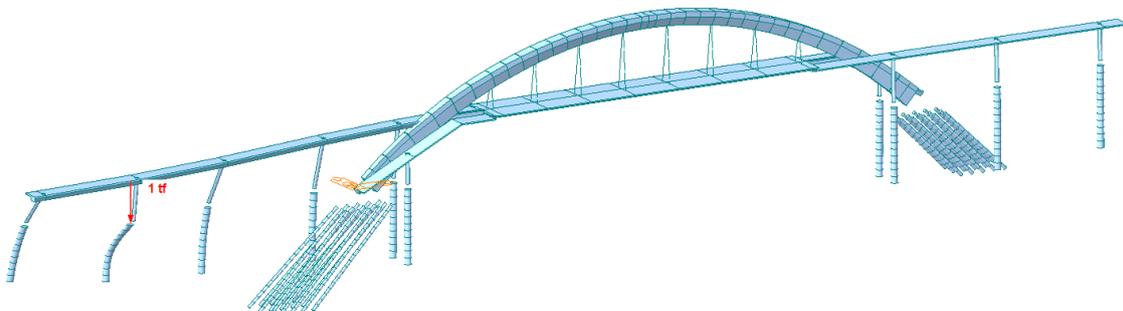
A carga é acrescida até a perda da estabilidade.

Apoio 1



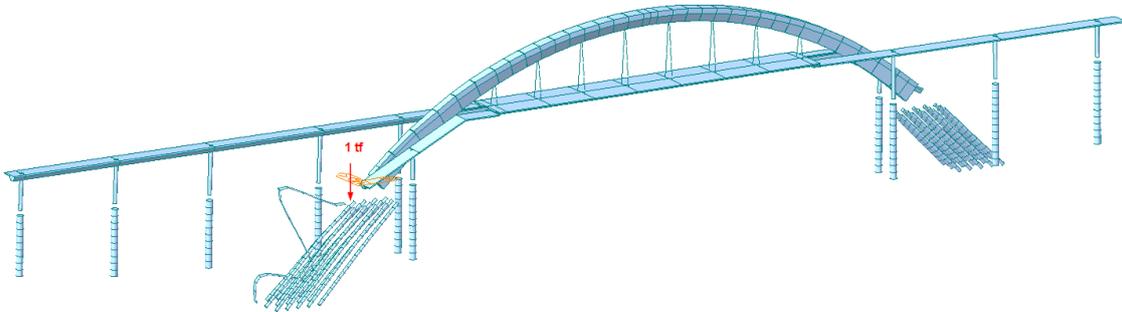
Node	Mode	UX	UY
BUCK			
	Mode	Eigenvalue	Tolerance
	1	5249.338850	1.6446e-007

Apoio 2



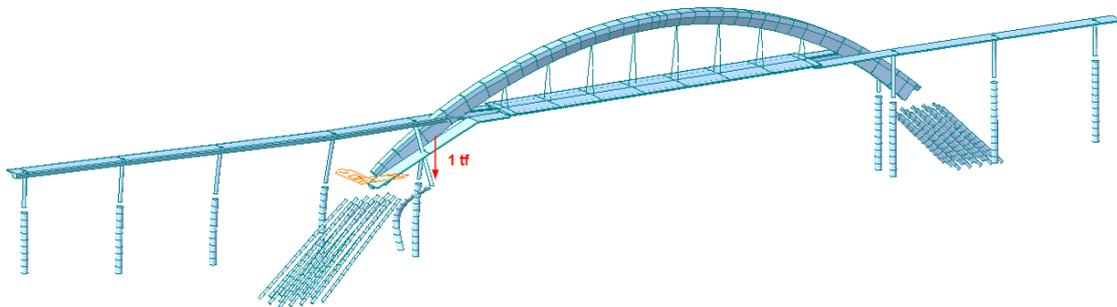
	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	10041.131377	8.8033e-007

Apoio 5



	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	8758.040819	2.2604e-020

Apoio 6



	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	13200.062964	3.1070e-006

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem utilizaremos o método com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d, \text{tot}} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

onde:

$$v = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,\text{min}}$$

	Apoio 1 e 10	Apoio 2 a 4, 9	Apoio 6, 7	Apoio 5 e 8	
P crítico (tf)	5249	10041	13200	8758	Carga Crítica de flambagem
d (m)	1	1	1	0.5	diâmetro
Inércia (m ⁴)	0.049	0.049	0.049	0.003	Inércia da seção de concreto
E (tf/m ²)	2400000	2400000	2400000	3000000	módulo de elasticidade
Área seção	0.79	0.79	0.79	0.20	
raio giração	0.25	0.25	0.25	0.125	
Le flambagem (m)	14.88	10.76	9.39	3.22	Compr. Flambagem: $Le = (\pi^2 \times E \times Inércia / P_{crit})^{-1}$
lâmbda	59.5	43.0	37.5	25.8	esbeltez
excentric 2o (m)	0.111	0.058	0.044	0.010	Excentricidade de 2a ordem: $e_2 = Le^2/10 \times 1/R$ onde $(1/R = 0.005/h)$

Adotaremos a favor da segurança em todas as barras um acréscimo de momento fletor conforme a tabela: $Me_2 = N_d \times e_2$

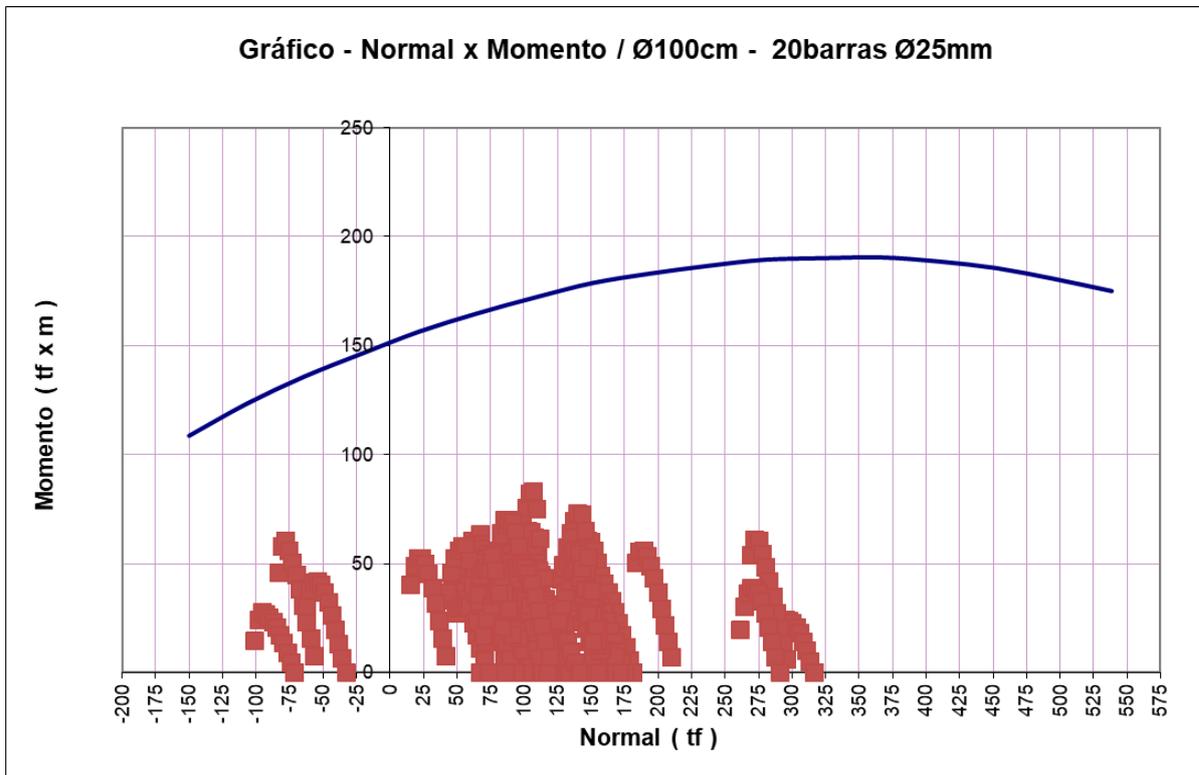
7 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DOS ACESSOS

7.1 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Plotamos abaixo os esforços solicitantes de cálculo no gráfico de esforços resistentes obtido pelo programa de Lauro Modesto dos Santos, do livro Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto (programa FOC) temos:

Dados de entrada para o programa (kgf e cm) - Temos 20Ø25mm (1,3% da seção de concreto)

fck	200
gamac	1.6
fyk	5000
gamas	1.15
es	2 100 000
classe	A
diâmetro	100
dlinha	7
ntotal	20
asunit	5
força inicial	-150000
força final	540000
intervalo	43034



Como todos os esforços estão contidos internamente ao gráfico podemos concluir que as estacas estão verificadas.

8 ESFORÇOS NAS ESTACAS DO ARCO

8.1 CARGA NORMAL

Esforço Normal devido ao carregamento característico (geotécnico)

Boco do apoio 5

Bloco do apoio 8

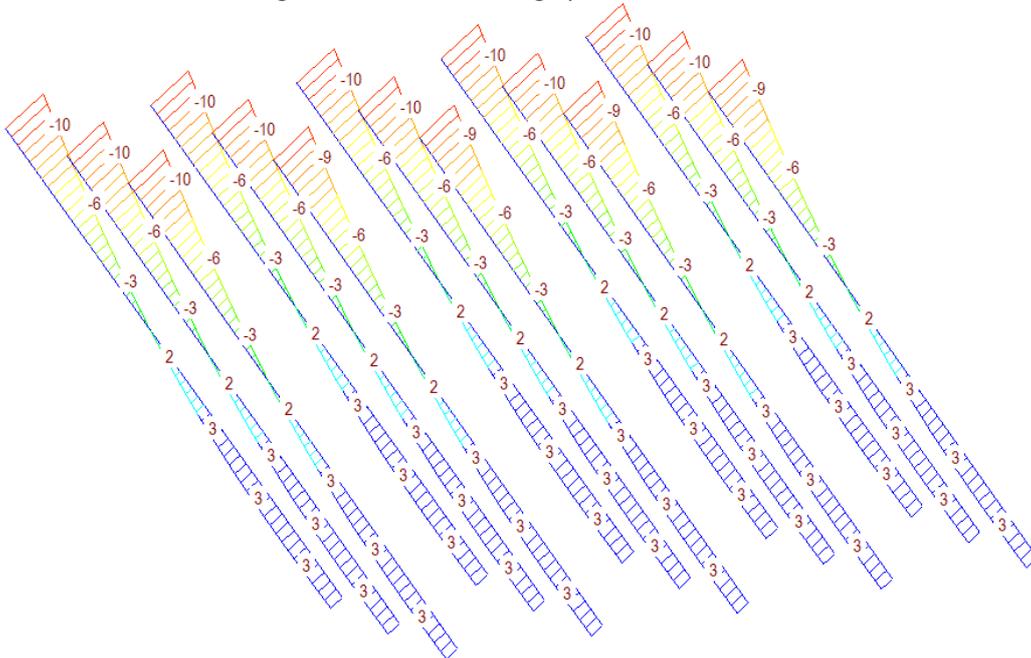
-137	-136	-136	-152	-174	-140	-118	-102	-101	-104
-76	-72	-74	-154	-117	-121	-96	-78	-79	-85
-90	-89	-91	-109	-132	-187	-165	-151	-153	-156

Carga máxima de trabalho para os apoios 5 e 8: 190 tf

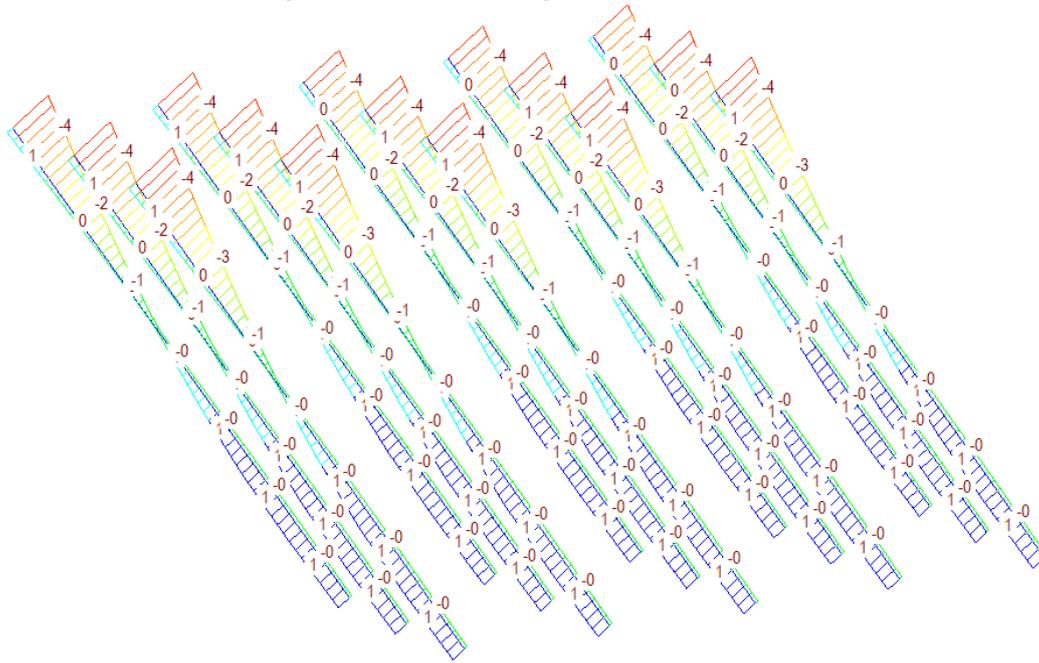
MOMENTOS FLETORES

(Serão apresentados apenas os resultados dos 7 primeiros metros das estacas do bloco do apoio 8, para facilitar a visualização, mas os esforços de todas as estacas foram colocados no gráfico de dimensionamento abaixo.)

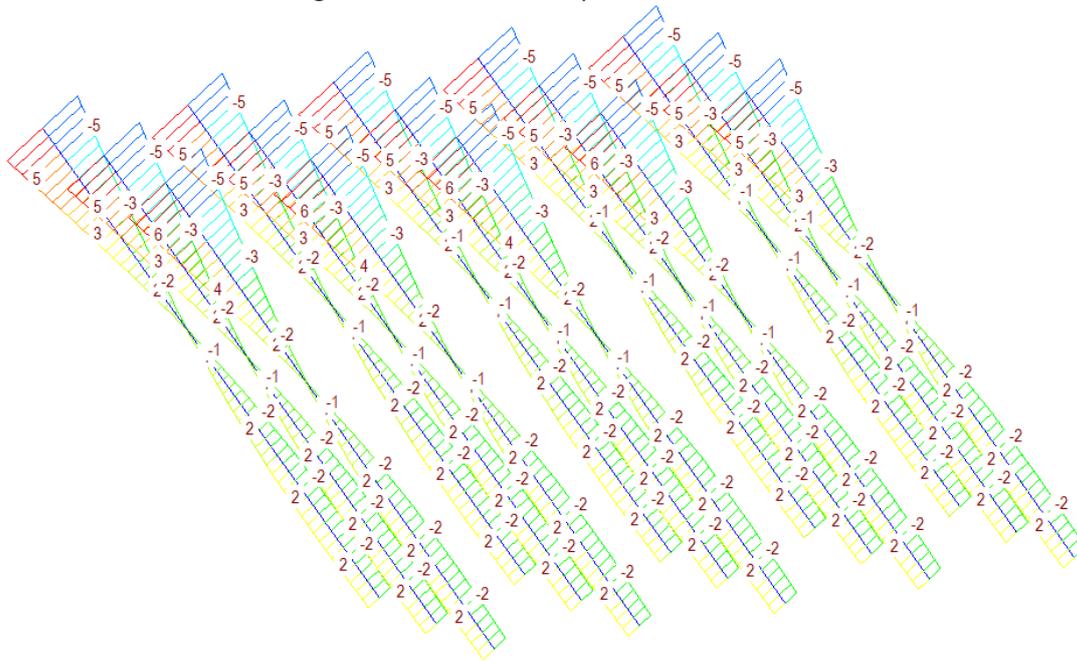
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



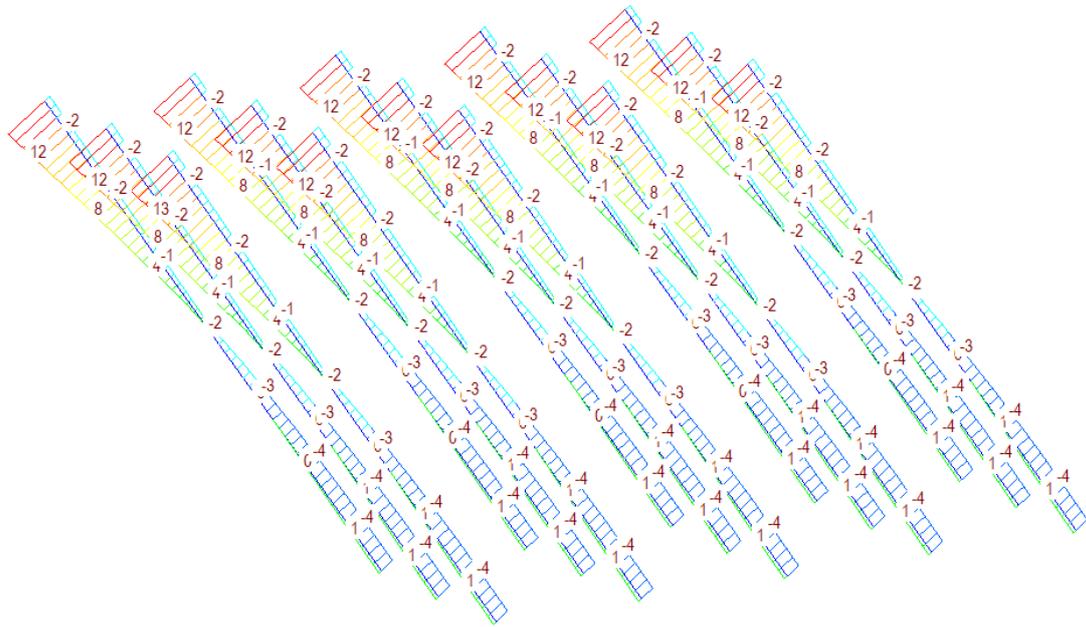
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



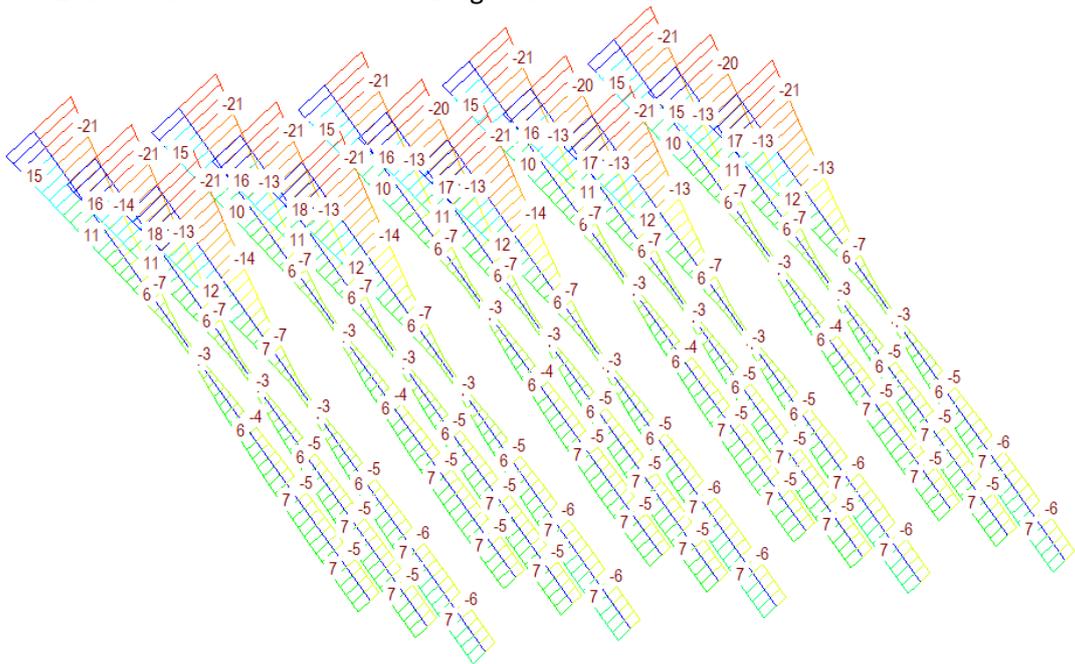
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



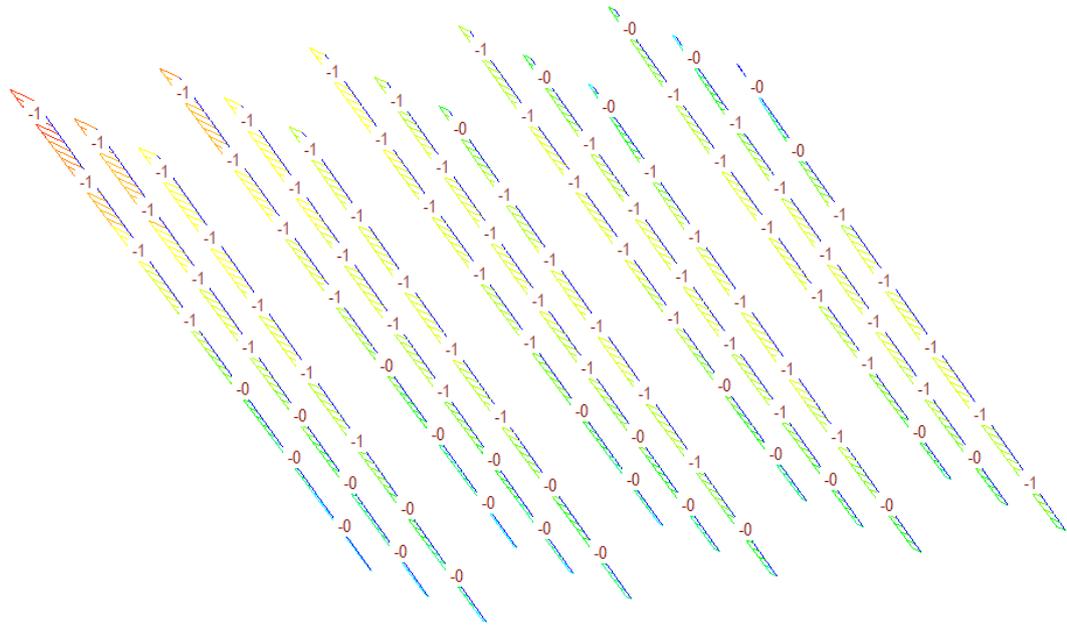
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



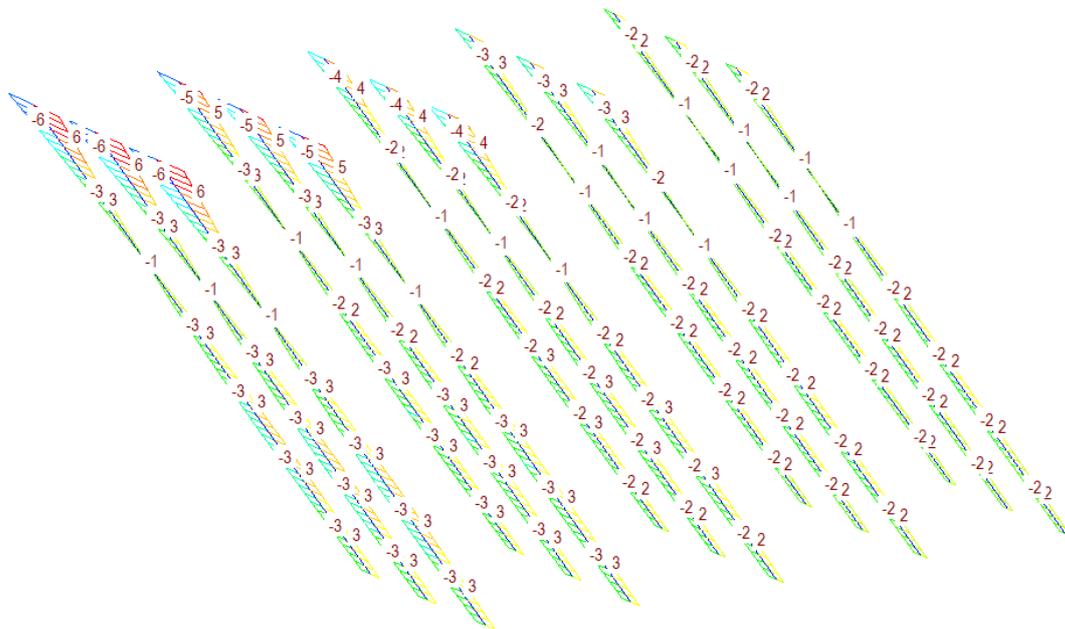
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



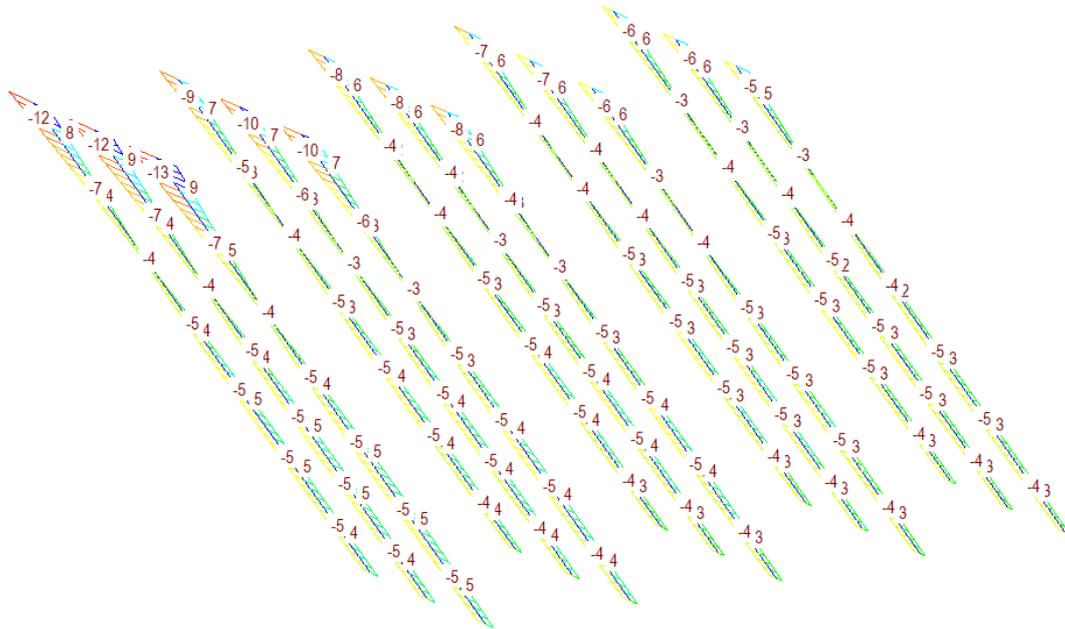
Momento Fletor Transversal devido ao carregamento móvel



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento



Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo



8.2 ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

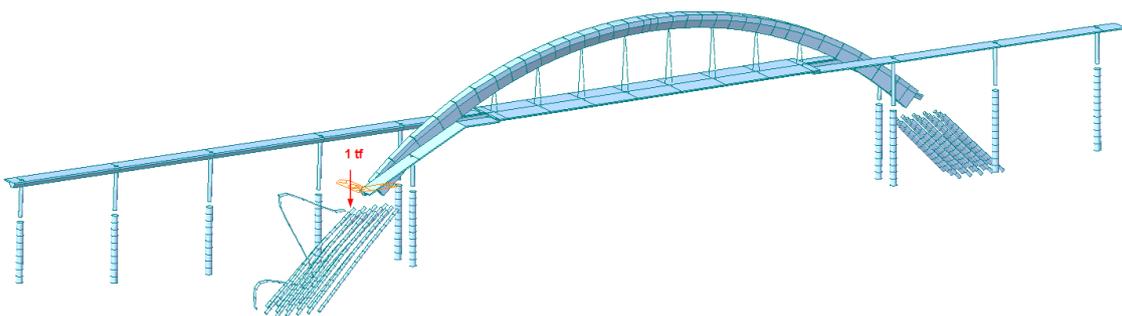
Os esforços devidos a não linearidade geométrica e física serão determinados através do método simplificado da norma NBR 6118: Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O comprimento de flambagem será determinado pela análise da carga crítica de flambagem com o auxílio do programa Midas.

Esta carga crítica será determinada para a verificação do λ da estrutura.

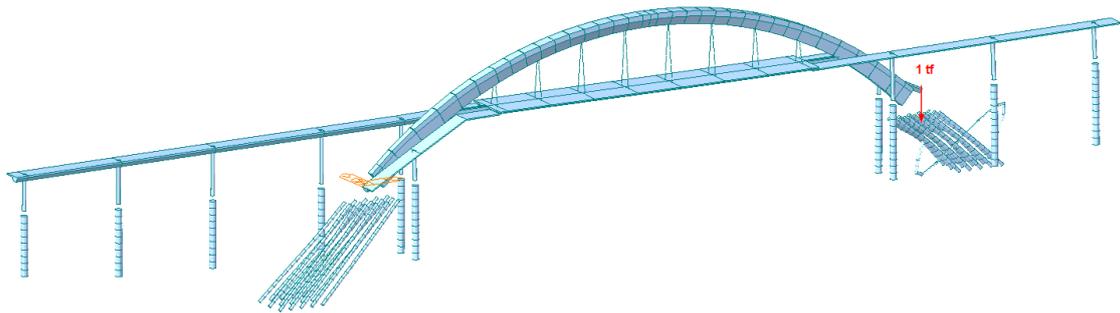
A carga é acrescida até a perda da estabilidade.

Apoio 5



	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	8758.040819	2.2604e-020

Apoio 8



	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	17690.892775	2.9824e-023

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem utilizaremos o método com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d, tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

onde:

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

	Apoio 1 e 10	Apoio 2 a 4, 9	Apoio 6, 7	Apoio 5 e 8	
P _{crítico} (tf)	5249	10041	13200	8758	- Carga Crítica de flambagem
d (m)	1	1	1	0.5	- diâmetro
Inércia (m ⁴)	0.049	0.049	0.049	0.003	- Inércia da seção de concreto
E (tf/m ²)	2400000	2400000	2400000	3000000	- módulo de elasticidade
Área seção	0.79	0.79	0.79	0.20	
raio giração	0.25	0.25	0.25	0.125	
Le flambagem (m)	14.88	10.76	9.39	3.22	- Compr. Flambagem: Le = (pi ² x E x Inércia / P _{crít}) ⁻¹
lâmbda	59.5	43.0	37.5	25.8	- esbeltez
excentric 2o (m)	0.111	0.058	0.044	0.010	- Excentricidade de 2a ordem: e2=Le ² /10 x 1/R onde (1/R = 0.005/h)

Adotaremos a favor da segurança em todas as barras um acréscimo de momento fletor conforme a tabela: $Me2 = Nd \times e2$

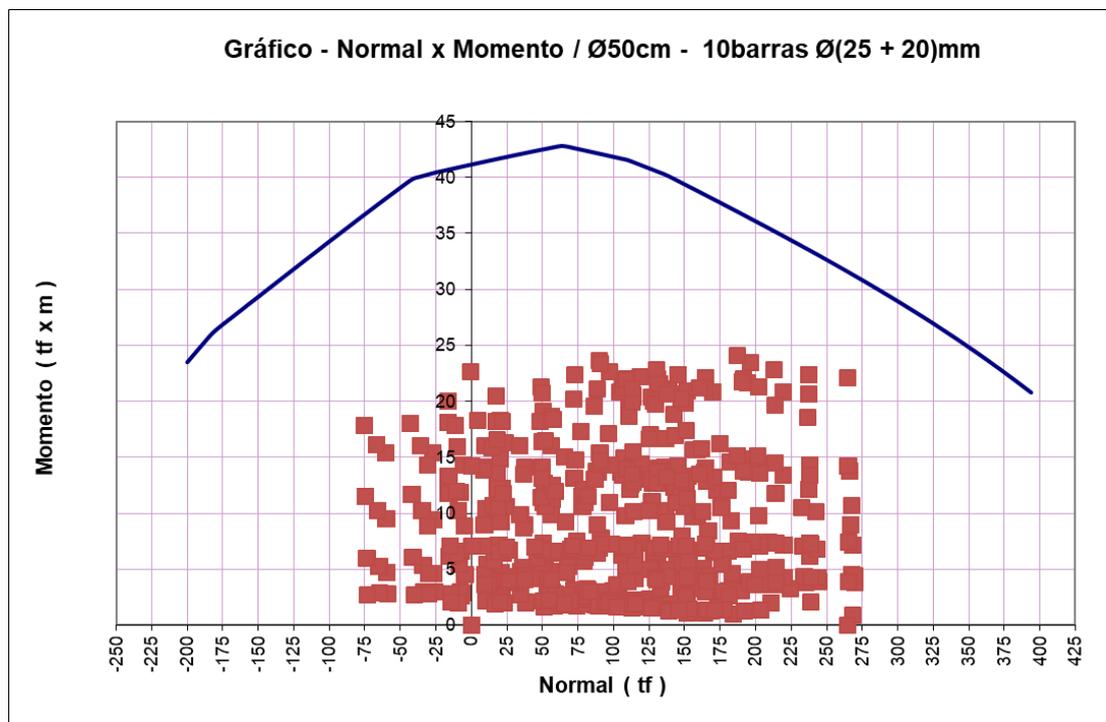
9 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DO ARCO

9.1 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Plotamos abaixo os esforços solicitantes de cálculo no gráfico de esforços resistentes obtido pelo programa de Lauro Modesto dos Santos, do livro Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto (programa FOC) temos:

Dados de entrada para o programa (kgf e cm) - Temos 10 ($\varnothing 20 + 25$)mm (4,1% da seção de concreto) – primeiros 4m das estacas:

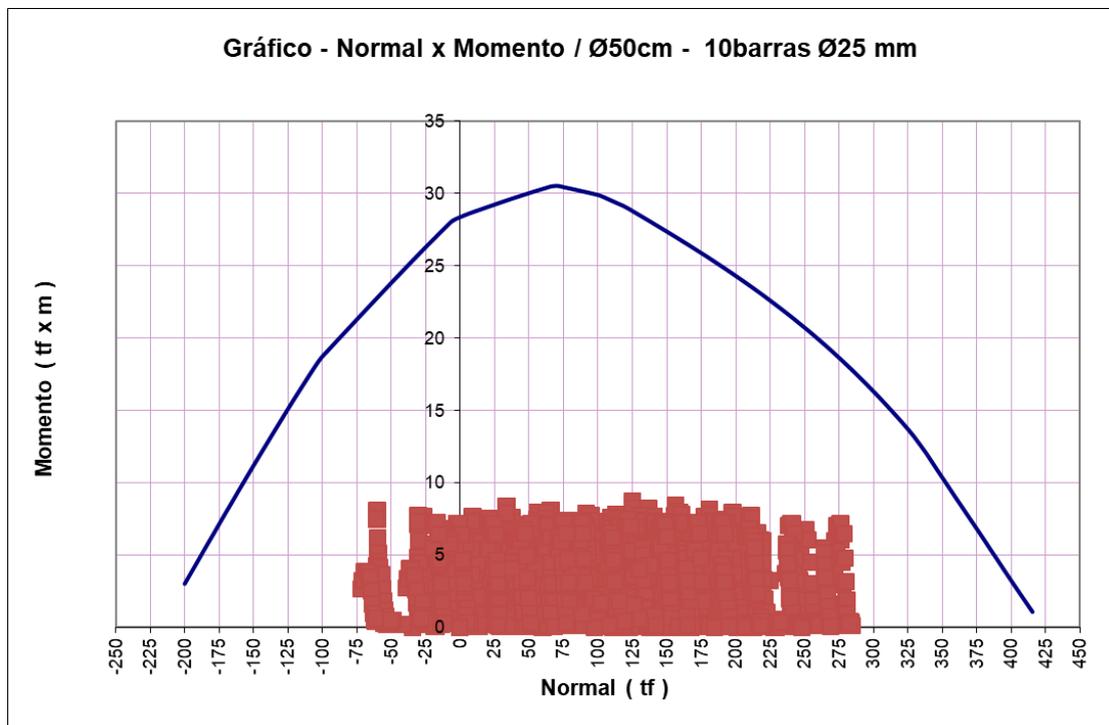
fck	200
gamac	1.6
fyk	5000
gamas	1.15
es	2 100 000
classe	A
diâmetro	50
dlinha	6.2
ntotal	10
asunit	8
força inicial	-200000
força final	540000
intervalo	4303



Como todos os esforços estão contidos internamente ao gráfico podemos concluir que as estacas estão verificadas.

Dados de entrada para o programa (kgf e cm) - Temos 10 Ø20mm (1,6% da seção de concreto)
 – seções restantes das estacas:

fck	200
gamac	1.6
fyk	5000
gamas	1.15
es	2 100 000
classe	A
diâmetro	50
dlinha	8
ntotal	10
asunit	5
força inicial	-200000
força final	540000
intervalo	4303



Como todos os esforços estão contidos internamente ao gráfico podemos concluir que as estacas estão verificadas.

10 DIMENSIONAMENTO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS

Apoio 1:

Capacidade de Carga de Estacas Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SP-09	Tipo de Estaca: Escavada com Lama	Valores de K, α e β	
Cota: 744.755 m	Carga Prevista: 100 tf	Material	K
Tipo da estaca: Escavada com Lama		areia	40
SOLO		silte arenoso	25
Ø estaca = 100.0 cm		silte argiloso	20
Perímetro = 314.2 cm		argila	12
Área da ponta = 7854.0 cm ²			
ROCHA	Coefficiente para Rocha	Estacas Escavadas	
Ø estaca = 100.0 cm	Atrito Lat. = 4.0 kgf/cm ²	item 7.1.2 da NBR-6122:	
Perímetro = 314.2 cm	Ponta = 30.0 kgf/cm ²	b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
Área da ponta = 7854.0 cm ²		c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	fs (tf/m ²)	Qs (tf)	Σ Qs (tf)	Qp (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									744.8
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	21.4	24.2	743.8
2	argila arenosa	8	12	0.85	0.90	3.7	10.4	13.2	24.0	37.2	742.8
3	argila arenosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	17.0	26.7	43.7	741.8
4	areia	1	40	0.50	0.60	1.3	2.5	19.5	36.7	56.1	740.8
5	areia	5	40	0.50	0.60	2.7	5.0	24.5	62.8	87.3	739.8
6	argila arenosa	6	12	0.85	0.90	3.0	8.5	33.0	58.7	91.7	738.8
7	argila arenosa	11	12	0.85	0.90	4.7	13.2	46.2	104.1	150.3	737.8
8	argila arenosa	22	12	0.85	0.90	8.3	23.6	69.7	146.9	216.6	736.8
9	argila arenosa	22	12	0.85	0.90	8.3	23.6	93.3	184.3	277.6	735.8
10	argila arenosa	25	12	0.85	0.90	9.3	26.4	119.7	208.3	328.0	734.8
11	argila arenosa	31	12	0.85	0.90	11.3	32.0	151.7	224.3	376.0	733.8
12	argila arenosa	28	12	0.85	0.90	10.3	29.2	181.0	251.0	432.0	732.8
13	argila arenosa	35	12	0.85	0.90	12.7	35.8	216.8	301.7	518.5	731.8
14	argila arenosa	50	12	0.85	0.90	17.7	50.0	266.7	325.8	592.5	730.8
15	argila arenosa	37	12	0.85	0.90	13.3	37.7	304.4	307.1	611.5	729.8
16	argila arenosa	28	12	0.85	0.90	10.3	29.2	333.6	240.3	574.0	728.8
17	argila arenosa	25	12	0.85	0.90	9.3	26.4	360.0	240.3	600.4	727.8
18	argila arenosa	37	12	0.85	0.90	13.3	37.7	397.7	301.7	699.5	726.8
19	argila siltosa	51	12	0.85	0.90	18.0	50.9	448.6	355.2	803.8	725.8
20	argila siltosa	45	12	0.85	0.90	16.0	45.2	493.9	355.2	849.0	724.8
21	argila siltosa	37	12	0.85	0.90	13.3	37.7	531.6	317.8	849.3	723.8
22	argila siltosa	37	12	0.85	0.90	13.3	37.7	569.3	315.1	884.4	722.8
23	argila siltosa	44	12	0.85	0.90	15.7	44.3	613.6	376.5	990.1	721.8
24	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	672.9	437.9	1110.9	720.8
25	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	732.3	480.7	1213.0	719.8

+ 0,0 m

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: **SP-08**

Tipo de Estaca: **Escavada com Lama**

Cota: **744.027** m

Carga Prevista: **150** tf

Valores de K, α e β

Tipo da estaca: Escavada com Lama

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
c) ΣQ_s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	fs (tf/m ²)	Qs (tf)	ΣQ_s (tf)	Qp (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									744.0
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	2.7	5.5	743.0
2	argila arenosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	6.6	5.3	11.9	742.0
3	argila arenosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	10.4	10.7	21.0	741.0
4	areia argilosa	2	40	0.50	0.60	1.7	3.1	13.5	78.5	92.0	740.0
5	argila arenosa	12	12	0.85	0.90	5.0	14.1	27.6	85.5	113.1	739.0
6	argila arenosa	18	12	0.85	0.90	7.0	19.8	47.4	114.8	162.3	738.0
7	argila arenosa	13	12	0.85	0.90	5.3	15.1	62.5	120.2	182.7	737.0
8	argila arenosa	14	12	0.85	0.90	5.7	16.0	78.5	125.5	204.0	736.0
9	argila arenosa	20	12	0.85	0.90	7.7	21.7	100.2	149.5	249.8	735.0
10	argila arenosa	22	12	0.85	0.90	8.3	23.6	123.8	186.9	310.7	734.0
11	argila arenosa	28	12	0.85	0.90	10.3	29.2	153.0	229.7	382.6	733.0
12	argila arenosa	36	12	0.85	0.90	13.0	36.8	189.8	259.0	448.8	732.0
13	argila arenosa	33	12	0.85	0.90	12.0	33.9	223.7	264.4	488.0	731.0
14	areia argilosa	30	40	0.50	0.60	11.0	20.7	244.4	539.3	783.7	730.0
15	areia argilosa	40	40	0.50	0.60	14.3	27.0	271.4	602.1	873.6	729.0
16	areia argilosa	45	40	0.50	0.60	16.0	30.2	301.6	549.8	851.4	728.0
17	argila arenosa	20	12	0.85	0.90	7.7	21.7	323.3	251.0	574.3	727.0
18	argila siltosa	29	12	0.85	0.90	10.7	30.2	353.4	251.0	604.4	726.0
19	argila siltosa	45	12	0.85	0.90	16.0	45.2	398.7	299.1	697.7	725.0
20	argila siltosa	38	12	0.85	0.90	13.7	38.6	437.3	352.5	789.8	724.0
21	argila siltosa	49	12	0.85	0.90	17.3	49.0	486.3	352.5	838.8	723.0
22	argila siltosa	45	12	0.85	0.90	16.0	45.2	531.6	411.2	942.8	722.0
23	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	590.9	440.6	1031.5	721.0
24	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	650.3	480.7	1131.0	720.0

+ 0,1 m

Apoio 4:

Sondagem: **SP-07**

Cota: **743.921** m

Tipo de Estaca: **Escavada com Lama**

Carga Prevista: **150** tf

Valores de K, α e β

Tipo da estaca: **Escavada com Lama**

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	f _s (tf/m ²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									743.9
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	2.7	5.5	742.9
2	argila arenosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	6.6	13.4	19.9	741.9
3	areia	4	40	0.50	0.60	2.3	4.4	11.0	36.7	47.6	740.9
4	argila arenosa	2	12	0.85	0.90	1.7	4.7	15.7	34.7	50.4	739.9
5	areia	7	40	0.50	0.60	3.3	6.3	22.0	136.1	158.1	738.9
6	argila siltosa	17	12	0.85	0.90	6.7	18.8	40.8	112.2	153.0	737.9
7	argila siltosa	18	12	0.85	0.90	7.0	19.8	60.6	157.6	218.2	736.9
8	argila siltosa	24	12	0.85	0.90	9.0	25.4	86.1	173.6	259.7	735.9
9	argila siltosa	23	12	0.85	0.90	8.7	24.5	110.6	202.9	313.5	734.9
10	argila siltosa	29	12	0.85	0.90	10.7	30.2	140.7	216.3	357.0	733.9
11	areia argilosa	29	40	0.50	0.60	10.7	20.1	160.8	466.0	626.9	732.9
12	argila arenosa	31	12	0.85	0.90	11.3	32.0	192.9	248.3	441.2	731.9
13	argila arenosa	33	12	0.85	0.90	12.0	33.9	226.8	280.4	507.2	730.9
14	argila arenosa	41	12	0.85	0.90	14.7	41.5	268.3	357.8	626.1	729.9
15	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	327.7	429.9	757.6	728.9
16	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	387.0	480.7	867.7	727.9
17	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	446.4	445.9	892.4	726.9
18	areia argilosa	47	40	0.50	0.60	16.7	31.4	477.8	738.3	1216.1	725.9
19	areia argilosa	34	40	0.50	0.60	12.3	23.2	501.1	591.7	1092.8	724.9
20	areia argilosa	32	40	0.50	0.60	11.7	22.0	523.1	528.8	1051.9	723.9
21	argila siltosa	35	12	0.85	0.90	12.7	35.8	558.9	285.7	844.6	722.9
22	argila siltosa	40	12	0.85	0.90	14.3	40.5	599.4	312.4	911.8	721.9
23	argila siltosa	42	12	0.85	0.90	15.0	42.4	641.8	355.2	997.0	720.9
24	argila siltosa	51	12	0.85	0.90	18.0	50.9	692.7	408.6	1101.3	719.9
25	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	752.1	444.6	1196.7	718.9

+ 0,1 m

Apoio 5:

Como as estacas raízes são inclinada a 45°, temos que o comprimento efetivo dela é 1,4x o comprimento. Na tabela abaixo foi adotado perímetro multiplicado por esse fator.

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SP-06	Tipo de Estaca: Escavada com Lama	Valores de K, α e β			
Cota: 743.781 m	Carga Prevista: 190 tf	Material	K	α	β
Tipo da estaca: Escavada com Lama		areia	40	0.50	0.60
SOLO		silte arenoso	25	0.60	0.75
Ø estaca = 50.0 cm		silte argiloso	20	0.60	0.75
Perímetro = 219.9 cm		argila	12	0.85	0.90
Área da ponta = 1963.5 cm ²					
ROCHA		Coefficiente para Rocha			
Ø estaca = 50.0 cm		Atrito Lat. = 4.0 kgf/cm ²			
Perímetro = 204.2 cm		Ponta = 30.0 kgf/cm ²			
Área da ponta = 2552.5 cm ²		Estacas Escavadas			
		item 7.1.2 da NBR-6122:			
		b) Q _{ult} > 2,0 x Carga Prevista			
		c) Σ Q _s > 0,8 x Carga Prevista			

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	f _s (tf/m ²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{ult} (tf)	Cota (m)	
0	argila arenosa	0									743.8	
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.0	2.0	0.0	2.0	742.8	
2	areia	0	40	0.50	0.60	1.0	1.3	3.3	0.0	3.3	741.8	
3	areia	0	40	0.50	0.60	1.0	1.3	4.6	11.8	16.4	740.8	
4	areia	9	40	0.50	0.60	4.0	5.3	9.9	27.5	37.4	739.8	
5	argila arenosa	12	12	0.85	0.90	5.0	9.9	19.8	26.0	45.8	738.8	
6	argila arenosa	18	12	0.85	0.90	7.0	13.9	33.6	34.0	67.7	737.8	
7	argila arenosa	21	12	0.85	0.90	8.0	15.8	49.5	44.1	93.5	736.8	
8	argila arenosa	27	12	0.85	0.90	10.0	19.8	69.3	48.1	117.3	735.8	
9	argila arenosa	24	12	0.85	0.90	9.0	17.8	87.1	53.4	140.5	734.8	
10	argila arenosa	29	12	0.85	0.90	10.7	21.1	108.2	51.4	159.6	733.8	
11	argila arenosa	24	12	0.85	0.90	9.0	17.8	126.0	57.4	183.4	732.8	
12	argila arenosa	33	12	0.85	0.90	12.0	23.8	149.8	68.8	218.5	731.8	
13	areia argilosa	46	40	0.50	0.60	16.3	21.6	171.3	182.0	353.3	730.8	+ 0,1 m
14	areia argilosa	60	40	0.50	0.60	21.0	27.7	199.0	189.8	388.8	729.8	
15	areia argilosa	39	40	0.50	0.60	14.0	18.5	217.5	191.1	408.6	728.8	+ -0,2 m
16	argila siltosa	47	12	0.85	0.90	16.7	33.0	250.5	81.4	331.9	727.8	
17	areia	36	40	0.50	0.60	13.0	17.2	267.6	167.6	435.2	726.8	
18	areia	45	40	0.50	0.60	16.0	21.1	288.7	150.5	439.3	725.8	
19	areia	34	40	0.50	0.60	12.3	16.3	305.0	151.8	456.9	724.8	
20	areia	37	40	0.50	0.60	13.3	17.6	322.6	140.1	462.7	723.8	
21	areia	36	40	0.50	0.60	13.0	17.2	339.8	149.2	489.0	722.8	
22	argila siltosa	41	12	0.85	0.90	14.7	29.0	368.8	80.1	448.9	721.8	
23	argila siltosa	43	12	0.85	0.90	15.3	30.3	399.1	90.8	489.9	720.8	
24	argila siltosa	52	12	0.85	0.90	18.3	36.3	435.4	103.5	538.9	719.8	
25	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	41.6	477.0	109.5	586.5	718.8	

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SP-06

Cota: 743.781 m

Tipo de Estaca: Escavada com Lama

Carga Prevista: 170 tf

Valores de K, α e β

Tipo da estaca: Escavada com Lama

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	fs (tf/m ²)	Qs (tf)	Σ Qs (tf)	Qp (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									743.8
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	5.3	8.2	742.8
2	areia	2	40	0.50	0.60	1.7	3.1	6.0	36.7	42.6	741.8
3	areia	5	40	0.50	0.60	2.7	5.0	11.0	83.8	94.8	740.8
4	areia	9	40	0.50	0.60	4.0	7.5	18.5	136.1	154.7	739.8
5	argila arenosa	12	12	0.85	0.90	5.0	14.1	32.7	104.1	136.8	738.8
6	argila arenosa	18	12	0.85	0.90	7.0	19.8	52.5	136.2	188.7	737.8
7	argila arenosa	21	12	0.85	0.90	8.0	22.6	75.1	176.2	251.3	736.8
8	argila arenosa	27	12	0.85	0.90	10.0	28.3	103.4	192.3	295.6	735.8
9	argila arenosa	24	12	0.85	0.90	9.0	25.4	128.8	213.6	342.4	734.8
10	argila arenosa	29	12	0.85	0.90	10.7	30.2	159.0	205.6	364.6	733.8
11	argila arenosa	24	12	0.85	0.90	9.0	25.4	184.4	229.7	414.1	732.8
12	argila arenosa	33	12	0.85	0.90	12.0	33.9	218.3	275.0	493.4	731.8
13	areia argilosa	46	40	0.50	0.60	16.3	30.8	249.1	727.8	976.9	730.8
14	areia argilosa	60	40	0.50	0.60	21.0	39.6	288.7	759.2	1047.9	729.8
15	areia argilosa	39	40	0.50	0.60	14.0	26.4	315.1	764.5	1079.6	728.8
16	argila siltosa	47	12	0.85	0.90	16.7	47.1	362.2	325.8	688.0	727.8
17	areia	36	40	0.50	0.60	13.0	24.5	386.7	670.2	1056.9	726.8
18	areia	45	40	0.50	0.60	16.0	30.2	416.9	602.1	1019.0	725.8
19	areia	34	40	0.50	0.60	12.3	23.2	440.1	607.4	1047.5	724.8
20	areia	37	40	0.50	0.60	13.3	25.1	465.3	560.3	1025.5	723.8
21	areia	36	40	0.50	0.60	13.0	24.5	489.8	596.9	1086.7	722.8
22	argila siltosa	41	12	0.85	0.90	14.7	41.5	531.2	320.4	851.7	721.8
23	argila siltosa	43	12	0.85	0.90	15.3	43.4	574.6	363.2	937.8	720.8
24	argila siltosa	52	12	0.85	0.90	18.3	51.8	626.4	413.9	1040.3	719.8
25	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	685.8	437.9	1123.7	718.8
26	argila siltosa	52	12	0.85	0.90	18.3	51.8	737.6	392.5	1130.2	717.8
27	areia	35	40	0.50	0.60	12.7	23.9	761.5	670.2	1431.7	716.8
28	areia	41	40	0.50	0.60	14.7	27.6	789.2	586.4	1375.6	715.8

+ 0,1 m

Apoio 7:

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: **SM-03**

Cota: **744.754** m

Tipo de Estaca: **Escavada com Lama**

Carga Prevista: **150** tf

Valores de K, α e β

Tipo da estaca: **Escavada com Lama**

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{ult} > 2,0 × Carga Prevista	
c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	f _s (tf/m ²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{ult} (tf)	Cota (m)
0	argila siltosa	0									744.8
1	argila siltosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	37.4	40.2	743.8
2	argila siltosa	14	12	0.85	0.90	5.7	16.0	18.8	37.4	56.2	742.8
3	argila siltosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	21.7	40.1	61.7	741.8
4	areia siltosa	1	40	0.50	0.60	1.3	2.5	24.2	20.9	45.1	740.8
5	argila siltosa	3	12	0.85	0.90	2.0	5.7	29.8	24.0	53.9	739.8
6	areia argilosa	5	40	0.50	0.60	2.7	5.0	34.9	130.9	165.8	738.8
7	areia argilosa	17	40	0.50	0.60	6.7	12.6	47.4	219.9	267.3	737.8
8	areia argilosa	20	40	0.50	0.60	7.7	14.5	61.9	350.8	412.7	736.8
9	areia	30	40	0.50	0.60	11.0	20.7	82.6	382.2	464.9	735.8
10	argila siltosa	23	12	0.85	0.90	8.7	24.5	107.1	211.0	318.1	734.8
11	argila siltosa	26	12	0.85	0.90	9.7	27.3	134.5	189.6	324.1	733.8
12	argila arenosa	22	12	0.85	0.90	8.3	23.6	158.0	208.3	366.3	732.8
13	argila arenosa	30	12	0.85	0.90	11.0	31.1	189.1	235.0	424.1	731.8
14	argila arenosa	36	12	0.85	0.90	13.0	36.8	225.9	323.1	549.0	730.8

+ -0,7 m

Apoio 8:

Como as estacas raízes são inclinada a 45º, temos que o comprimento efetivo dela é 1,4x o comprimento. Na tabela abaixo foi adotado perímetro multiplicado por esse fator.

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SM-03	Tipo de Estaca: Escavada com Lama	Valores de K, α e β			
Cota: 744.754 m	Carga Prevista: 190 tf	Material	K	α	β
Tipo da estaca: Escavada com Lama		areia	40	0.50	0.60
SOLO		silte arenoso	25	0.60	0.75
Ø estaca = 50.0 cm		silte argiloso	20	0.60	0.75
Perímetro = 219.9 cm		argila	12	0.85	0.90
Área da ponta = 1963.5 cm²					
ROCHA		Coefficiente para Rocha		Estacas Escavadas	
Ø estaca = 50.0 cm		Atrito Lat. = 4.0 kgf/cm²		item 7.1.2 da NBR-6122:	
Perímetro = 204.2 cm		Ponta = 30.0 kgf/cm²		b) Q _{ult} > 2,0 × Carga Prevista	
Área da ponta = 2552.5 cm²				c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m²)	α	β	f _s (tf/m²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{ult} (tf)	Cota (m)
0	argila siltosa	0									744.8
1	argila siltosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.0	2.0	0.0	2.0	743.8
2	argila siltosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.0	4.0	0.0	4.0	742.8
3	argila siltosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.0	5.9	0.7	6.6	741.8
4	areia siltosa	1	40	0.50	0.60	1.3	1.8	7.7	5.2	12.9	740.8
5	argila siltosa	3	12	0.85	0.90	2.0	4.0	11.7	6.0	17.7	739.8
6	areia argilosa	5	40	0.50	0.60	2.7	3.5	15.2	32.7	47.9	738.8
7	areia argilosa	17	40	0.50	0.60	6.7	8.8	24.0	55.0	78.9	737.8
8	areia argilosa	20	40	0.50	0.60	7.7	10.1	34.1	87.7	121.8	736.8
9	areia	30	40	0.50	0.60	11.0	14.5	48.6	95.6	144.2	735.8
10	argila siltosa	23	12	0.85	0.90	8.7	17.2	65.8	52.7	118.5	734.8
11	argila siltosa	26	12	0.85	0.90	9.7	19.1	84.9	47.4	132.3	733.8
12	argila arenosa	22	12	0.85	0.90	8.3	16.5	101.4	52.1	153.5	732.8
13	argila arenosa	30	12	0.85	0.90	11.0	21.8	123.2	58.7	181.9	731.8
14	argila arenosa	36	12	0.85	0.90	13.0	25.7	148.9	80.8	229.7	730.8
15	argila arenosa	55	12	0.85	0.90	19.3	38.3	187.1	100.8	288.0	729.8
16	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	41.6	228.7	116.8	345.5	728.8
17	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	41.6	270.3	104.8	375.1	727.8
18	argila arenosa	37	12	0.85	0.90	13.3	26.4	296.7	88.8	385.4	726.8
19	argila arenosa	36	12	0.85	0.90	13.0	25.7	322.4	76.8	399.2	725.8
20	argila arenosa	42	12	0.85	0.90	15.0	29.7	352.1	70.8	422.8	724.8
21	argila arenosa	28	12	0.85	0.90	10.3	20.5	372.5	66.8	439.3	723.8
22	argila arenosa	30	12	0.85	0.90	11.0	21.8	394.3	62.8	457.1	722.8
23	argila arenosa	36	12	0.85	0.90	13.0	25.7	420.0	84.1	504.1	721.8
24	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	41.6	461.6	104.1	565.7	720.8
25	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	41.6	503.2	110.8	614.0	719.8

+ 0,1 m

Apoio 9:

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SP-02

Tipo de Estaca: Escavada com Lama

Cota: 744.655 m

Carga Prevista: 150 tf

Valores de K, α e β

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	f _s (tf/m ²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									744.7
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	18.7	21.5	743.7
2	argila arenosa	7	12	0.85	0.90	3.3	9.4	12.3	21.4	33.6	742.7
3	argila siltosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	16.0	29.4	45.4	741.7
4	areia siltosa	3	40	0.50	0.60	2.0	3.8	19.8	36.7	56.4	740.7
5	argila siltosa	3	12	0.85	0.90	2.0	5.7	25.4	26.7	52.2	739.7
6	argila siltosa	4	12	0.85	0.90	2.3	6.6	32.0	29.4	61.4	738.7
7	areia siltosa	4	40	0.50	0.60	2.3	4.4	36.4	167.6	204.0	737.7
8	areia	24	40	0.50	0.60	9.0	17.0	53.4	183.3	236.7	736.7
9	argila siltosa	7	12	0.85	0.90	3.3	9.4	62.8	133.5	196.3	735.7
10	argila siltosa	19	12	0.85	0.90	7.3	20.7	83.6	130.8	214.4	734.7
11	argila siltosa	23	12	0.85	0.90	8.7	24.5	108.1	184.3	292.3	733.7
12	argila siltosa	27	12	0.85	0.90	10.0	28.3	136.3	227.0	363.3	732.7
13	areia siltosa	35	40	0.50	0.60	12.7	23.9	160.2	549.8	710.0	731.7
14	argila siltosa	43	12	0.85	0.90	15.3	43.4	203.6	341.8	545.4	730.7
15	argila siltosa	50	12	0.85	0.90	17.7	50.0	253.5	355.2	608.7	729.7
16	argila siltosa	40	12	0.85	0.90	14.3	40.5	294.1	341.8	635.9	728.7
17	argila siltosa	38	12	0.85	0.90	13.7	38.6	332.7	336.5	669.2	727.7
18	argila siltosa	48	12	0.85	0.90	17.0	48.1	380.8	349.8	730.6	726.7
19	argila siltosa	45	12	0.85	0.90	16.0	45.2	426.0	371.2	797.2	725.7
20	argila siltosa	46	12	0.85	0.90	16.3	46.2	472.2	373.8	846.0	724.7
21	argila siltosa	49	12	0.85	0.90	17.3	49.0	521.2	389.9	911.1	723.7
22	areia argilosa	51	40	0.50	0.60	18.0	33.9	555.1	837.8	1392.9	722.7
23	areia argilosa	60	40	0.50	0.60	21.0	39.6	594.7	895.4	1490.1	721.7
24	areia argilosa	60	40	0.50	0.60	21.0	39.6	634.3	942.5	1576.8	720.7

+,-0,1 m

Apoio 10:

Capacidade de Carga de Estacas
Método DECOURT-QUARESMA 1978/1995 (trecho em solo)

Sondagem: SP-01

Tipo de Estaca: Escavada com Lama

Cota: 744.81 m

Carga Prevista: 100 tf

Valores de K, α e β

SOLO	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Material	K	α	β
areia	40	0.50	0.60
silte arenoso	25	0.60	0.75
silte argiloso	20	0.60	0.75
argila	12	0.85	0.90

ROCHA	
Ø estaca =	100.0 cm
Perímetro =	314.2 cm
Área da ponta =	7854.0 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	4.0 kgf/cm ²
Ponta =	30.0 kgf/cm ²

Estacas Escavadas	
item 7.1.2 da NBR-6122:	
b) Q _{últ} > 2,0 × Carga Prevista	
c) Σ Q _s > 0,8 × Carga Prevista	

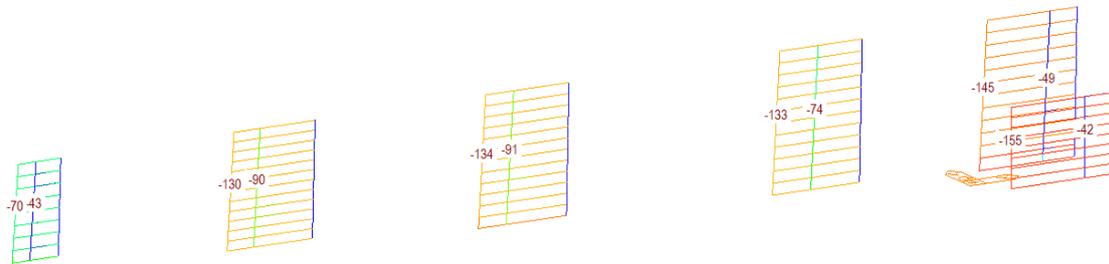
Prof. (m)	Material	N SPT	K (tf/m ²)	α	β	f _s (tf/m ²)	Q _s (tf)	Σ Q _s (tf)	Q _p (tf)	Q _{últ} (tf)	Cota (m)
0	argila arenosa	0									744.8
1	argila arenosa	0	12	0.85	0.90	1.0	2.8	2.8	16.0	18.8	743.8
2	argila arenosa	6	12	0.85	0.90	3.0	8.5	11.3	18.7	30.0	742.8
3	argila siltosa	1	12	0.85	0.90	1.3	3.8	15.1	26.7	41.8	741.8
4	argila siltosa	3	12	0.85	0.90	2.0	5.7	20.7	18.7	39.4	740.8
5	argila siltosa	3	12	0.85	0.90	2.0	5.7	26.4	26.7	53.1	739.8
6	argila siltosa	4	12	0.85	0.90	2.3	6.6	33.0	26.7	59.7	738.8
7	areia	3	40	0.50	0.60	2.0	3.8	36.8	47.1	83.9	737.8
8	areia	2	40	0.50	0.60	1.7	3.1	39.9	52.4	92.3	736.8
9	areia	5	40	0.50	0.60	2.7	5.0	44.9	89.0	133.9	735.8
10	areia	10	40	0.50	0.60	4.3	8.2	53.1	157.1	210.2	734.8
11	areia	15	40	0.50	0.60	6.0	11.3	64.4	256.6	321.0	733.8
12	areia	24	40	0.50	0.60	9.0	17.0	81.4	387.5	468.8	732.8
13	argila arenosa	35	12	0.85	0.90	12.7	35.8	117.2	237.7	354.8	731.8
14	areia argilosa	30	40	0.50	0.60	11.0	20.7	137.9	576.0	713.9	730.8
15	areia argilosa	45	40	0.50	0.60	16.0	30.2	168.1	633.6	801.6	729.8
16	argila siltosa	46	12	0.85	0.90	16.3	46.2	214.3	403.2	617.5	728.8
17	argila siltosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	273.6	405.9	679.5	727.8
18	argila siltosa	46	12	0.85	0.90	16.3	46.2	319.8	397.9	717.7	726.8
19	argila siltosa	43	12	0.85	0.90	15.3	43.4	363.2	331.1	694.3	725.8
20	argila siltosa	35	12	0.85	0.90	12.7	35.8	399.0	333.8	732.8	724.8
21	argila arenosa	47	12	0.85	0.90	16.7	47.1	446.1	379.2	825.3	723.8
22	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	505.5	445.9	951.4	722.8
23	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	564.9	480.7	1045.5	721.8
24	argila arenosa	60	12	0.85	0.90	21.0	59.4	624.2	480.7	1104.9	720.8

+ 0,0 m

11 ESFORÇOS OS PILARES DOS ACESSOS

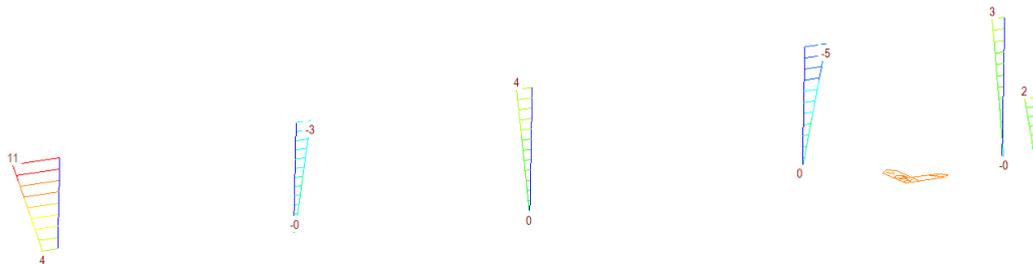
11.1 CARGA NORMAL

Esforço Normal de Cálculo

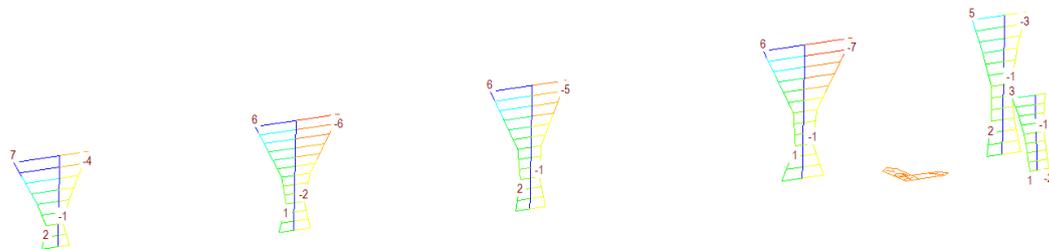


11.2 MOMENTOS FLETORES

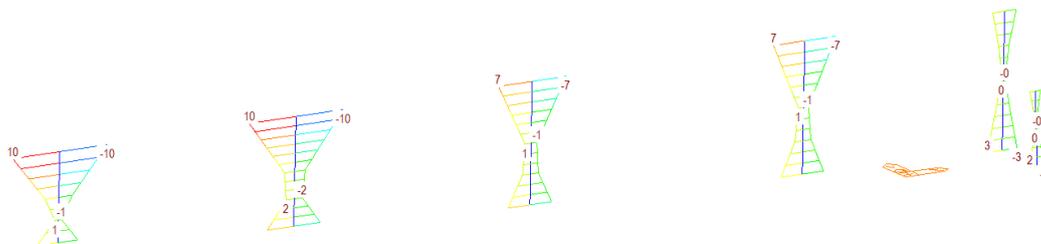
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



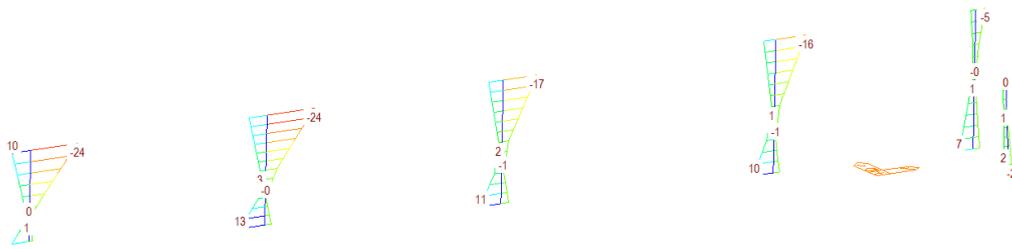
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



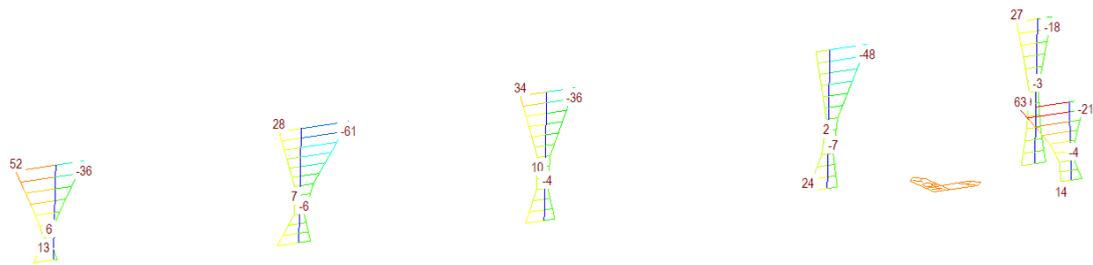
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



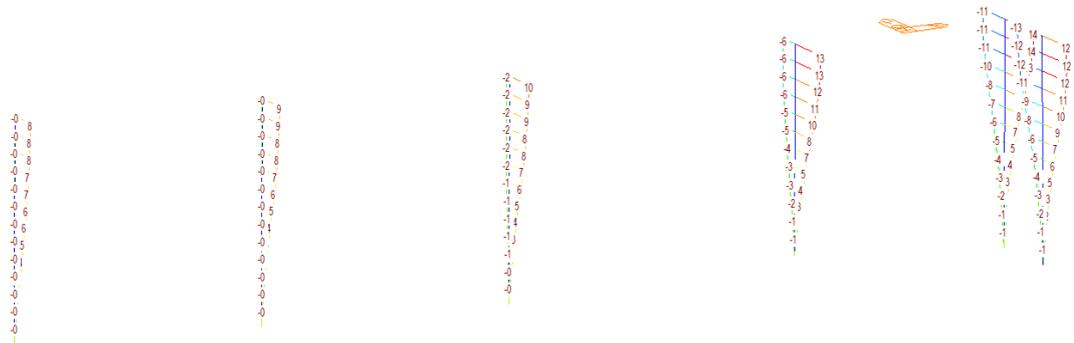
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



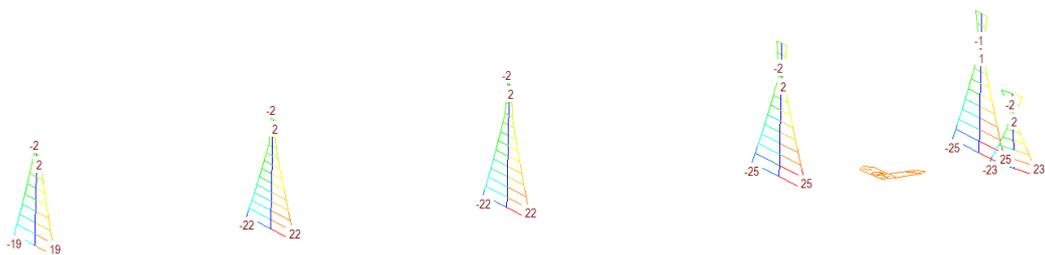
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo

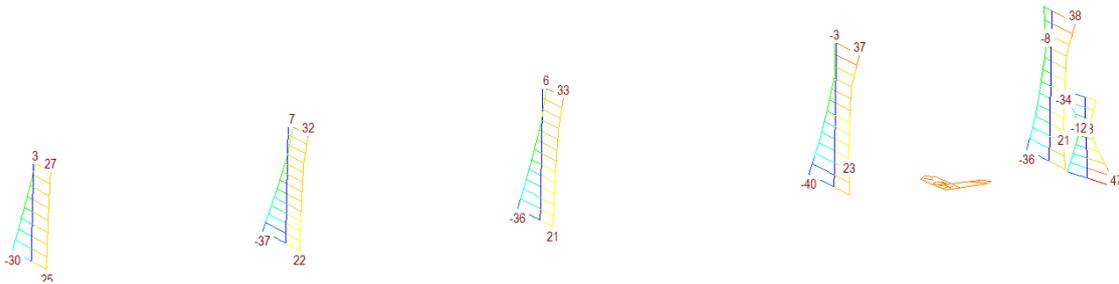


Momento Fletor Transversal devido ao carregamento móvel



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento





11.3 ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

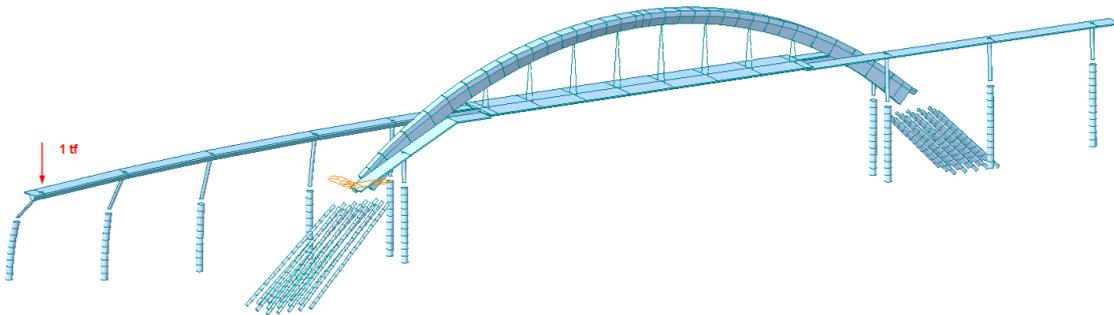
Os esforços devidos a não linearidade geométrica e física serão determinados através do método simplificado da norma NBR 6118: Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O comprimento de flambagem será determinado pela análise da carga crítica de flambagem com o auxílio do programa Midas.

Esta carga crítica será determinada para a verificação do λ da estrutura.

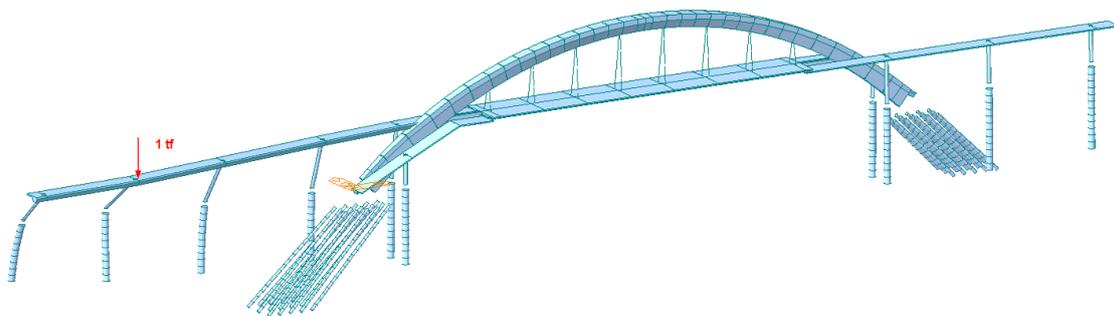
A carga é acrescida até a perda da estabilidade.

Apoio 1



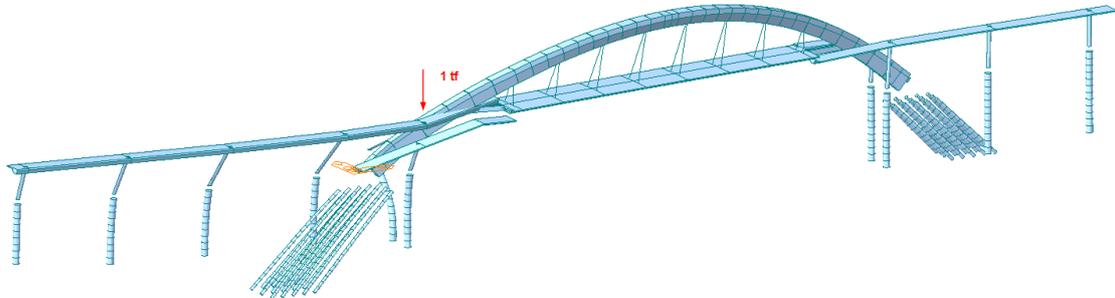
	Node	Mode	UX	UY
	B U C K			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	1747.977668	1.1514e-008

Apoio 2



	Node	Mode	UX	UY
	BUCK			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	2310.315161	5.6356e-008

Apoio 6



	Node	Mode	UX	UY
	BUCK			
		Mode	Eigenvalue	Tolerance
		1	4202.777893	2.1647e-007

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem utilizaremos o método com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d, \text{tot}} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

onde:

$$v = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,\text{min}}$$

	Apoio 1 e 10	Apoio 2 a 4, 9	Apoio 6, 7	
P _{crítico} (tf)	1748	2310	4202	- Carga Crítica de flambagem
b (m)	0.6	0.6	0.6	- diâmetro
h (m)				
Inércia (m ⁴)	0.006	0.006	0.006	- Inércia da seção de concreto
E (tf/m ²)	2400000	2400000	2400000	- módulo de elasticidade
Área seção	0.28	0.28	0.28	
raio giração	0.15	0.15	0.15	
Le flambagem (m)	9.28	8.08	5.99	- Compr. Flambagem: $Le = (\pi^2 \times E \times \text{Inércia} / P_{\text{crit}})^{-1}$
lâmbda	61.9	53.8	39.9	- esbeltez
excentric 2o (m)	0.072	0.054	0.030	- Excentricidade de 2a ordem: $e_2 = Le^2 / 10 \times 1/R$ onde $(1/R = 0.005/h)$

Adotaremos a favor da segurança em todas as barras dos pilares um acréscimo de momento fletor dado por “ $e_2 \times N_d$ ”.

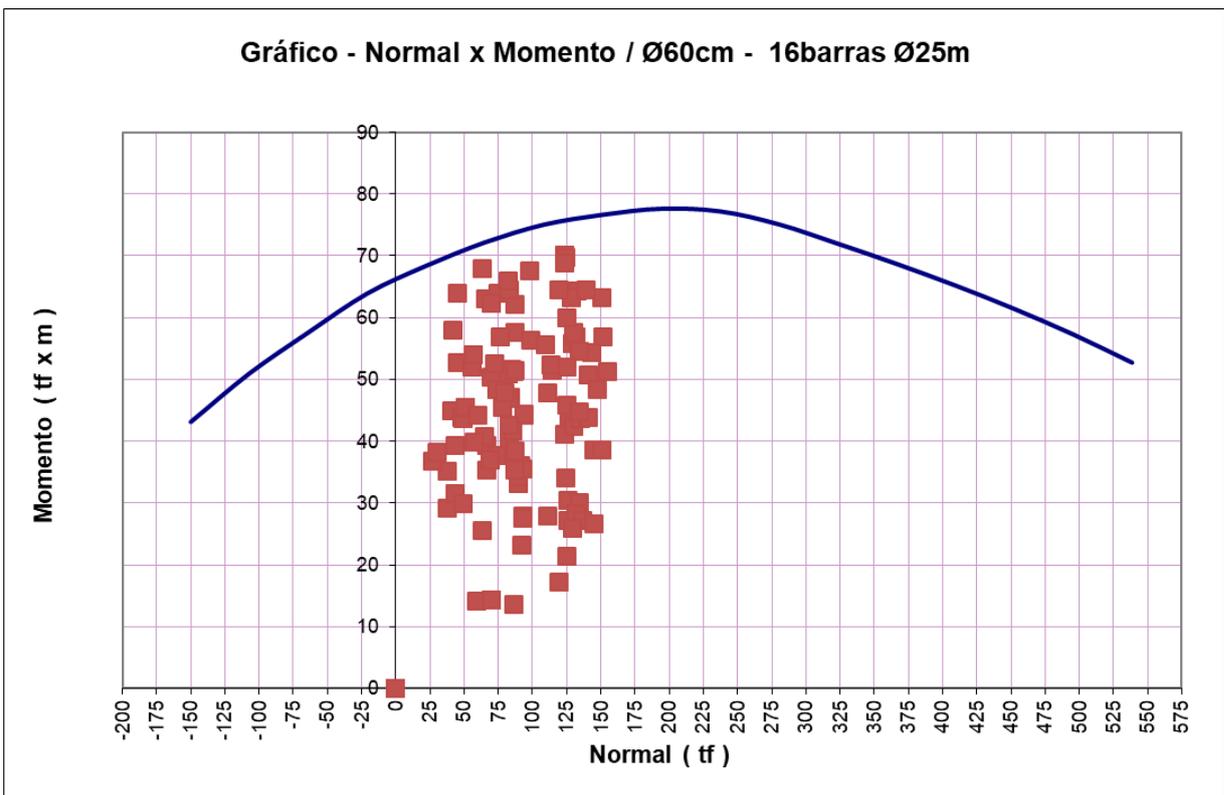
12 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS ACESSOS

12.1 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Plotamos abaixo os esforços solicitantes de cálculo no gráfico de esforços resistentes obtido pelo programa de Lauro Modesto dos Santos, do livro Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto (programa FOC) temos:

Dados de entrada para o programa (kgf e cm) - Temos 16Ø25mm (2,8% da seção de concreto)

fck	300
gamac	1.4
fyk	5000
gamas	1.15
es	2 100 000
classe	A
diâmetro	60
dlinha	7
ntotal	16
asunit	5
força inicial	-150000
força final	540000
intervalo	43034



Como todos os esforços estão contidos internamente ao gráfico podemos concluir que os pilares estão verificados.

13 ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

13.1 BLOCOS DOS APOIOS 5 E 8

A seguir apresentamos os esforços normais de cálculo nas estacas dos blocos. Estes resultados serão utilizados para o dimensionamento dos blocos:

-293	-234	Y G +	-174	-139	-133	-147	-133	-138	-191	-248	
-206	-148	+	-95	X	-211	-77	-118	-98	-90	-137	-192
-249	-188		-129	-101	-97		-186	-173	-183	-235	-288

Normal máxima de cálculo para blocos dos apoios 5 e 8 \Rightarrow Nd = 293 tf para a estaca do canto e 234 para a vizinha.

13.2 DIMENSIONAMENTO DE BLOCO – MÉTODO UTILIZADO E FÓRMULAS

Os blocos serão dimensionados utilizando o método das bielas e tirantes:

$$A_s = \frac{Nd}{(\tan(\text{alfa_vert}) \times f_{yd})}$$

$$A_{sx} = A_s \times \cos(\text{alfa_hor})$$

$$A_{sy} = A_s \times \text{sen}(\text{alfa_hor})$$

Verificação da biela de compressão

$$\sigma_{biela} = \frac{Nd / \text{sen}(\text{alfa_vert}^\circ)^2}{\pi \times d^2 / 4} < f_{cd}$$

13.3 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DOS APOIOS 5 E 8:

Pelos projetos, temos que, para a estaca do canto:

- alfa_vert = 44°
- alfa hor = 72°
- d = 50 cm

Assim, temos que, para a estaca do canto:

- $A_{sx} = 21 \text{ cm}^2$
- $A_{sy} = 65 \text{ cm}^2$
- $\sigma_{biela} = 210 \text{ tf/m}^2 < 214 \text{ tf/m}^2$

Pelos projetos, temos que, para a estaca vizinha à crítica:

- $\alpha_{\text{vert}} = 54^\circ$
- $\alpha_{\text{hor}} = 64^\circ$
- $d = 50 \text{ cm}$

Assim, temos que, para a estaca do canto:

- $A_{sx} = 17 \text{ cm}^2$
- $A_{sy} = 35 \text{ cm}^2$
- $\sigma_{\text{biela}} = 127 \text{ tf/m}^2 < 214 \text{ tf/m}^2$

Logo, somando os esforços na mesma direção a favor da segurança, temos para o bloco:

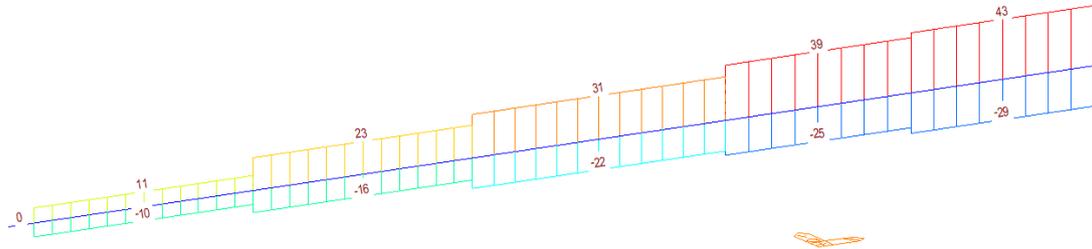
- $A_{sx} = 38 \text{ cm}^2$ (transversal ao bloco)
- $A_{sy} = 100 \text{ cm}^2$ (longitudinal ao bloco)

A armadura disposta no projeto atende ao solicitado.

14 ESFORÇOS NO TABULEIRO DO ACESSO (BLOCO E)

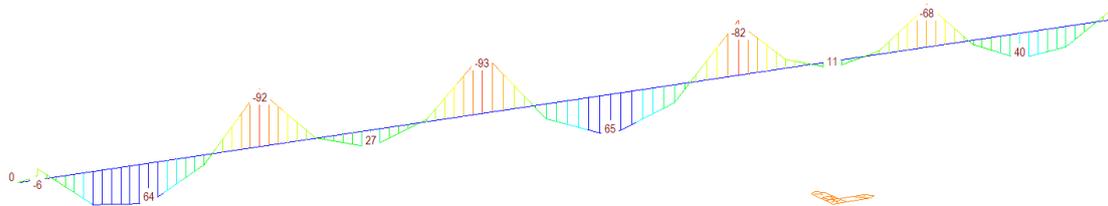
Foram apresentados abaixo os resultados apenas do trecho do bloco E, mas os resultados verificados correspondem a ambos os trechos.

14.1 ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO

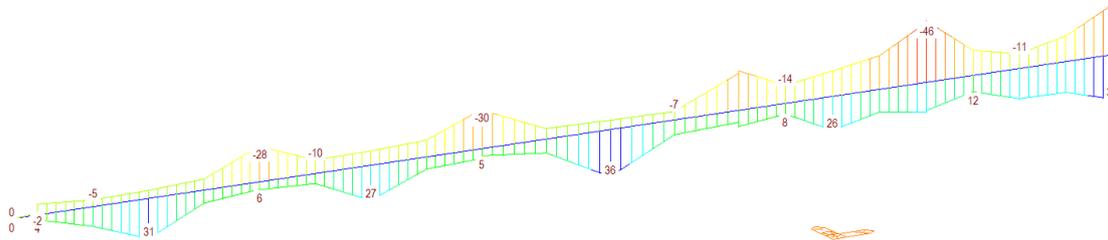


14.2 MOMENTOS FLETORES

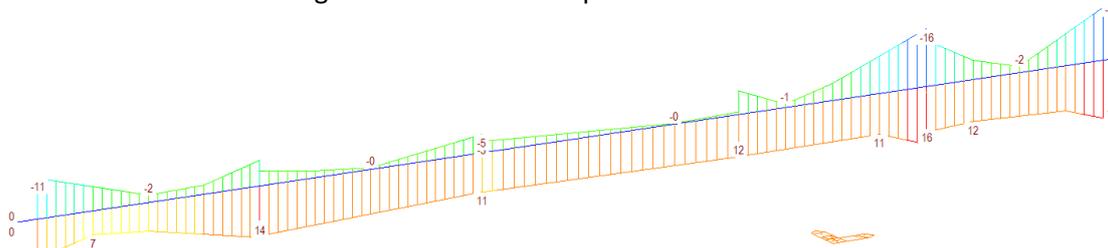
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



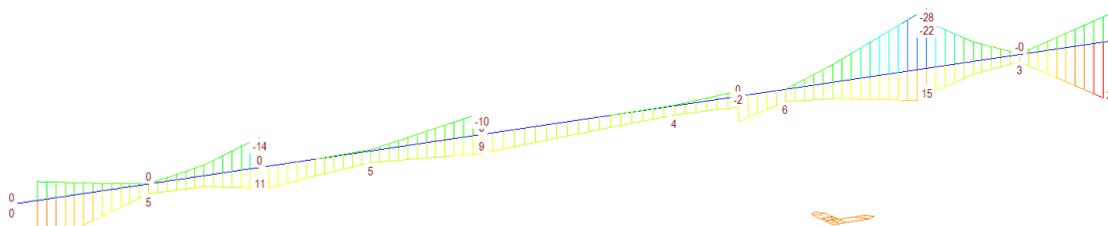
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



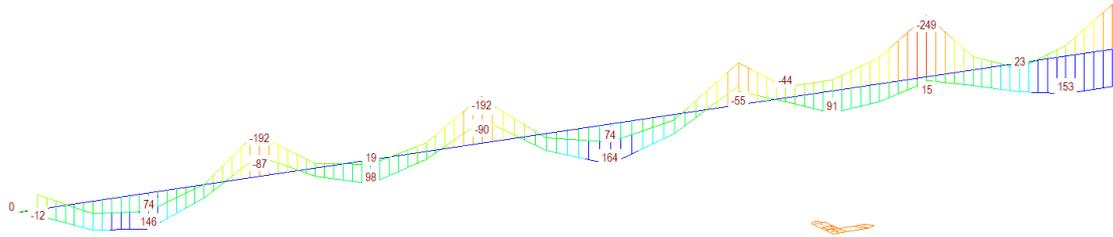
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



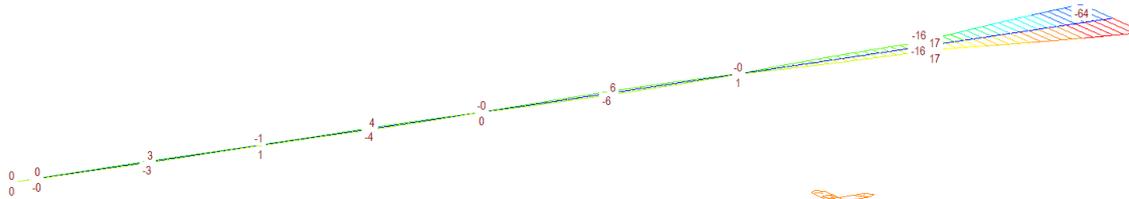
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



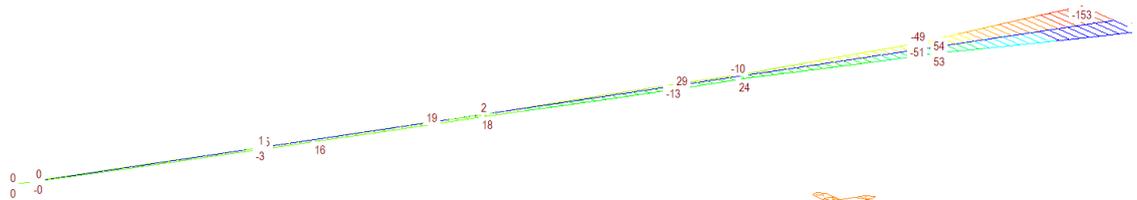
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento

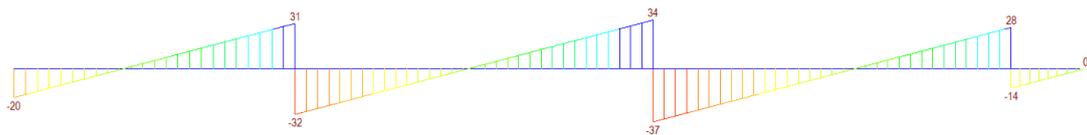


Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo

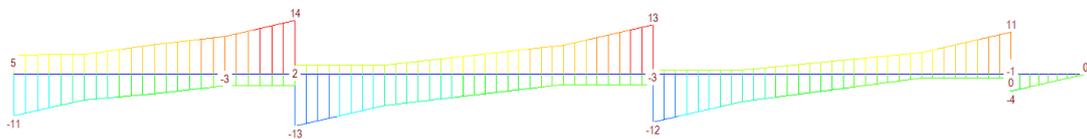


14.3 ESFORÇOS CORTANTES

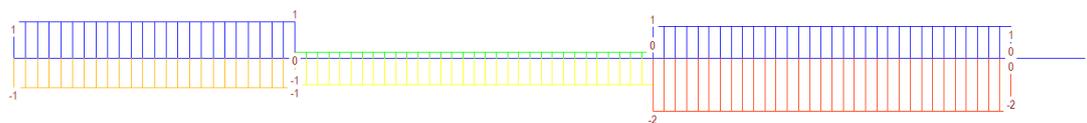
Esforço Cortante devido à carga permanente



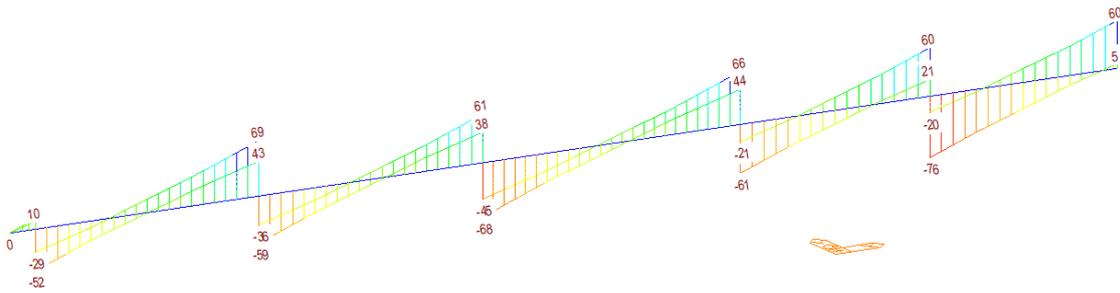
Esforço Cortante devido à carga móvel



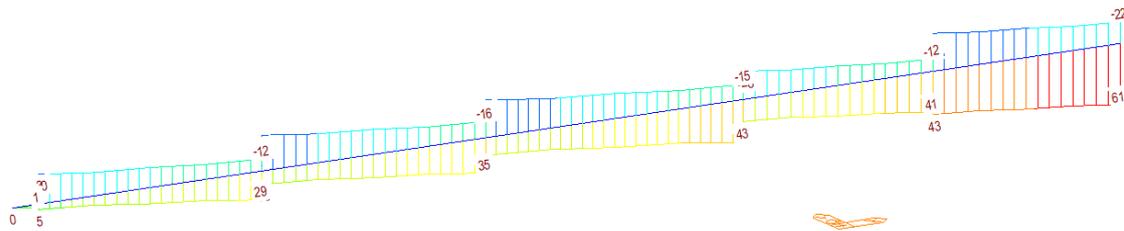
Esforço Cortante devido à Retração e Fluência



Envoltória do Esforço Cortante de Cálculo



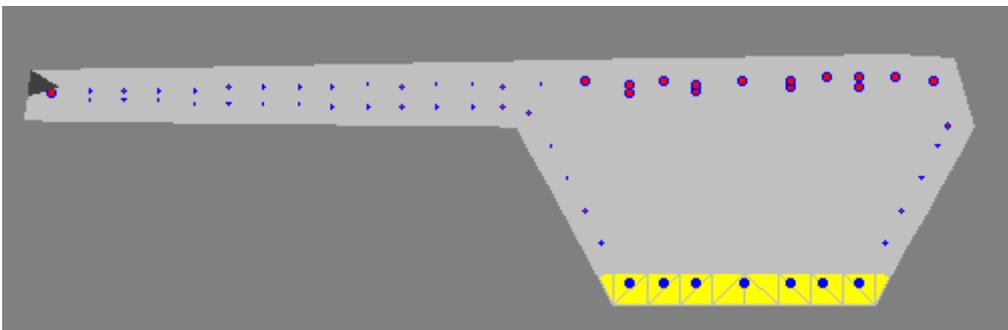
Esforço Torsor de Cálculo



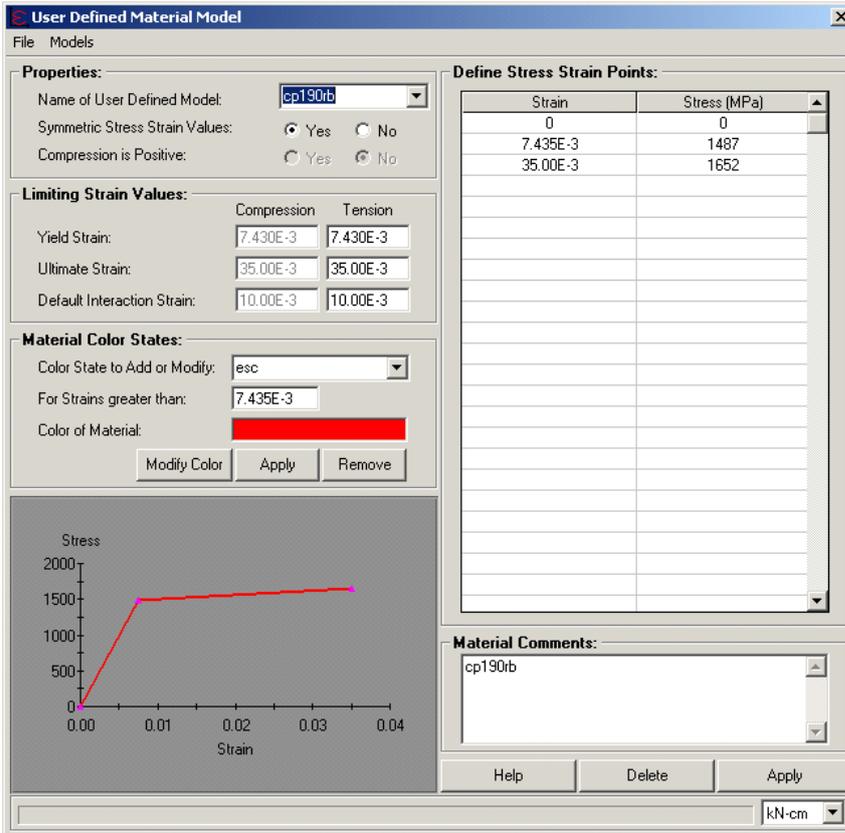
15 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ACESSO (BLOCO E)

15.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



The dialog box shows the configuration for a material model named 'cp190tb'. The 'Define Stress Strain Points' table is as follows:

Strain	Stress (MPa)
0	0
7.435E-3	1487
35.00E-3	1652

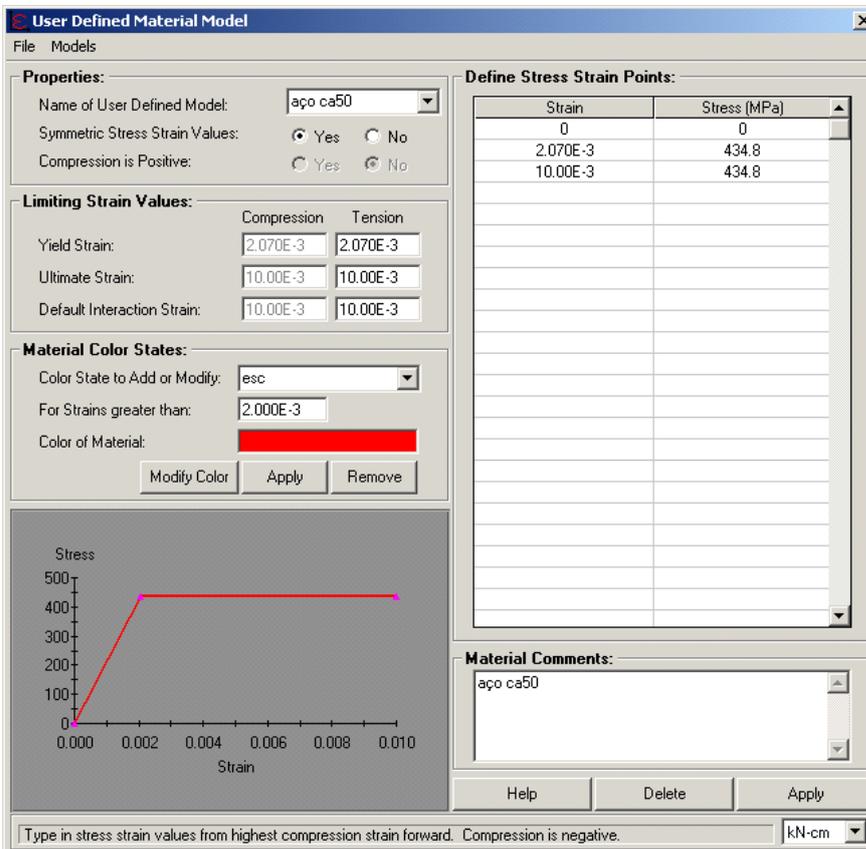
The 'Limiting Strain Values' section shows:

	Compression	Tension
Yield Strain:	7.430E-3	7.430E-3
Ultimate Strain:	35.00E-3	35.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

The 'Material Color States' section shows a color state named 'esc' for strains greater than 7.435E-3, with a red color swatch.

A stress-strain graph is shown in the bottom left, with Stress on the y-axis (0 to 2000) and Strain on the x-axis (0.00 to 0.04). The curve shows a linear elastic region up to approximately 1500 MPa at 0.01 strain, followed by a slight increase to 1652 MPa at 0.035 strain.

Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



The dialog box shows the configuration for a material model named 'aço ca50'. The 'Define Stress Strain Points' table is as follows:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

The 'Limiting Strain Values' section shows:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

The 'Material Color States' section shows a color state named 'esc' for strains greater than 2.000E-3, with a red color swatch.

A stress-strain graph is shown in the bottom left, with Stress on the y-axis (0 to 500) and Strain on the x-axis (0.000 to 0.010). The curve shows a linear elastic region up to 434.8 MPa at 0.002 strain, followed by a horizontal plateau at 434.8 MPa up to 0.010 strain.

Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

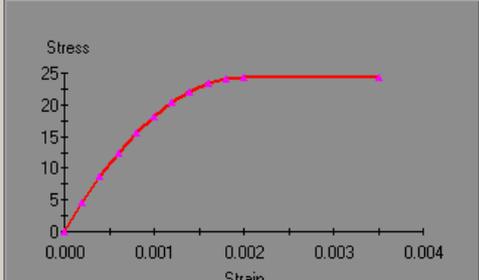
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

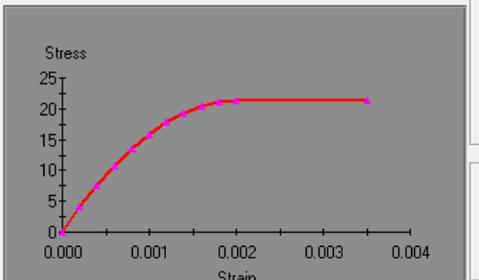
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

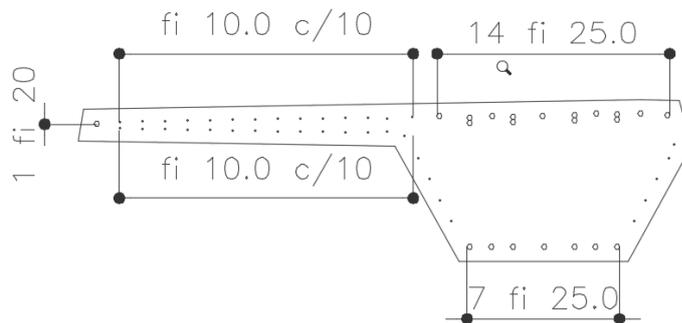
Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

Material Comments:
C35

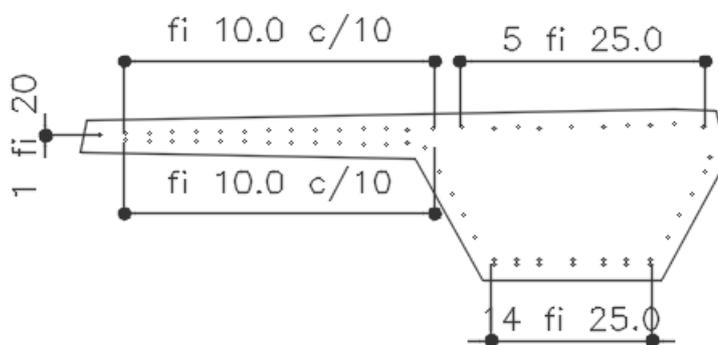


Seções analisadas e armadura:

Seção para verificação do momento negativo junto aos apoios:

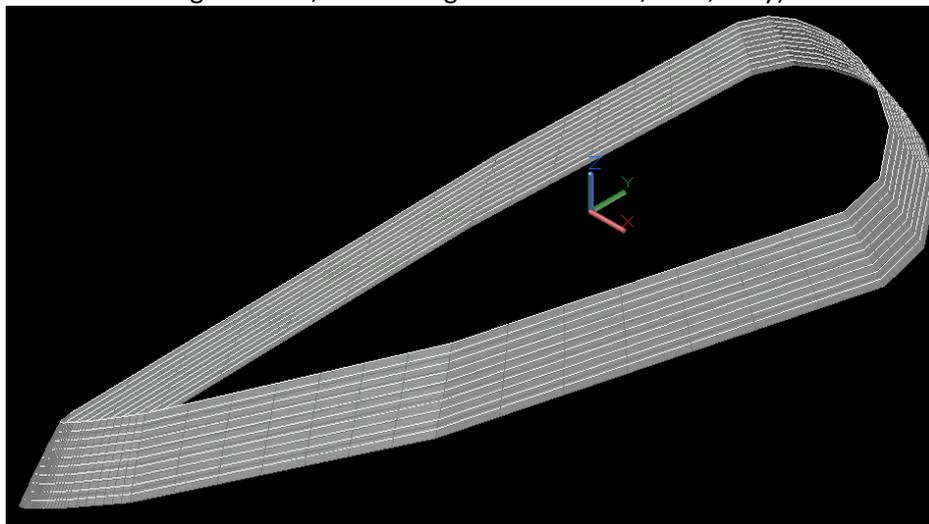


Seção para verificação do momento positivo entre apoios:



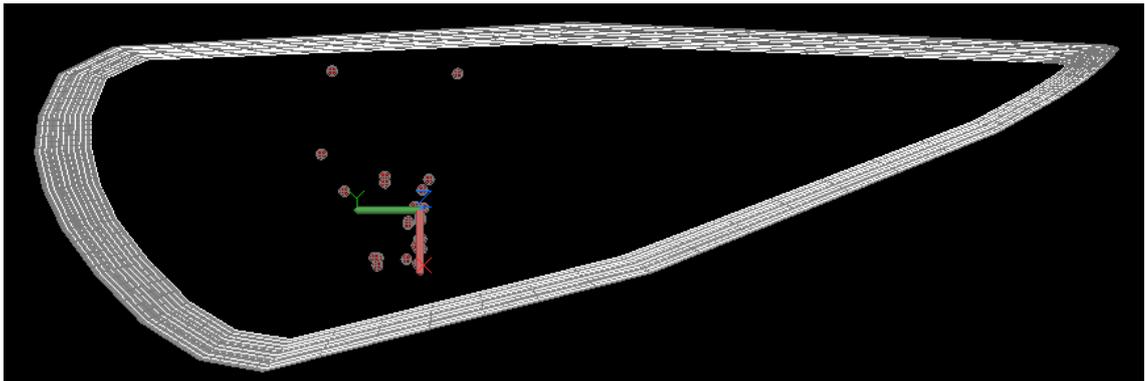
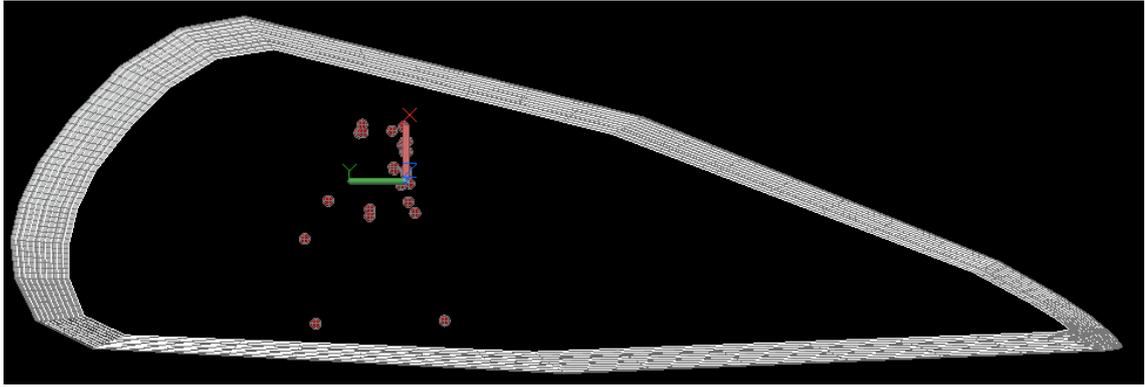
Momentos Positivos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 50tf de tração e 50 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

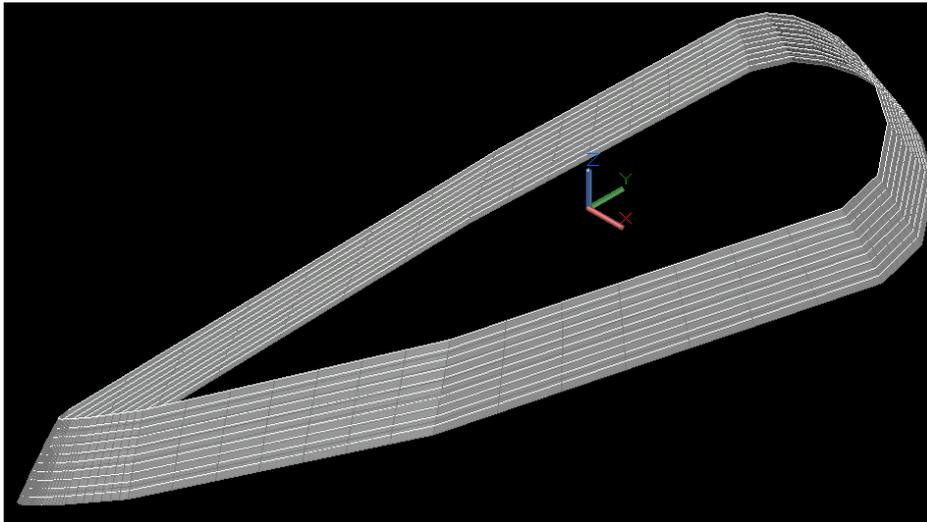
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

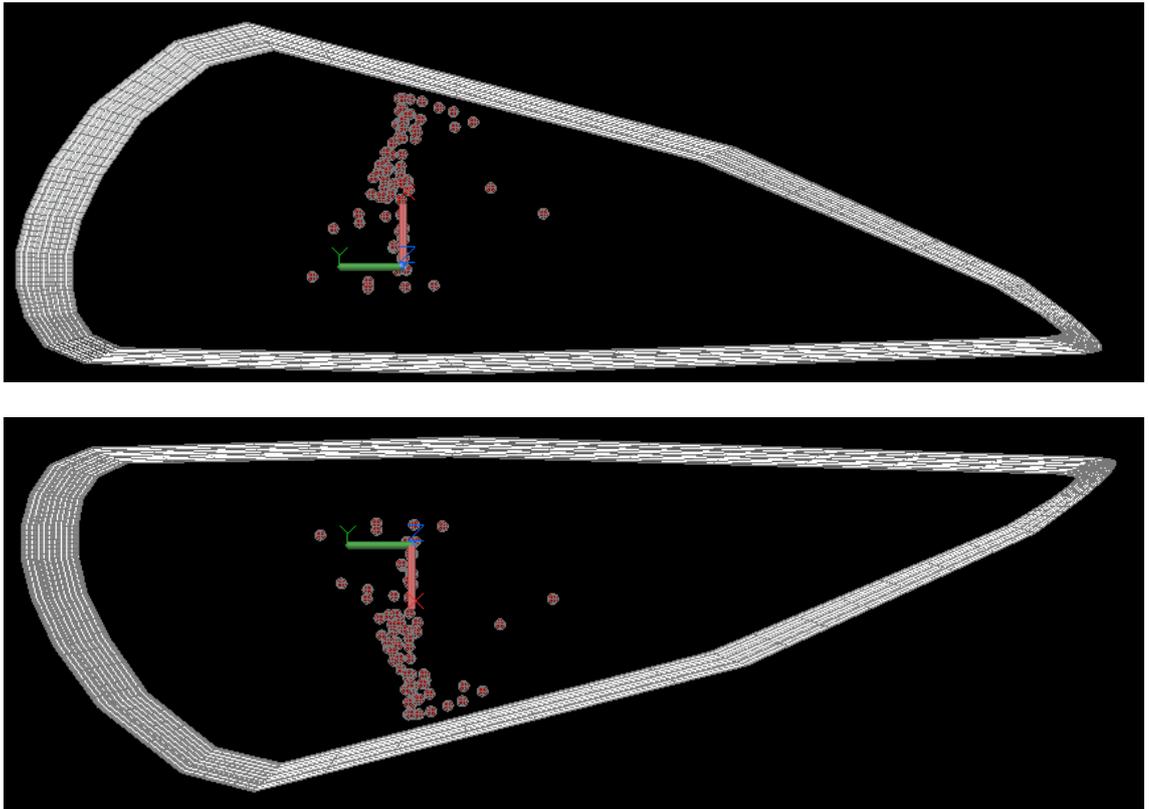
Momentos Negativos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 50tf de tração e 50 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

15.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

Seção de uma viga

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fi} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00	$\gamma_{fp} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	Δ_{fsd} fadiga (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	30	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
Vgk	(tf)	35.00	27.00
Vqkmax	(tf)	19.00	15.50
Vqkmin	(tf)	-5.00	-3.00
Vpk	(tf)	0.00	0.00
Tgk	(tf m)	2.00	10.00
Tqk	(tf m)	27.00	32.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
d	(cm)	63.0	63.0
bw	(cm)	80.00	80.00
bainha na alma		n	n
bw útil	(cm)	80.0	80.0
bitola (mm)	(mm)	8.0	8.0
Ramos de estribo		4	4
Ae	(cm ²)	4622.17	4622.17
hef	(cm)	22.30	22.30
uef	(cm)	280.81	280.81

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
Vsd	(tf)	76	60
Vrd2	(tf)	293	293
Tsd	(tf m)	43	62
Trd2	(tf m)	111	111
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0.65	0.76

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm ² /m)	10.75	15.30
AsT/s (torção)	(cm ² /m)	10.75	15.30

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

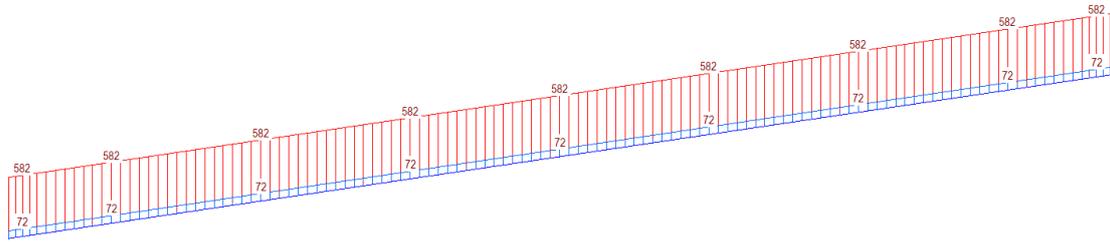
VSdmax	(tf)	45	35
VSdmin	(tf)	33	26
σ_{swmax}	(MPa)	323	180
σ_{swmin}	(MPa)	132	21
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	192	159
$\Delta\sigma_{adm}$	(MPa)	85	85
K < 2		2.00	1.87
Aswcorrig.	(cm ² /m)	22.08	19.19

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	3.21	3.21
fctd	(MPa)	1.60	1.60
Vc = Vco	(tf)	49	49
Taxa mínima		0.13	0.13
Aswmin	(cm ² /m)	10.27	10.27
Asw	(cm ² /m)	11.04	4.53

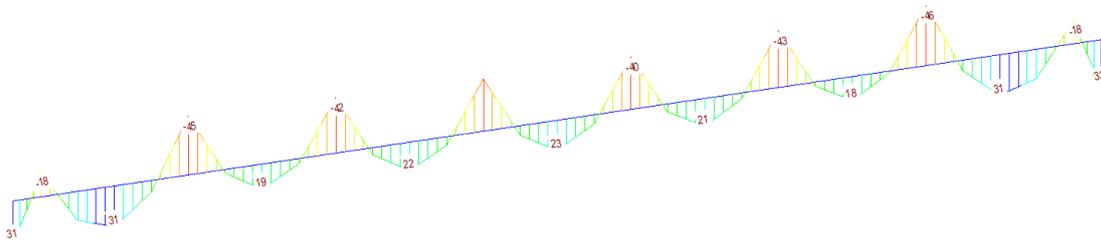
16 ESFORÇOS NO TABULEIRO PRINCIPAL

16.1 ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO

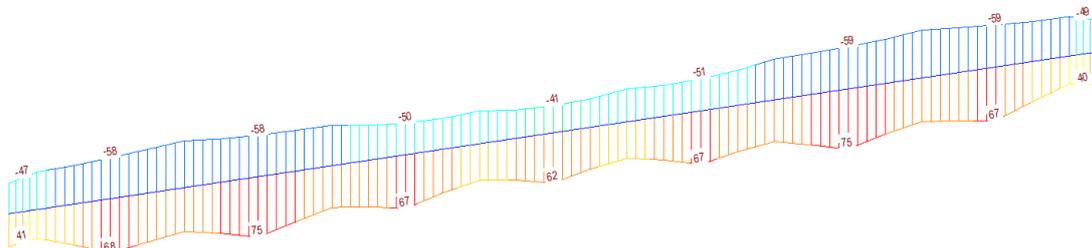


16.2 MOMENTOS FLETORES

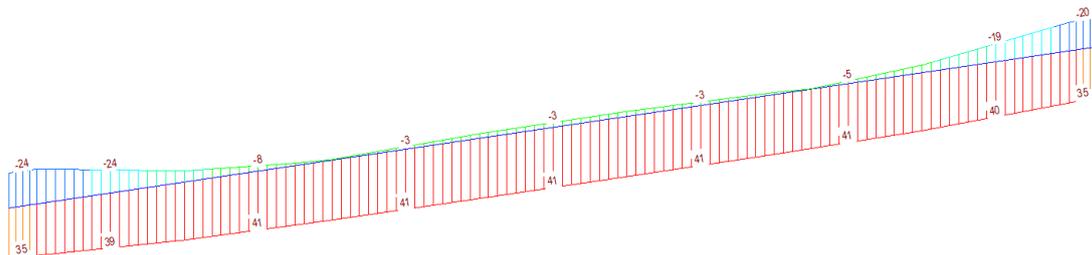
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



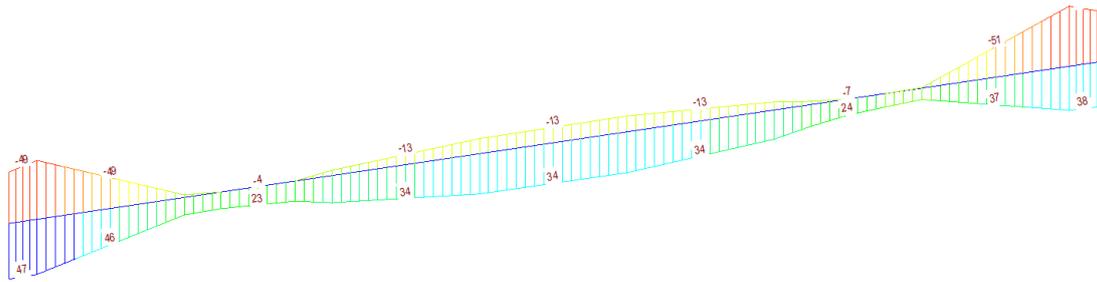
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



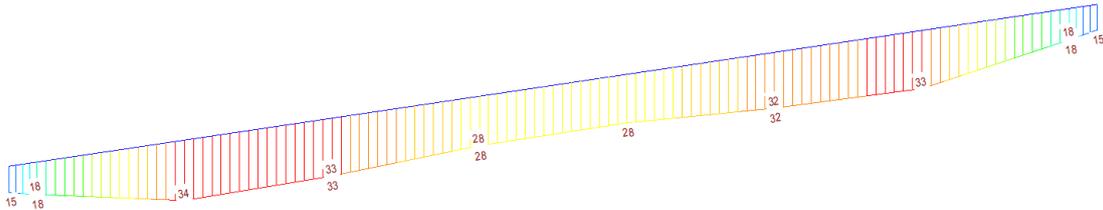
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



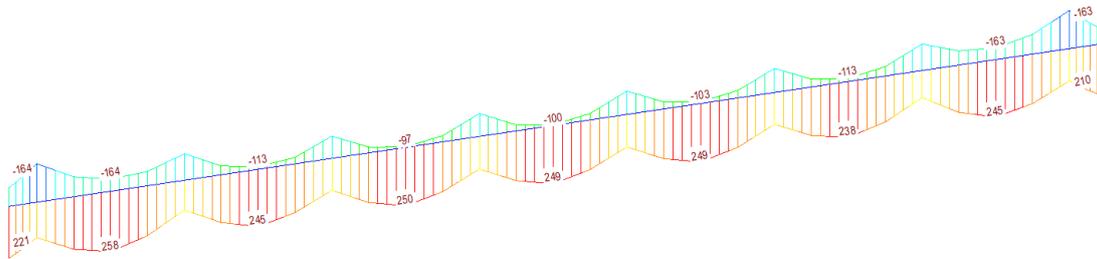
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



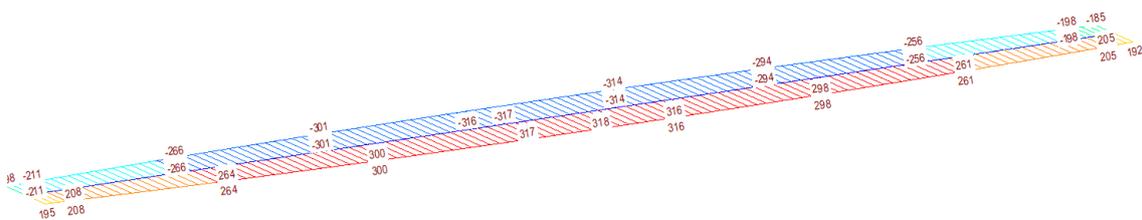
Envoltória de Momento Fletor devido a hiperestático de protensão



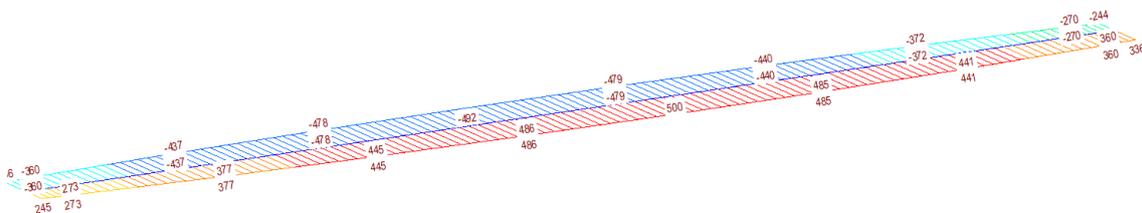
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo sem isostático de protensão



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento

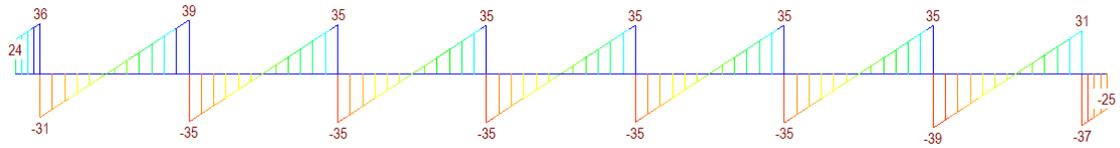


Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo

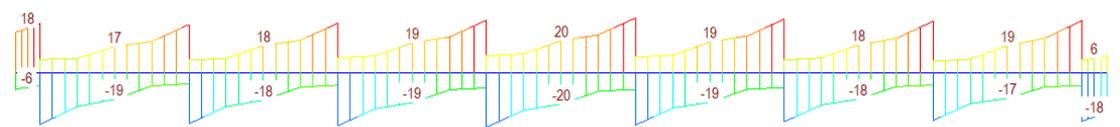


16.3 ESFORÇOS CORTANTES

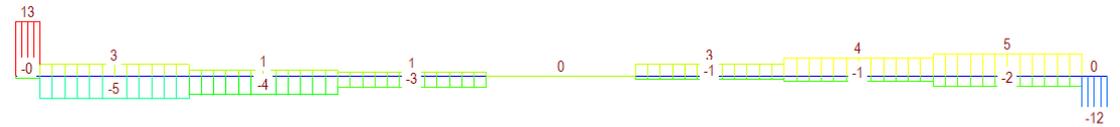
Esforço Cortante devido à carga permanente



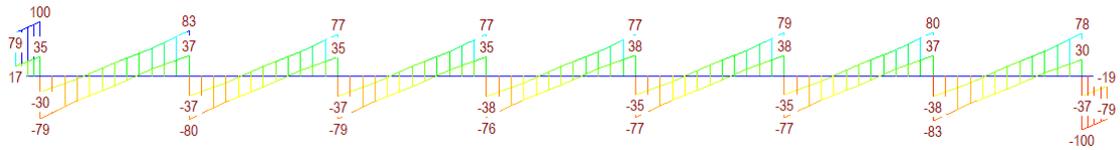
Esforço Cortante devido à carga móvel



Esforço Cortante devido à Retração e Fluência



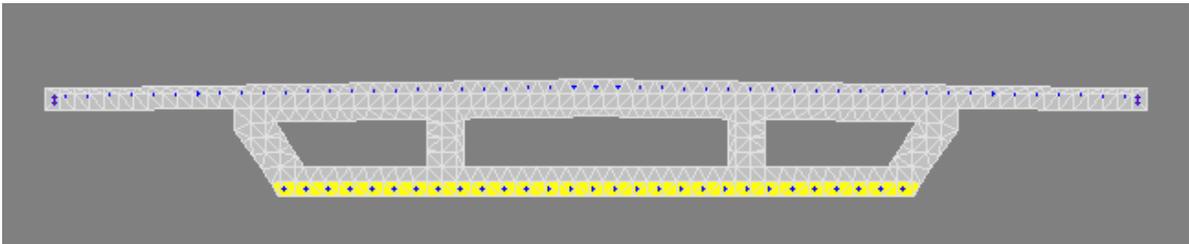
Envoltória do Esforço Cortante de Cálculo



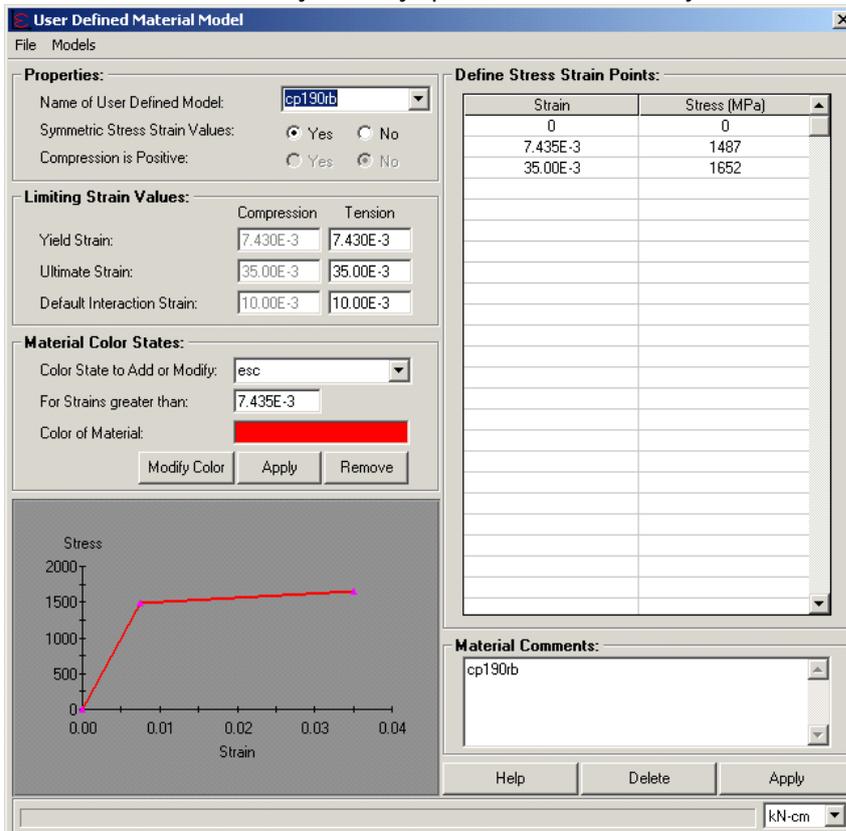
17 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO TABULEIRO PRINCIPAL

17.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: aço ca50
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

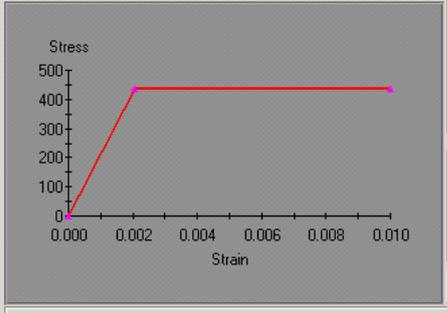
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

Material Comments:
aço ca50

Help Delete Apply

Type in stress strain values from highest compression strain forward. Compression is negative. kN-cm



Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

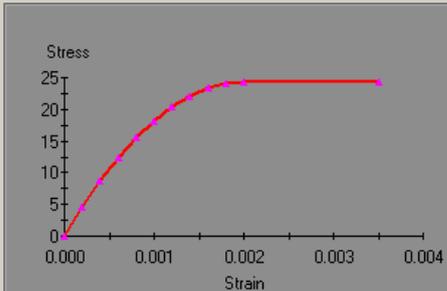
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

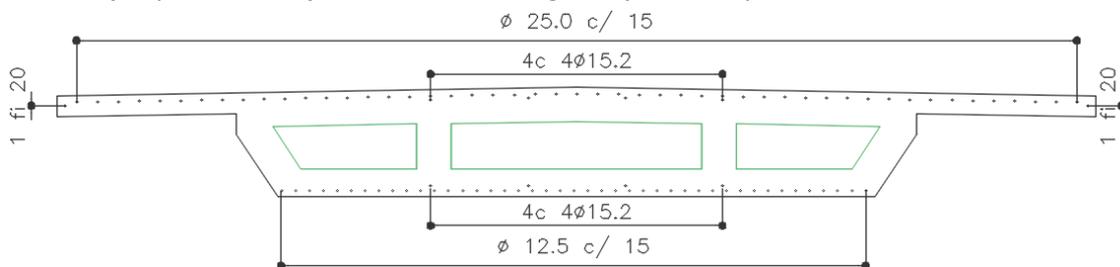
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

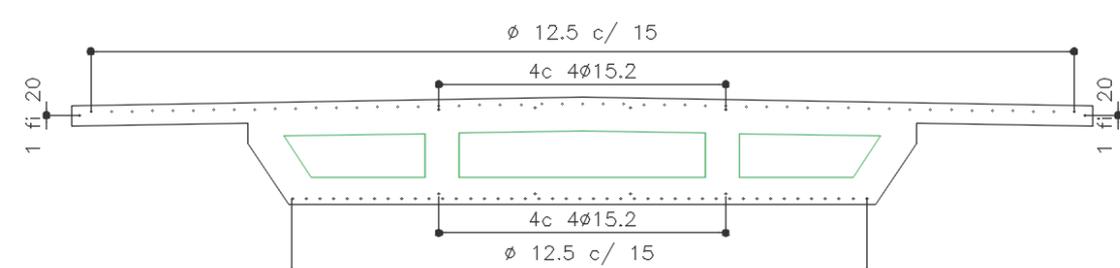
Material Comments:
 C35

Seções analisadas e armadura:

Seção para verificação do momento negativo junto aos pendurais:

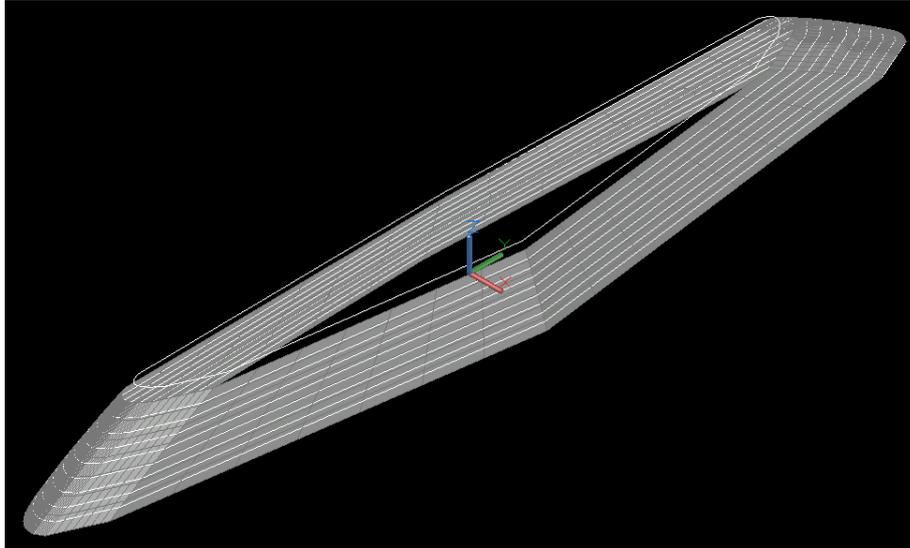


Seção para verificação do momento positivo (entre pendurais):



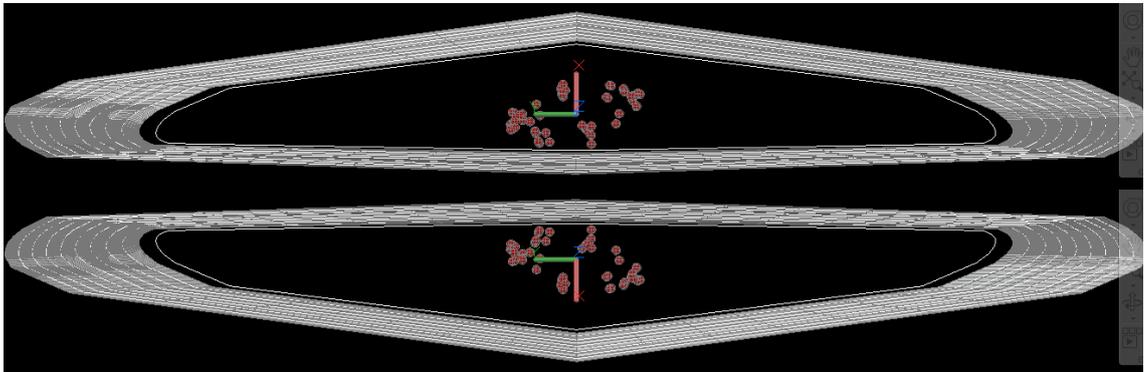
Momentos Positivos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos N_d , M_{dx} , M_{dy}):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 500tf de tração e 100 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

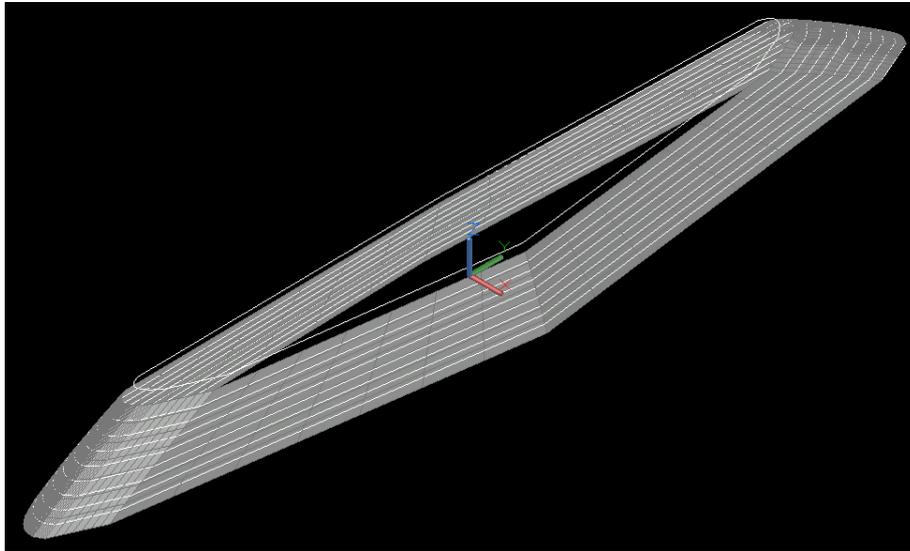
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

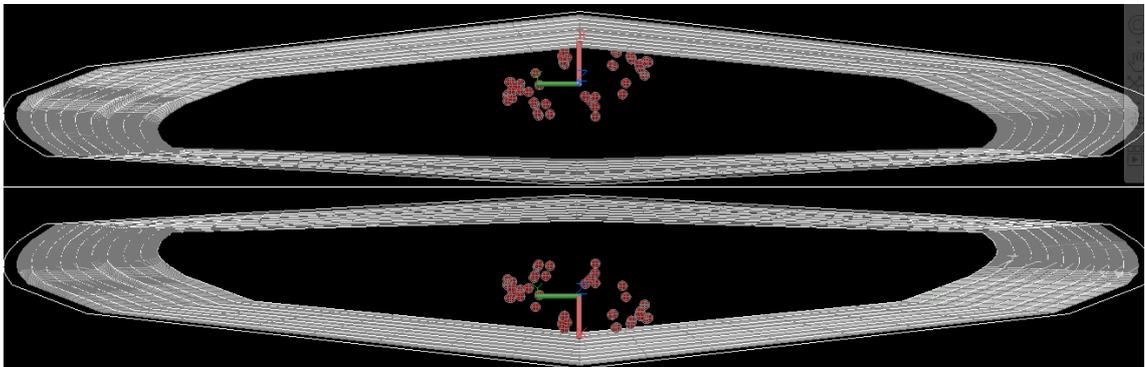
Momentos Negativos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 500tf de tração e 100 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

17.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

Seção de uma viga

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fi} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00	$\gamma_{fp} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	Δ_{fsd} fadiga (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	30	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica
V_{gk}	(tf)	14.00
V_{qkmax}	(tf)	15.50
V_{qkmin}	(tf)	-5.00
V_{pk}	(tf)	0.00
T_{gk}	(tf m)	0.00
T_{qk}	(tf m)	0.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao Critica
d	(cm)	63.0
bw	(cm)	25.00
bainha na alma		n
bw útil	(cm)	25.0
bitola (mm)	(mm)	12.5
Ramos de estribo		2
Ae	(cm ²)	
hef	(cm)	
uef	(cm)	

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica
V_{sd}	(tf)	42
V_{rd2}	(tf)	80
T_{sd}	(tf m)	0
T_{rd2}	(tf m)	
$T_{sd}/T_{rd2} + V_{sd}/V_{rd2}$		0.53

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

f_{ctm}	(MPa)	2.90
f_{ctd}	(MPa)	1.45
$V_c = V_{co}$	(tf)	14
Taxa mínima		0.12
A_{swmin}	(cm ² /m)	2.90
A_{sw}	(cm ² /m)	11.55

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

A_l/s (pele)	(cm ² /m)	
A_sT/s (torção)	(cm ² /m)	

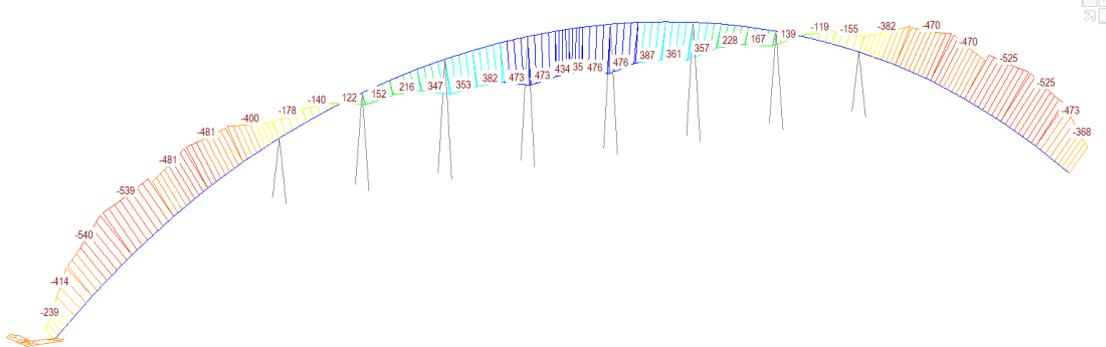
VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

V_{Sdmax}	(tf)	22
V_{Sdmin}	(tf)	12
σ_{swmax}	(MPa)	228
σ_{swmin}	(MPa)	71
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	157
$\Delta\sigma_{sadm}$	(MPa)	85
$K < 2$		1.84
$A_{swcorr.}$	(cm ² /m)	21.27

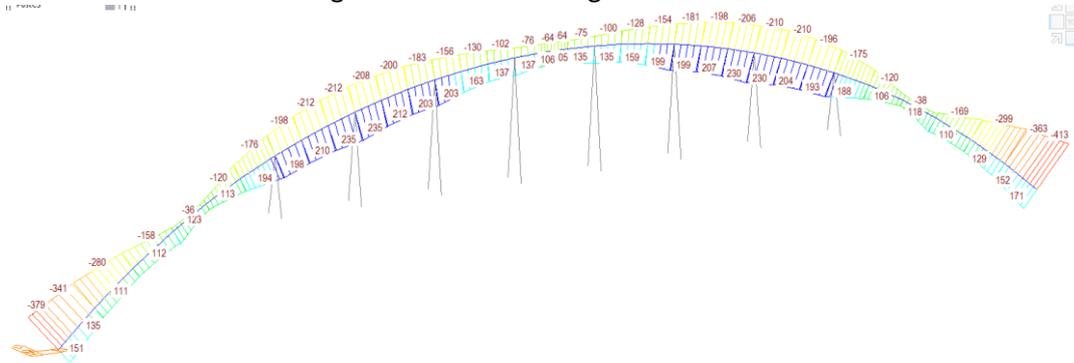
18 ESFORÇOS NO ARCO

18.1 MOMENTOS FLETORES

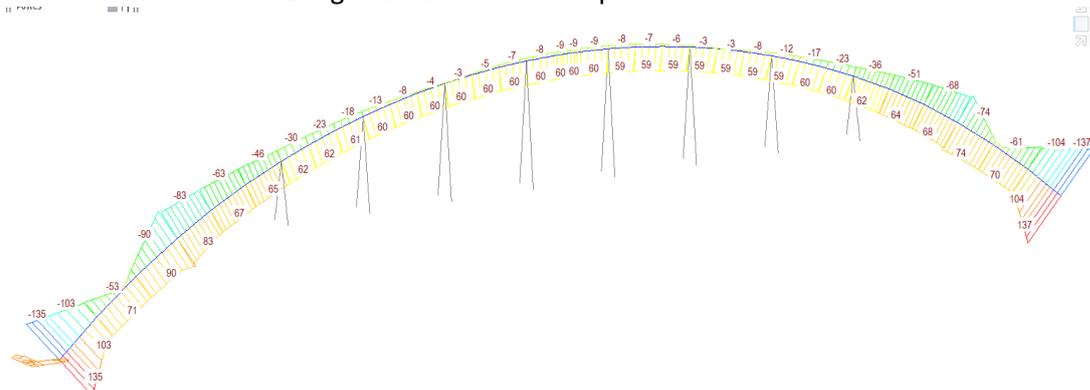
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



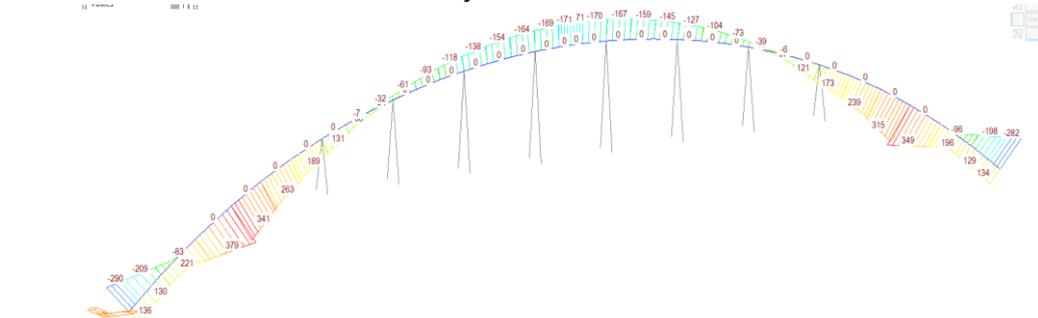
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



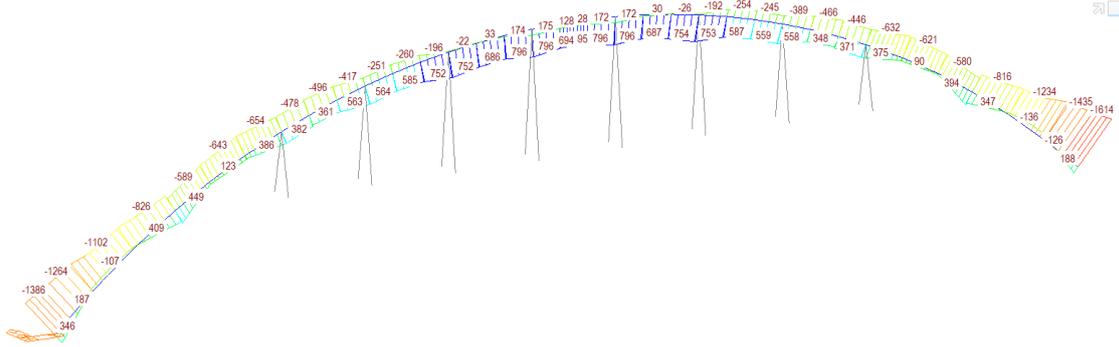
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



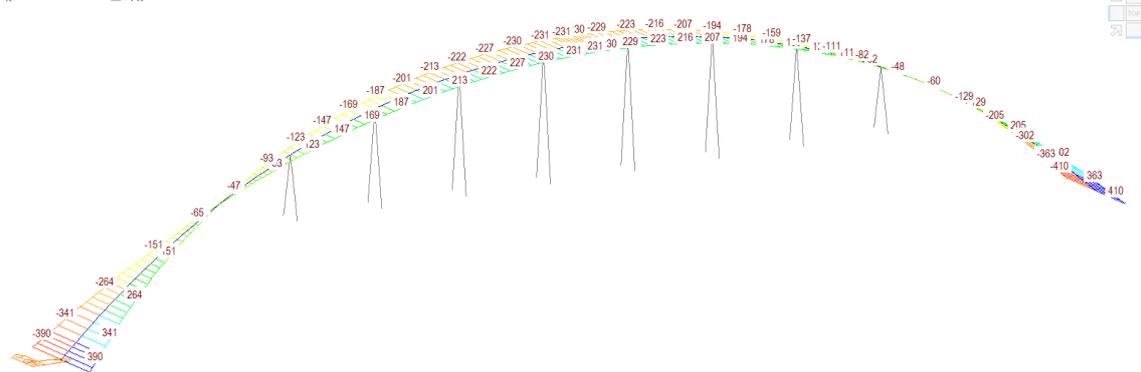
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



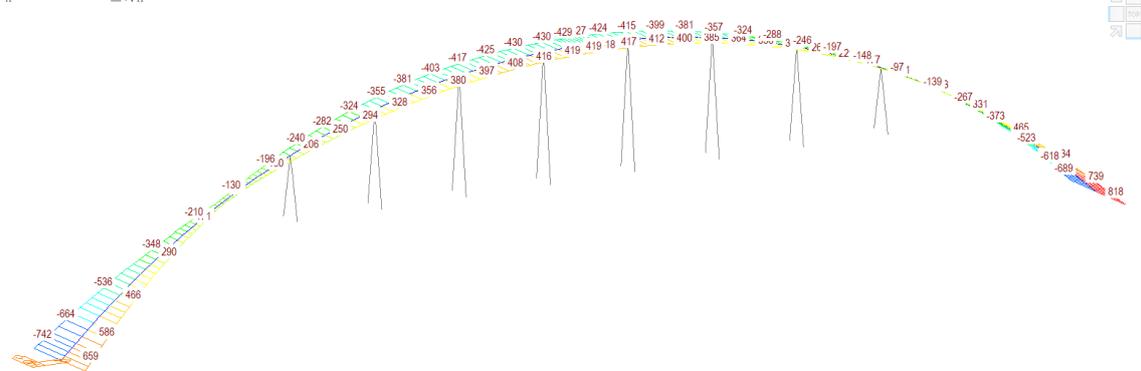
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



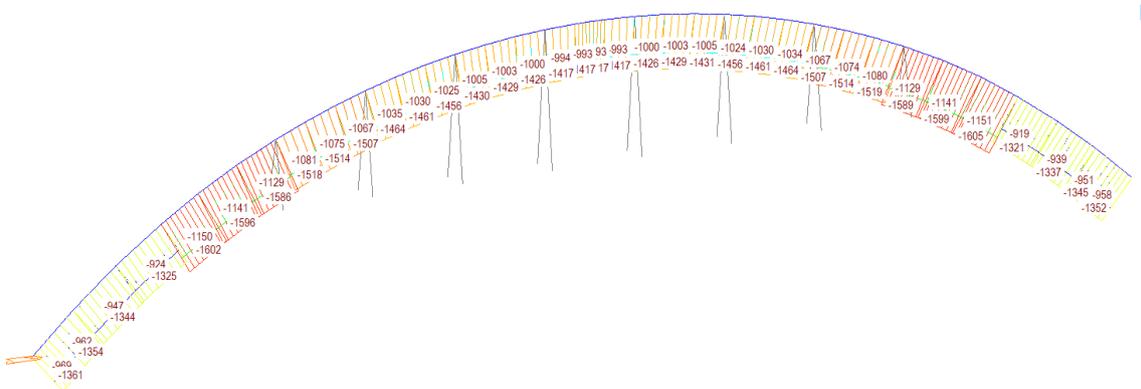
Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento



Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo

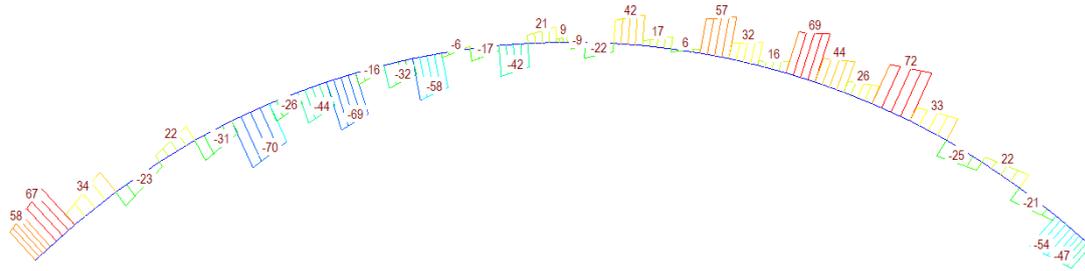


Envoltória de Esforços axiais de cálculo:

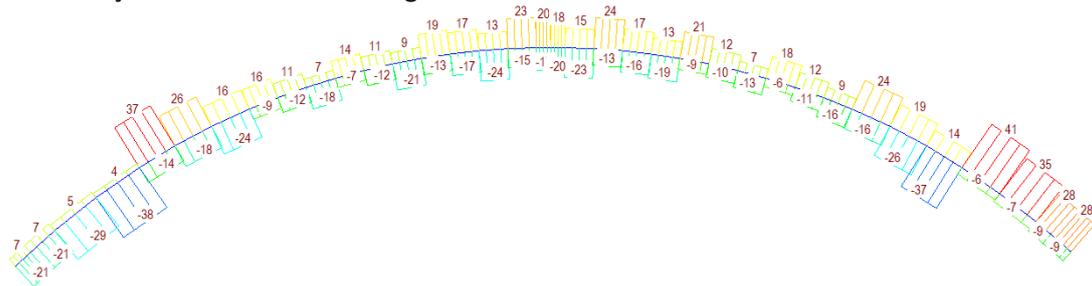


18.2 ESFORÇOS CORTANTES

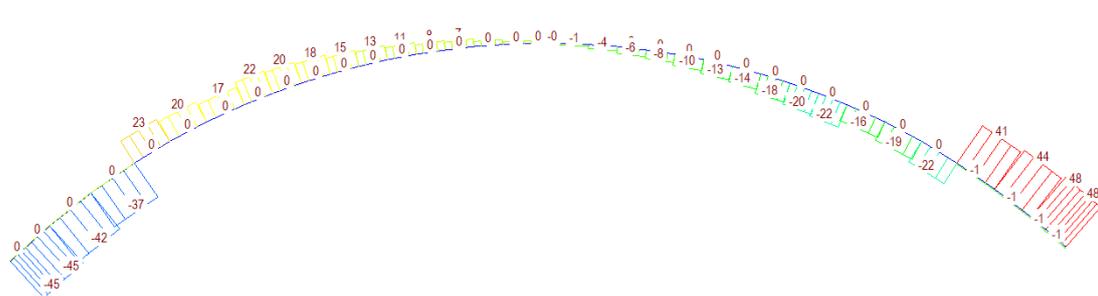
Esforço Cortante devido à carga permanente



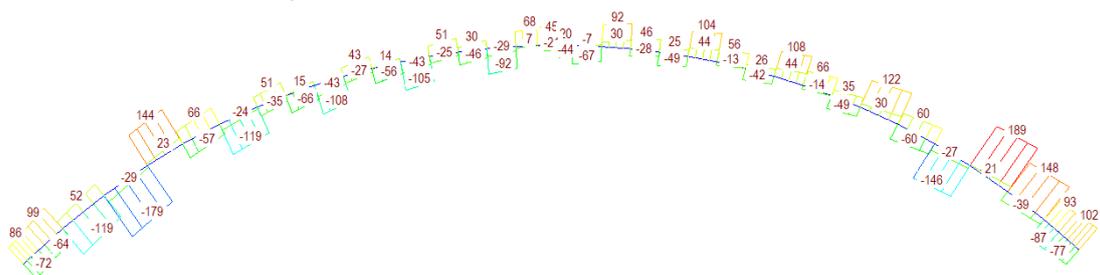
Esforço Cortante devido à carga móvel



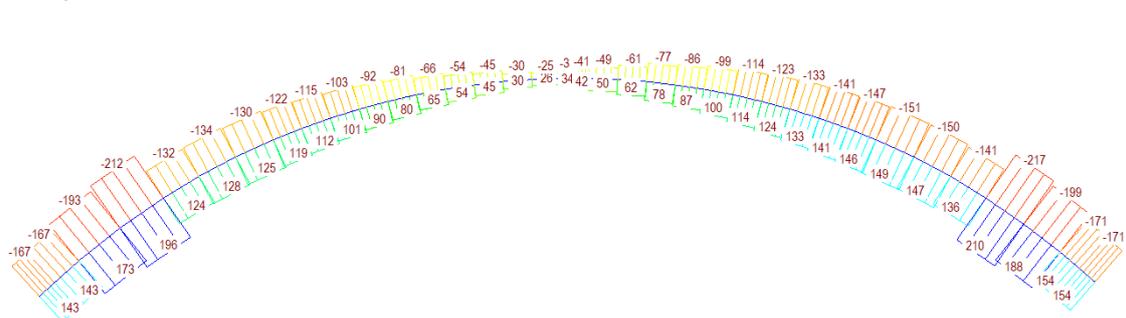
Esforço Cortante devido à Retração e Fluência



Envoltória do Esforço Cortante de Cálculo



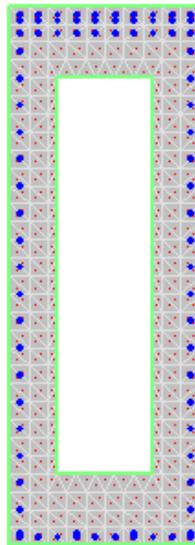
Esforços Torsores de Cálculo



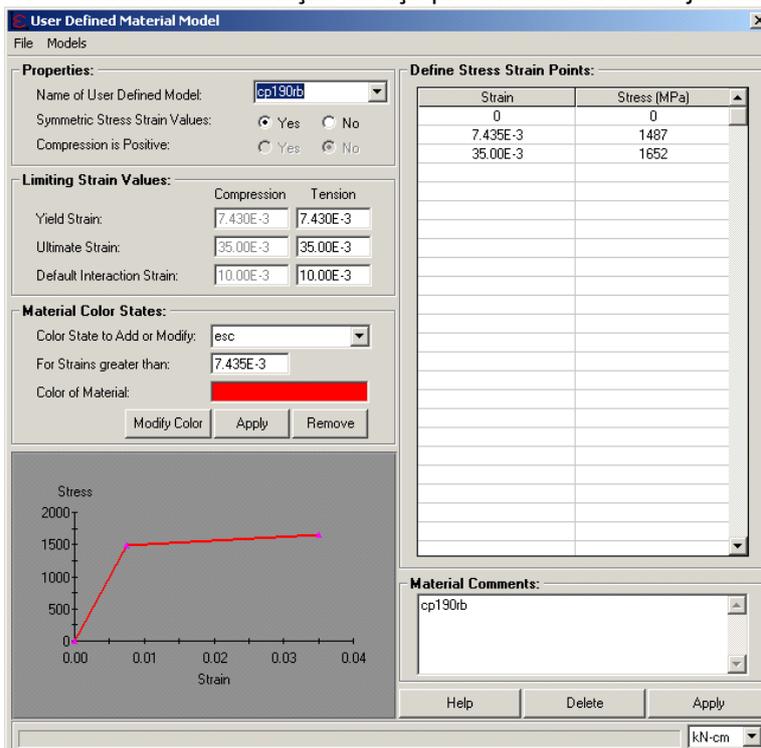
19 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ARCO

19.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: aço ca50
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

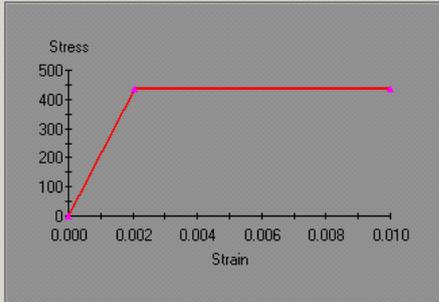
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

Material Comments:
aço ca50

Help Delete Apply

Type in stress strain values from highest compression strain forward. Compression is negative. kN-cm



Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

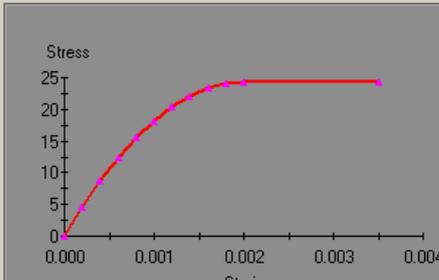
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

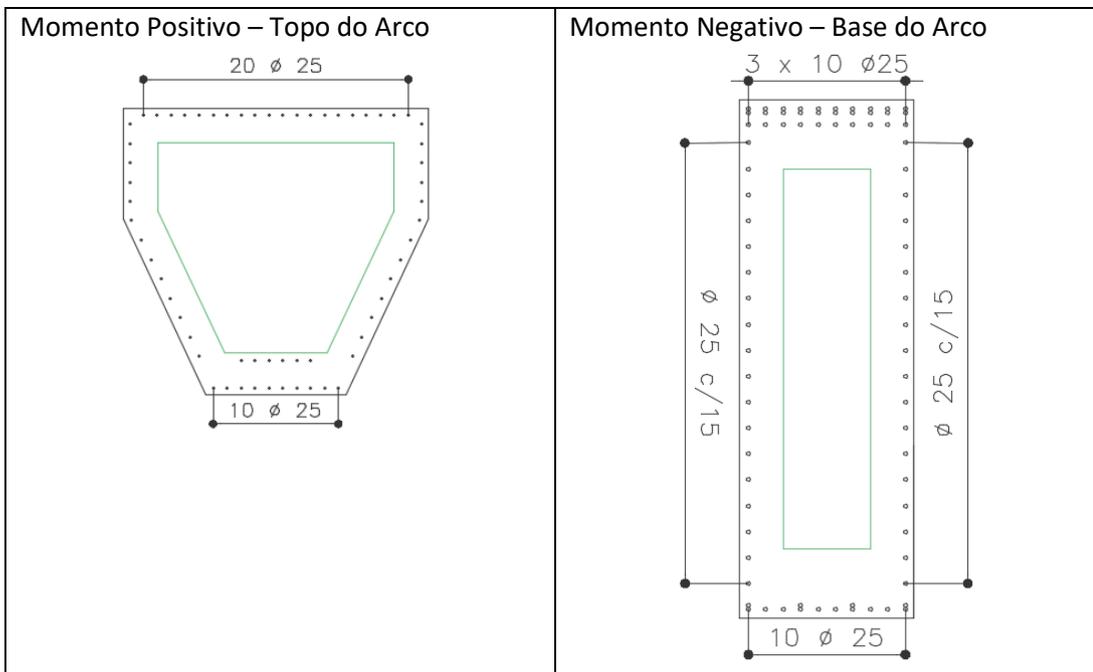
Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:

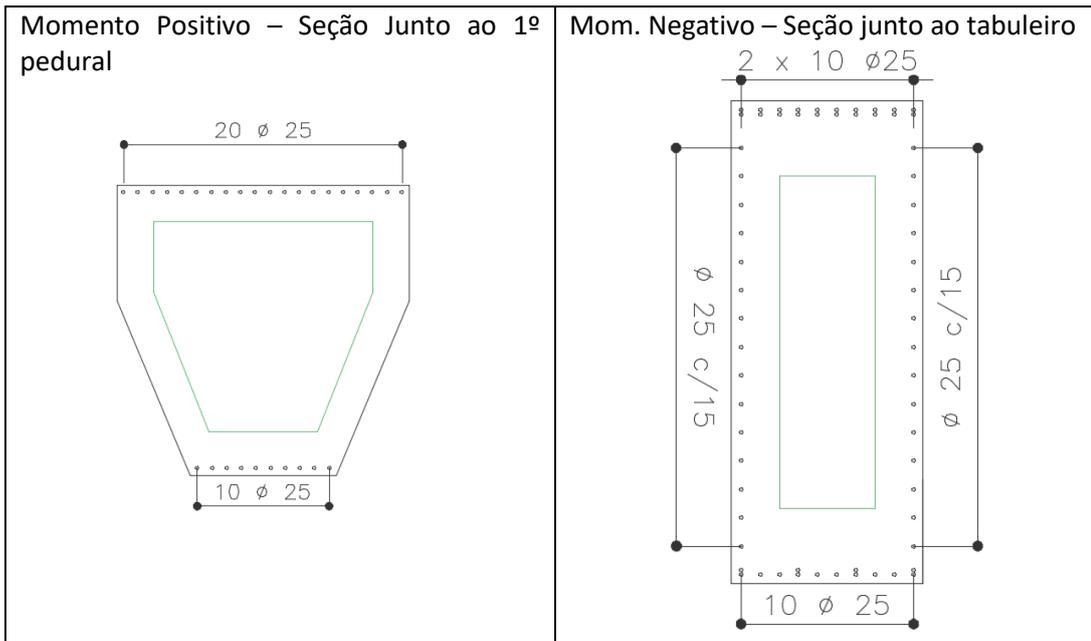
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

Material Comments:
 C35

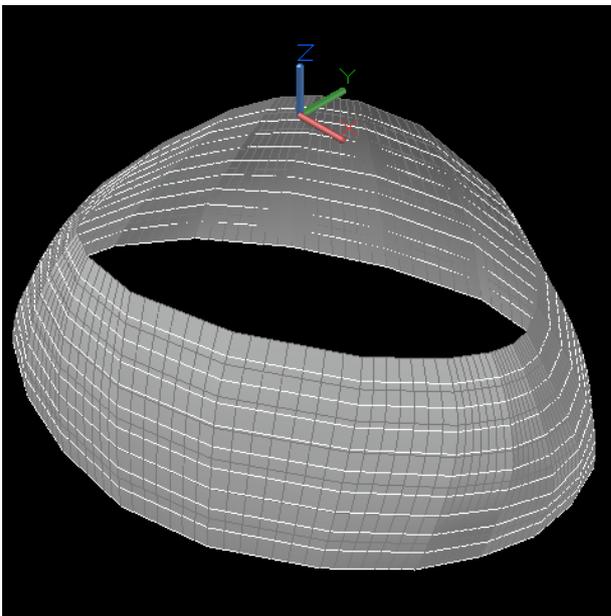
Seções analisadas e armadura:





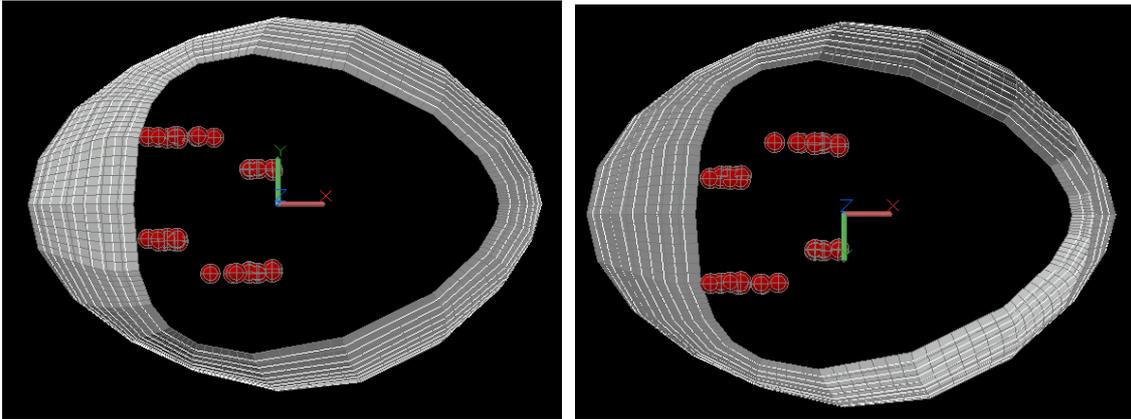
Momentos Positivos junto ao topo:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 600tf e 1600 tf de compressão.

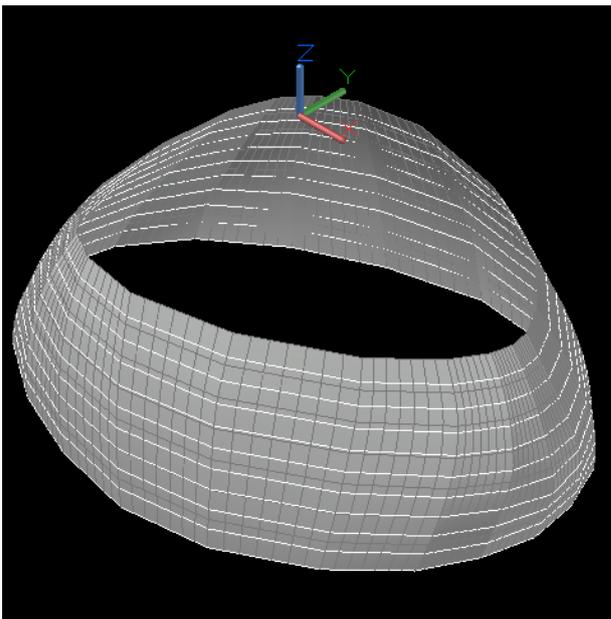
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

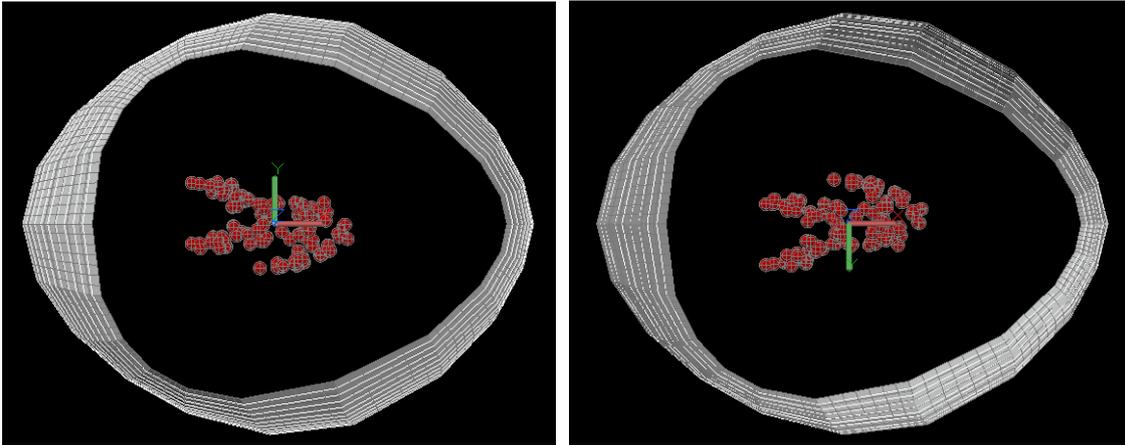
Momentos Positivos junto aos pendurais:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 600tf e 1600 tf de compressão.

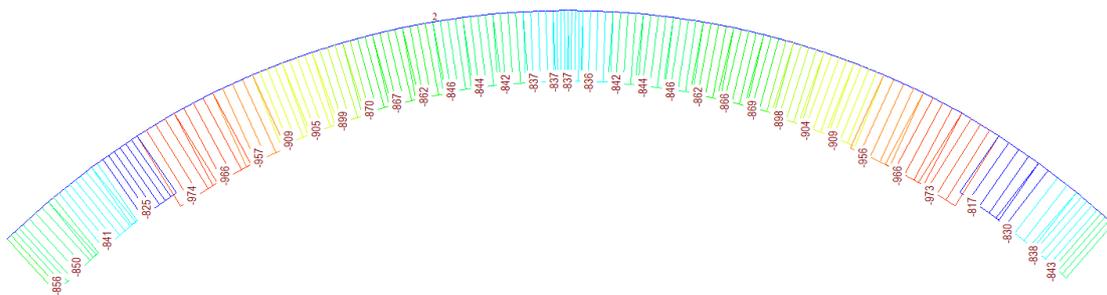
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



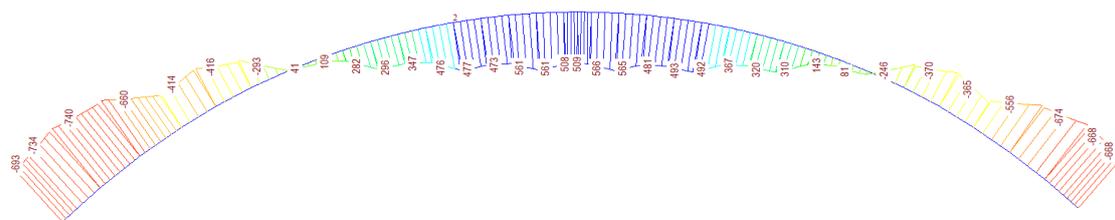
Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

19.2 VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL

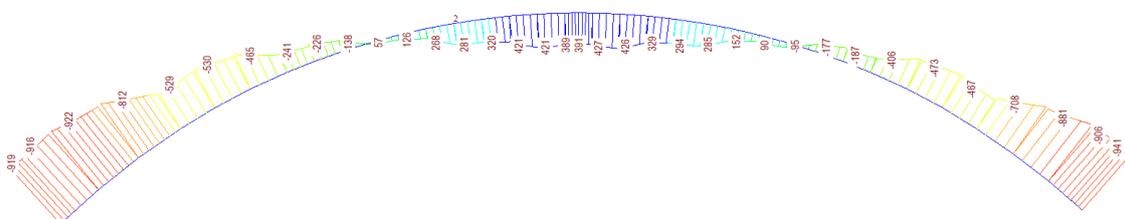
FORÇA AXIAL NA COMBINAÇÃO FREQUENTE



MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS NA COMBINAÇÃO FREQUENTE MÁXIMOS



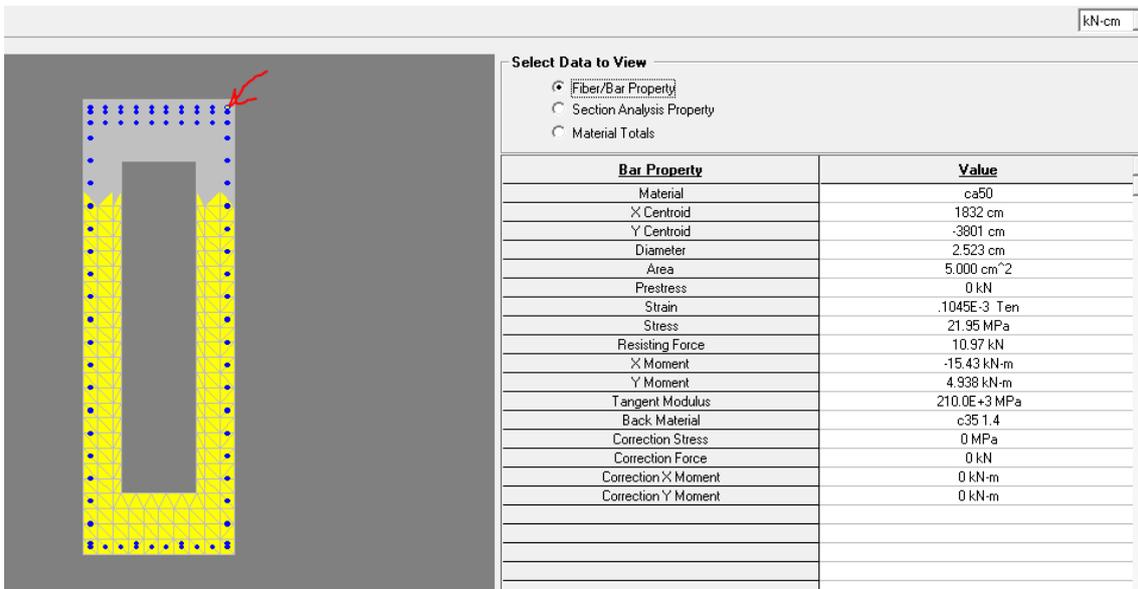
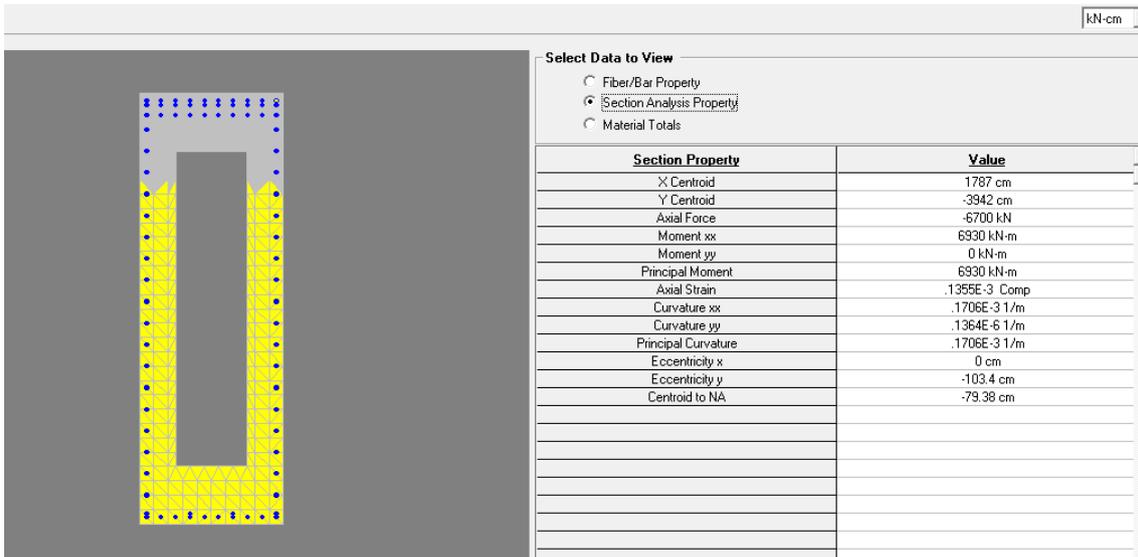
MÍNIMOS



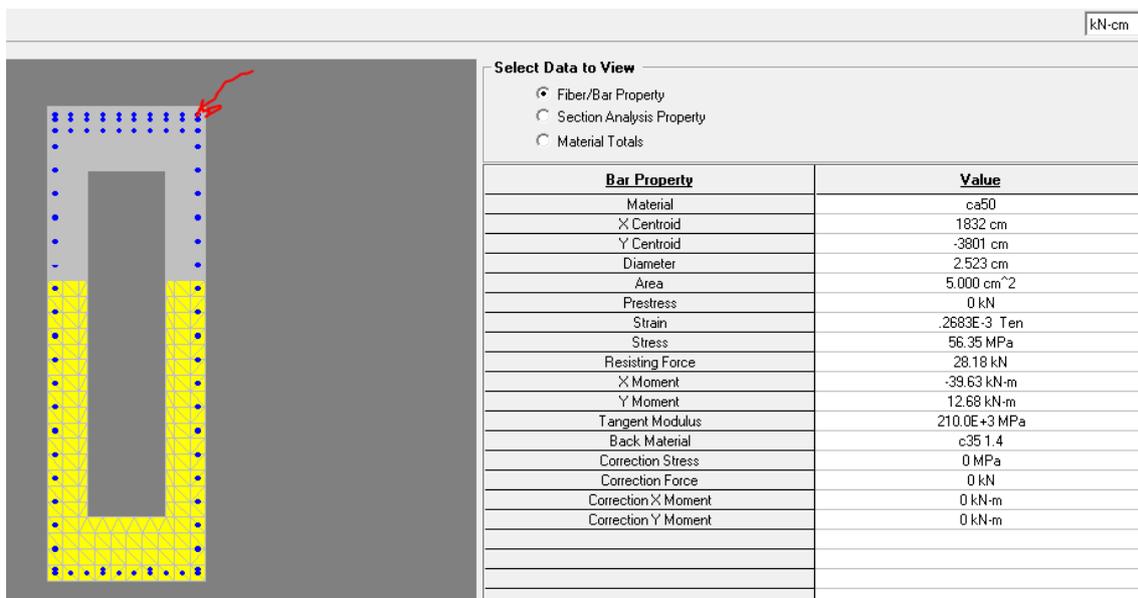
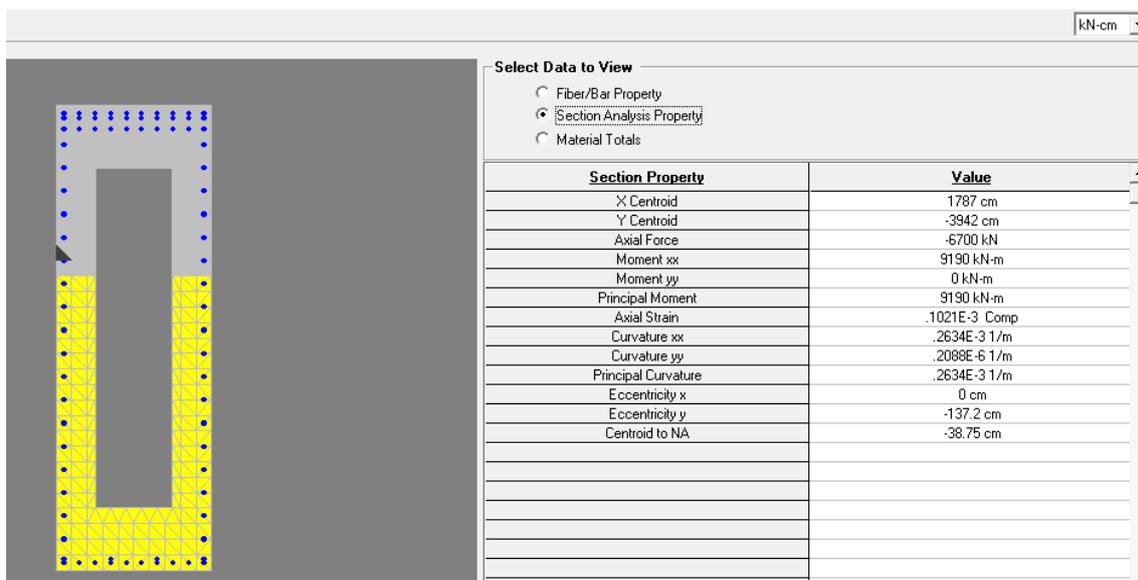
Será verificada a variação de tensões nas barras das seções da base do arco para os seguintes valores de momento fletor negativo: 919 tfm e 693 tfm, respectivamente. Força axial na seção de 670tf.

Será verificada a variação de tensões nas barras das seções do topo do arco para os seguintes valores de momento fletor positivo: 508 tfm e 391 tfm, respectivamente. Força axial na seção de 837tf.

TENSÕES NAS BARRAS NA VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO DA BASE DO ARCO
VALORES MÍNIMOS:

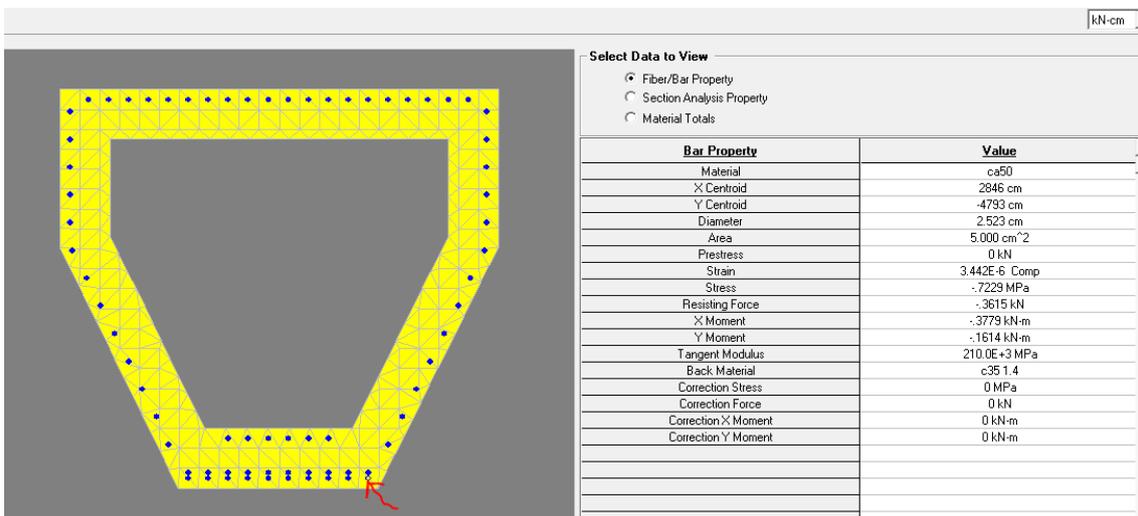
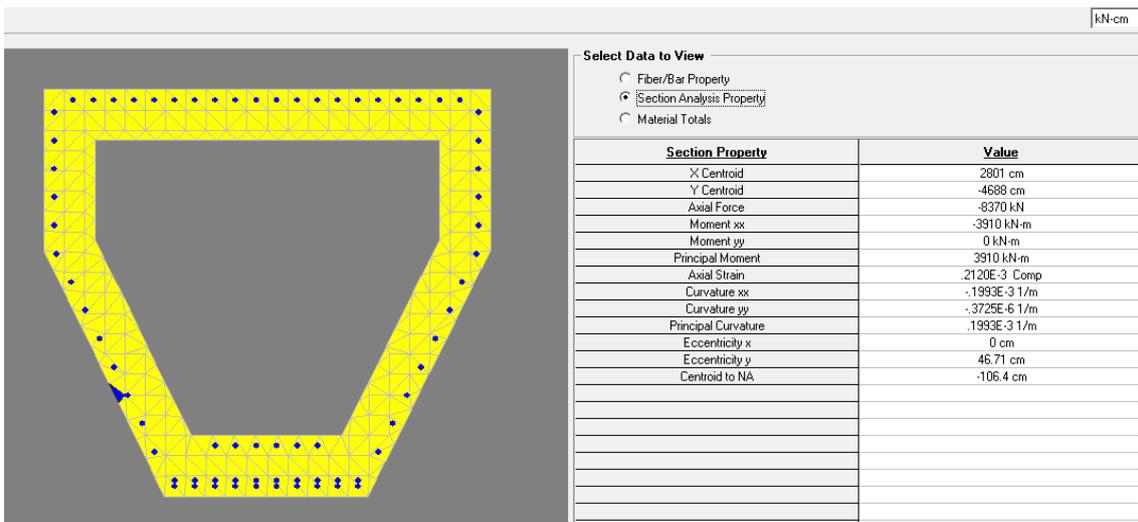


VALORES MÁXIMOS:

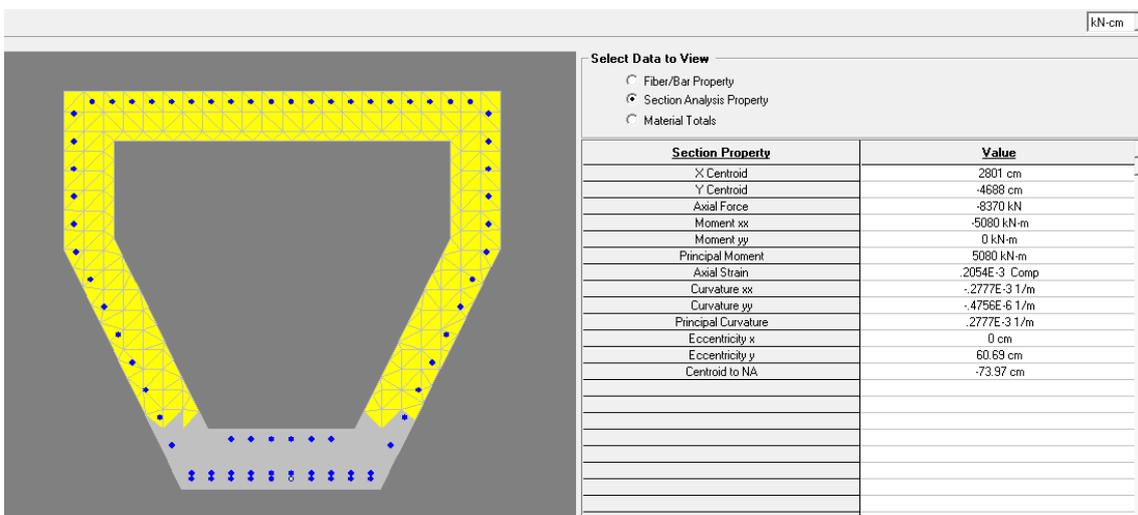


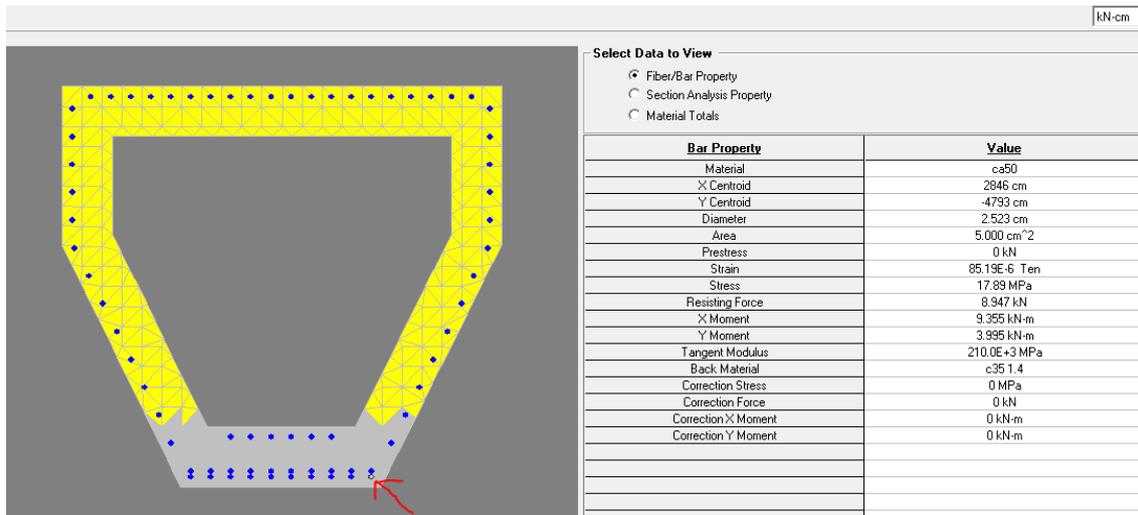
Logo, temos variação de tensão máxima de $56,4 - (21,9) = 24,5$ MPa. Como o valor é menor que o limite estabelecido na tabela 23.2 da NBR6118, a peça foi verificada.

TENSÕES NAS BARRAS NA VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO DO TOPO DO ARCO
VALORES MÍNIMOS:



VALORES MÁXIMOS:





Logo, temos variação de tensão máxima de $17,9 - (-0,7) = 18,6$ MPa. Como o valor é menor que o limite estabelecido na tabela 23.2 da NBR6118, a peça foi verificada.

19.3 ARMADURA DE CISLHAMENTO

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{G1} =$	1.35	$\gamma_{G2} =$	1.50
$\gamma_{G3} =$	1.00	$\gamma_{G4} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Freqüente das Ações):

$\gamma_{G1} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	Δf_{fd} fadiga (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	35	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao base	Secao tabuleiro	Seção 2o pend	Seção 4o pend
Vgk	(tf)	67.00	50.00	70.00	42.00
Vqkmax	(tf)	7.00	81.00	20.00	24.00
Vqkmin	(tf)	-21.00	-30.00	-20.00	-21.00
Vpk	(tf)	0.00	0.00	0.00	0.00
Tgk	(tf m)	14.00	14.00	7.00	7.00
Tqk	(tf m)	103.00	133.00	85.00	11.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao base	Secao tabuleiro	Seção 2o pend	Seção 4o pend
d	(cm)	270.0	234.0	198.0	180.0
bw	(cm)	50.00	50.00	50.00	50.00
bainha na alma		n	n	n	n
bw útil	(cm)	50.0	50.0	50.0	50.0
bitola (mm)	(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0
Ramos de estribo		4	4	4	4
Ae	(cm ²)	19500.00	19200.00	16000.00	14400.00
hef	(cm)	25.00	20.00	20.00	20.00
uef	(cm)	670.00	640.00	560.00	520.00

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao base	Secao tabuleiro	Seção 2o pend	Seção 4o pend
Vsd	(tf)	101	189	125	93
Vrd2	(tf)	784	679	575	522
Tsd	(tf m)	173	218	137	26
Trd2	(tf m)	524	413	344	310
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0.46	0.81	0.61	0.26

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	3.21	3.21	3.21	3.21
fctd	(MPa)	1.60	1.60	1.60	1.60
Vc = Vco	(tf)	130	113	95	87
Taxa mínima		0.13	0.13	0.13	0.13
Aswmin	(cm ² /m)	6.42	6.42	6.42	6.42
Asw	(cm ² /m)	0.00	8.34	3.76	0.86

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

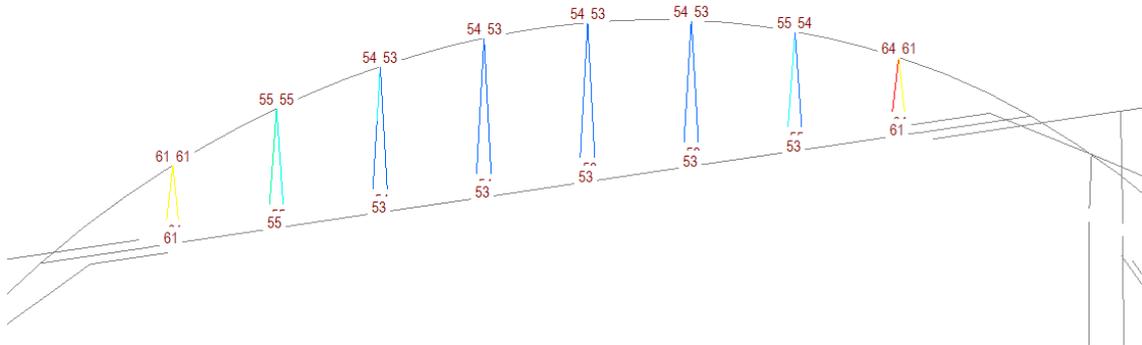
Al/s (pele)	(cm ² /m)	10.23	13.08	9.84	2.07
AsT/s (torção)	(cm ² /m)	10.23	13.08	9.84	2.07

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

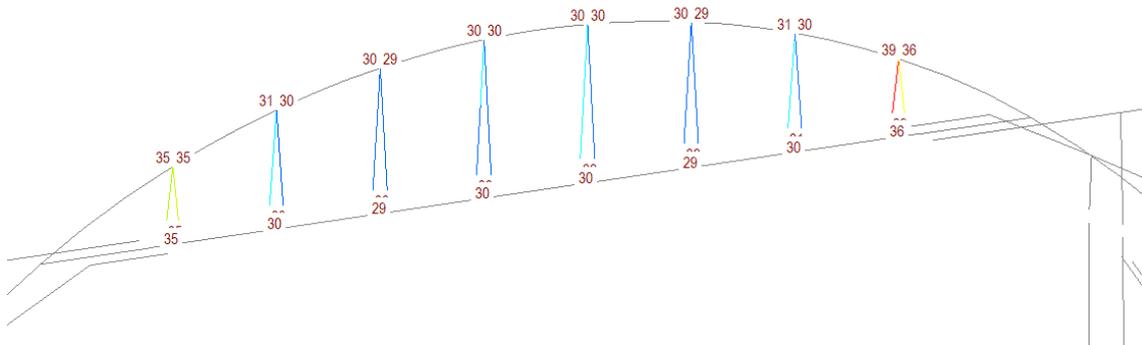
VSdmax	(tf)	71	91	80	54
VSdmin	(tf)	57	35	60	32
σ_{owmax}	(MPa)	35	195	283	103
σ_{owmin}	(MPa)	0	0	108	0
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	35	195	175	103
$\Delta\sigma_{sadm}$	(MPa)	85	85	85	85
K < 2		1.00	2.00	2.00	1.21
Aswcorrig.	(cm ² /m)	6.42	16.67	12.84	7.75

20 ESFORÇO E VERIFICAÇÃO DOS PENDURAIS

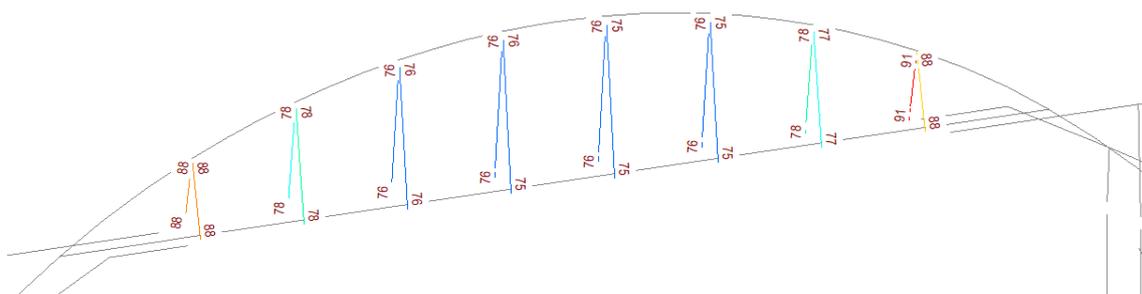
Carga máxima característica normal nos pendurais:



Carga mínima característica normal nos pendurais



Carga de Cálculo nos pendurais:



Características dos pendurais:

PENDURAL TÍPICO

ESC. 1:50



TABELA DE COMPRIMENTOS		
PENDURAL	α (°)	L (mm)
1	77.1	3163
2	82.4	5787
3	84.0	7480
4	84.6	8309
5	84.6	8308
6	84.0	7492
7	82.5	5829
8	77.4	3252
L TOTAL (m)		107.2
PESO TOTAL (Kg)		1051.0

OBS- FOI CONSIDERADO 50CM DE EMBUTIMENTO DENTRO DA ANCORAGEM

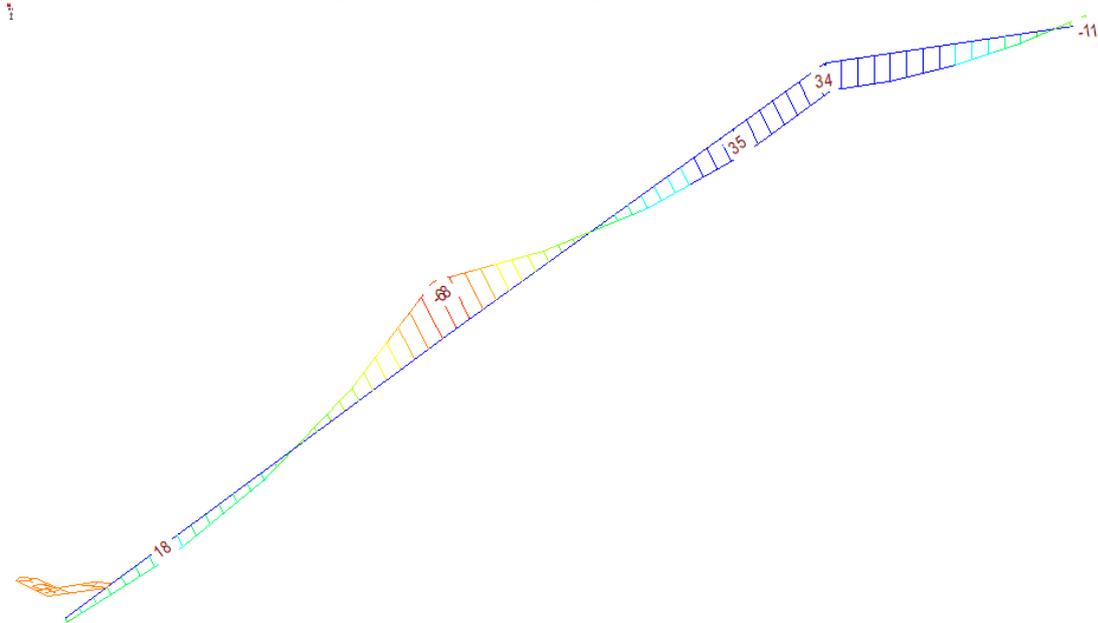
Força máxima de cálculo = 91 tf < 111.5 tf conforme catálogo. Ok.

21 ESFORÇOS NA ESCADA

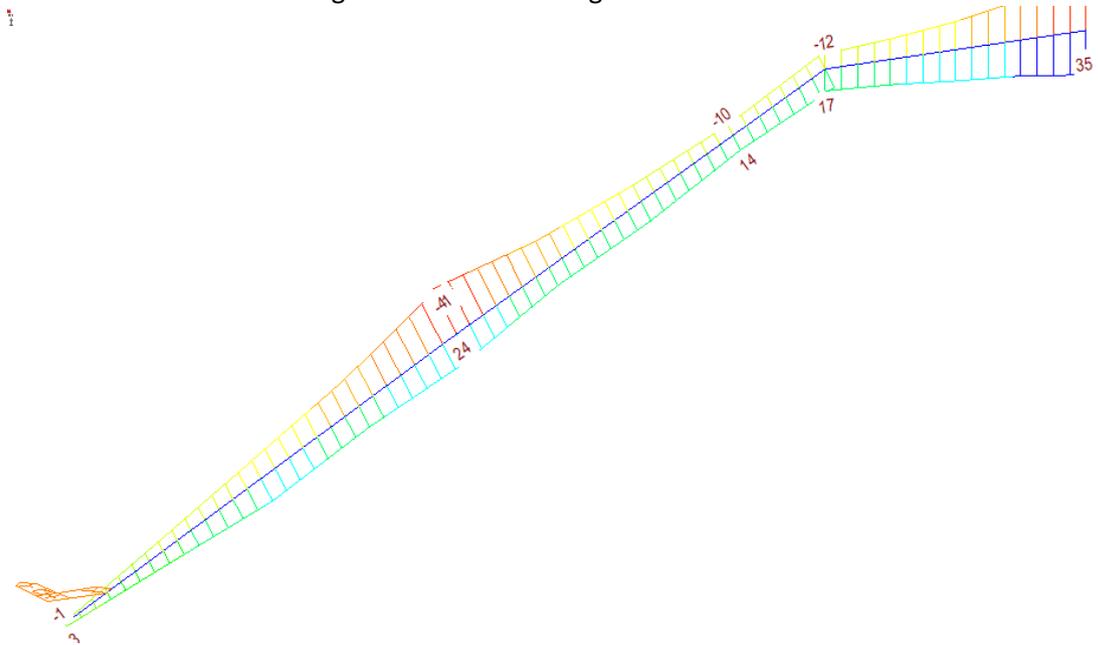
Foi apresentado apenas o trecho da escada do bloco E, mas os resultados verificados são das duas escadas.

21.1 MOMENTOS FLETORES

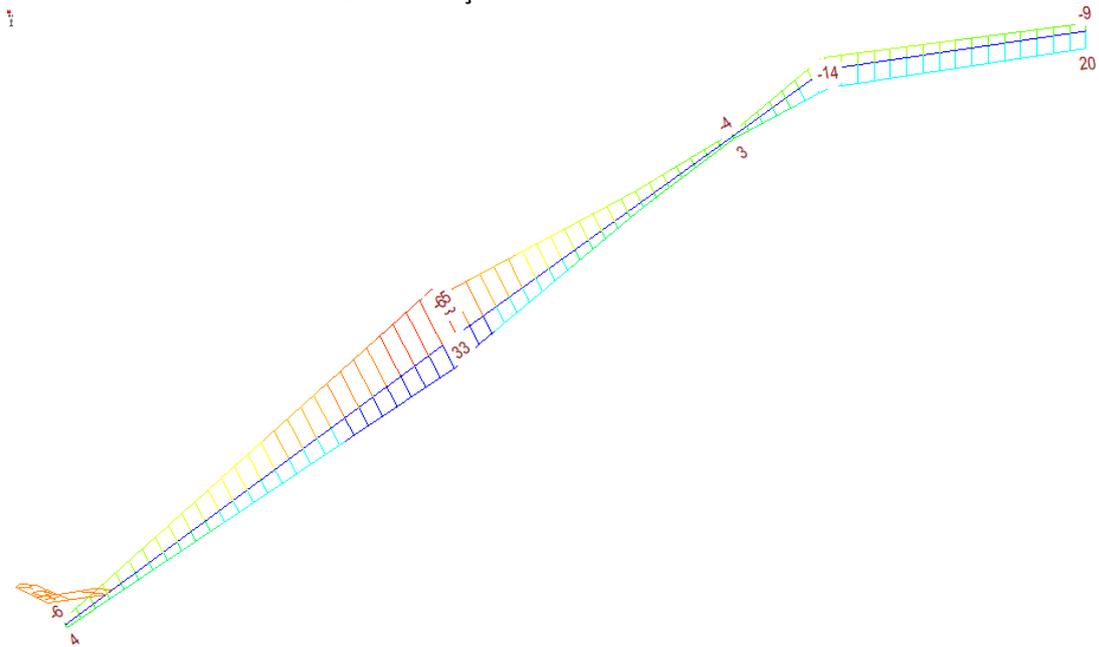
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



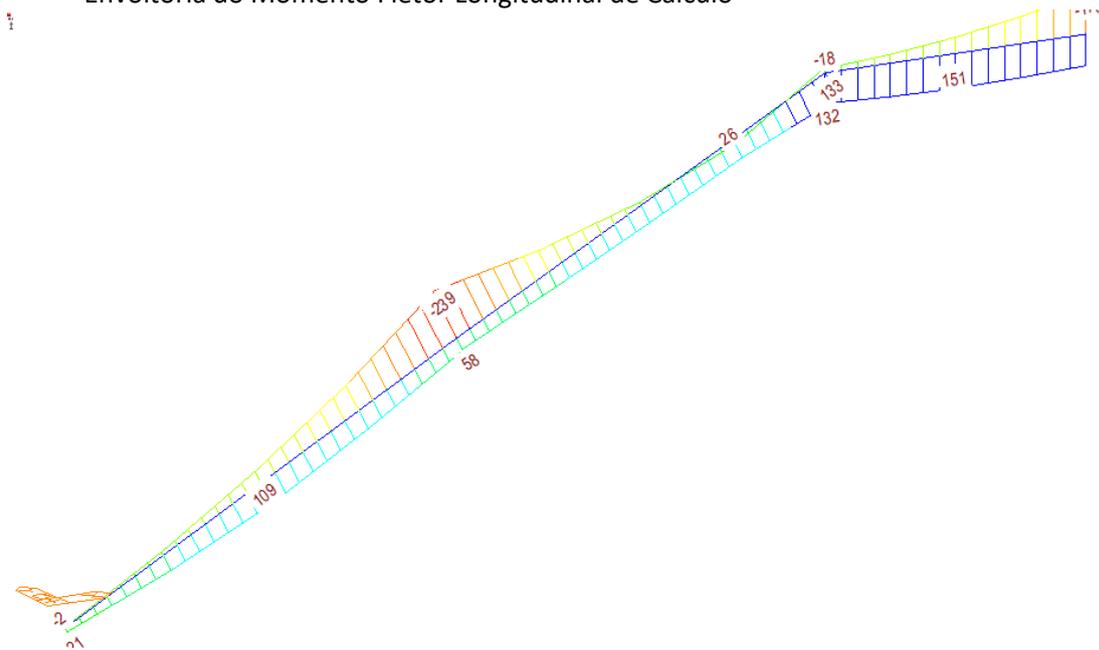
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



Momento Fletor devido à Retração e Fluência



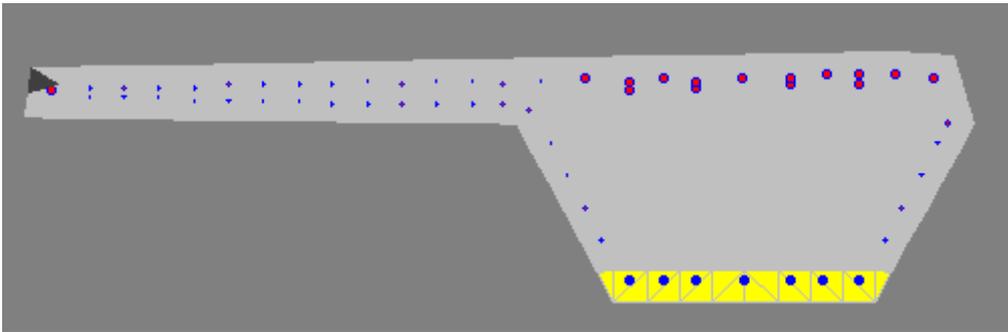
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



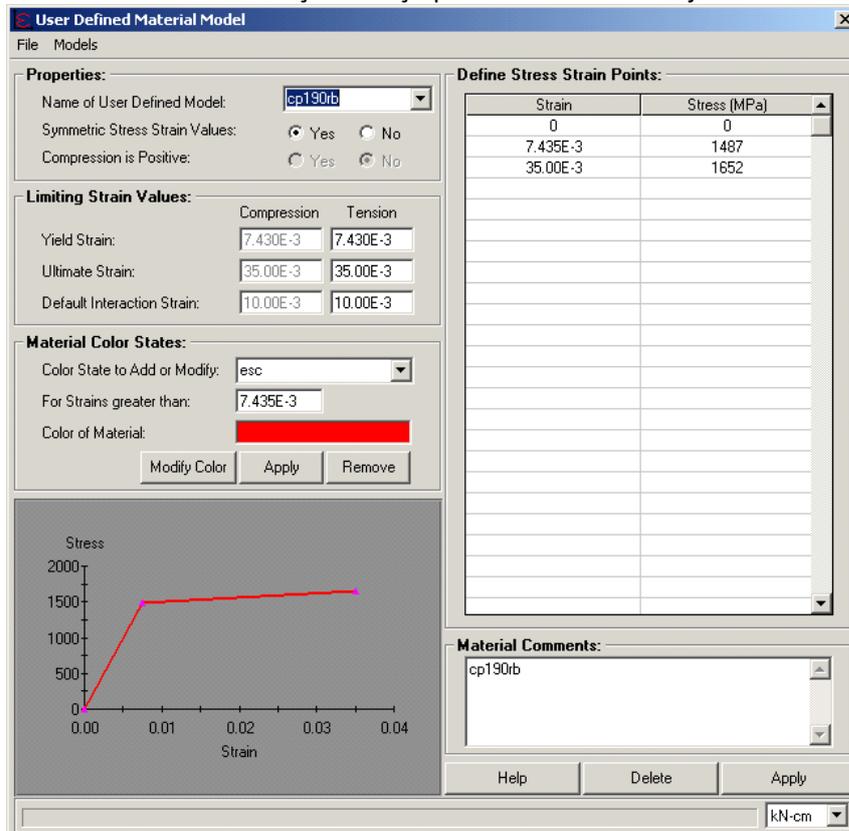
22 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NA ESCADA

22.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: aço ca50
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

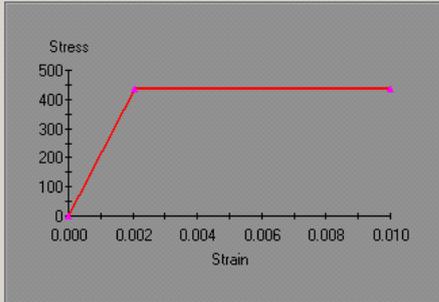
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

Material Comments:
aço ca50

Help Delete Apply

Type in stress strain values from highest compression strain forward. Compression is negative. kN-cm



Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

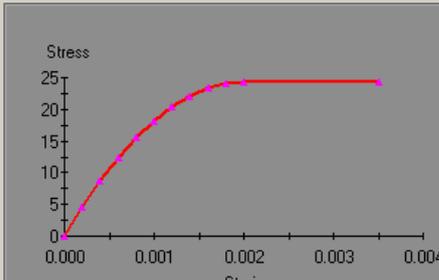
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = 0,85 x fcd

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

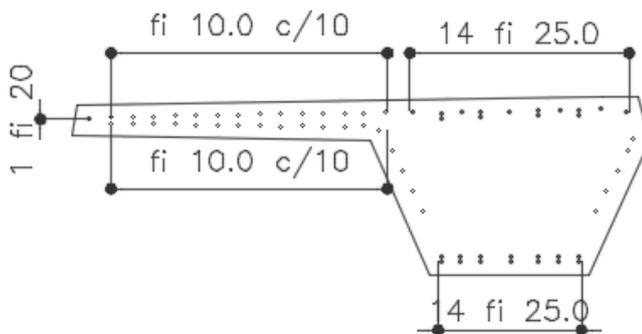
Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

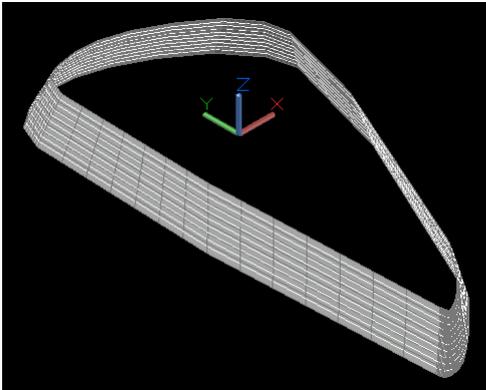
Material Comments:
 C35

Seções analisadas e armadura:



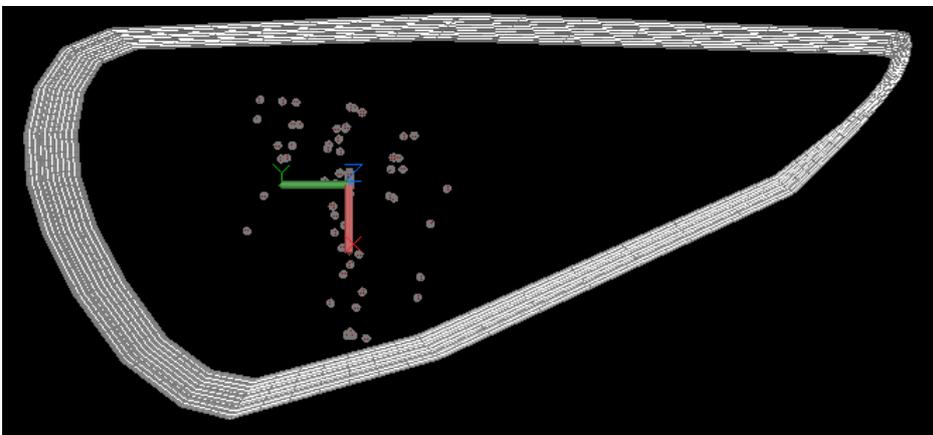
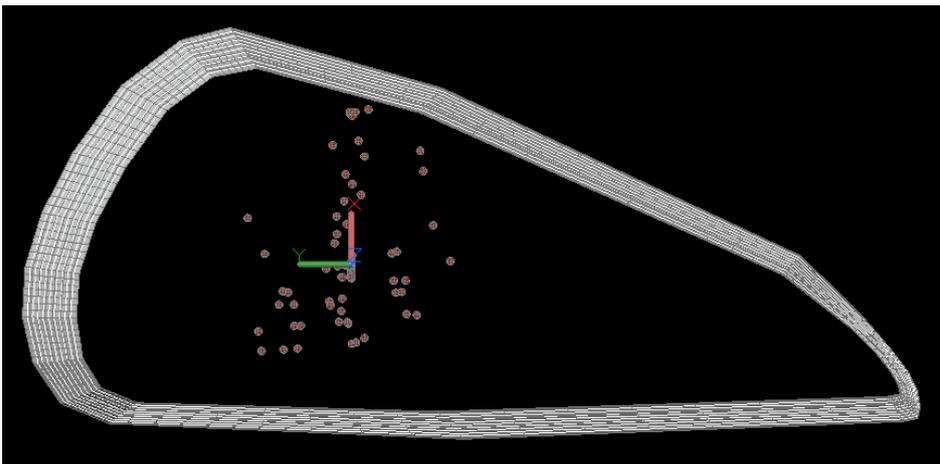
Momentos Positivos e Negativos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 50tf de tração e 100 tf de compressão.

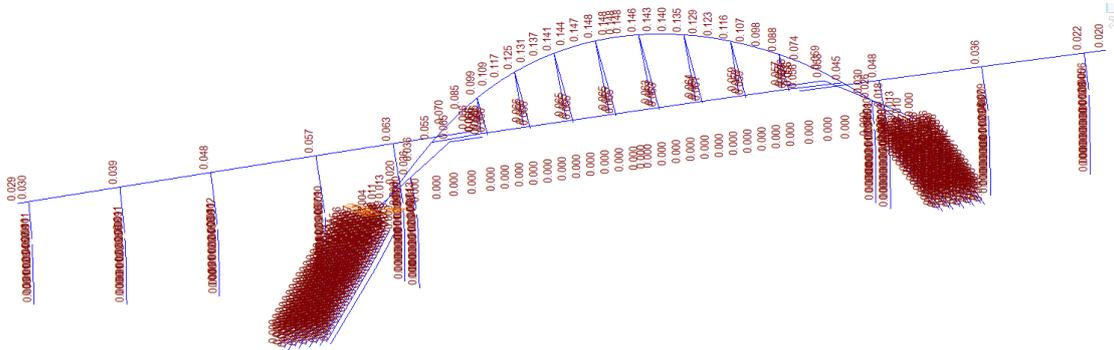
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



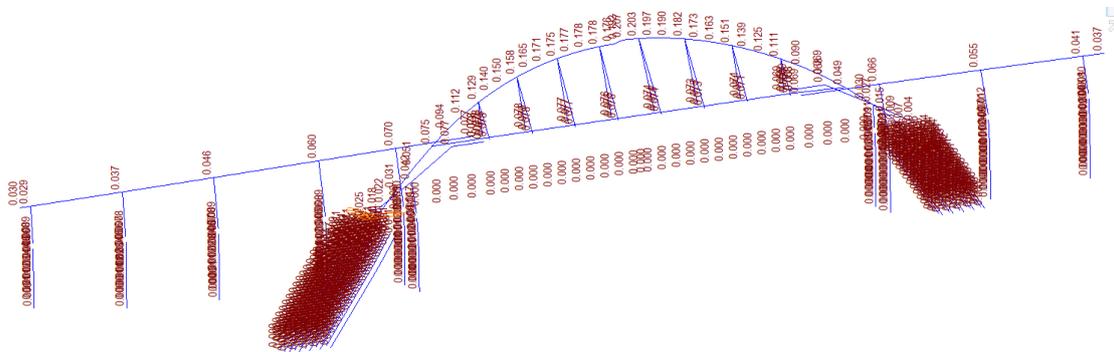
Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

23 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS NA ESTRUTURA

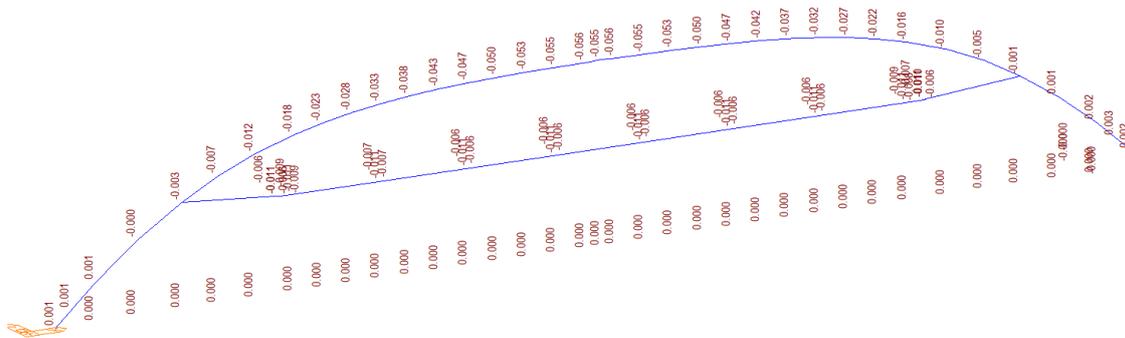
23.1 FLECHAS TRANSVERSAIS DEVIDO À AÇÃO DO VENTO



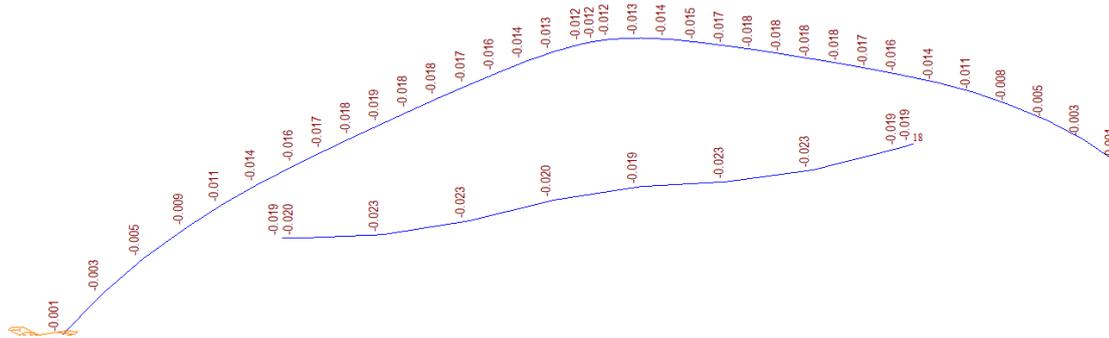
23.2 FLECHAS TRANSVERSAIS NA COMBINAÇÃO CARACTERÍSTICA



23.3 FLECHAS VERTICAIS DEVIDO A CARGA PERMANENTE



23.4 FLECHAS VERTICAIS DEVIDO A CARGA MÓVEL

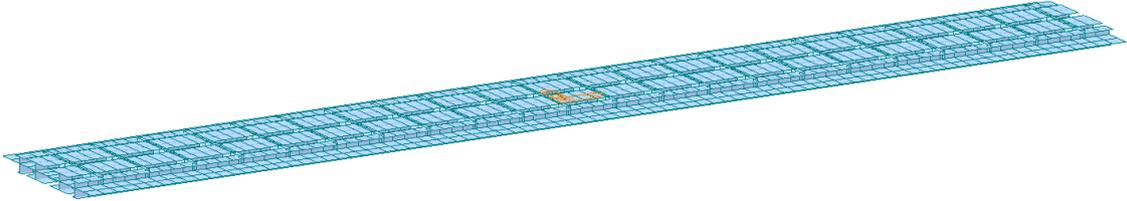


24 MODELO DE GRELHA

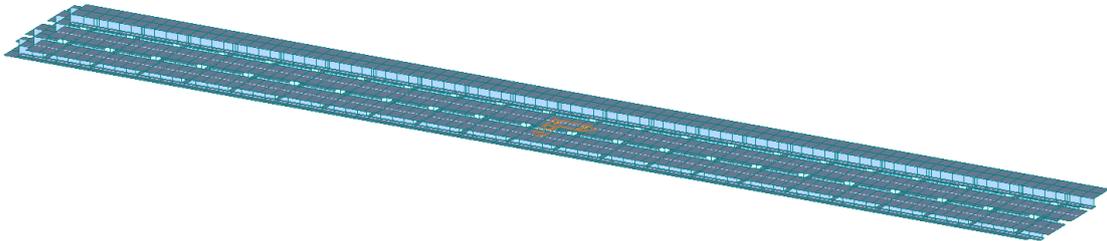
Feito o modelo de viga, podemos calibrar o modelo abaixo com os esforços e dados necessários para retirar os esforços por viga e na laje.

24.1 VISUALIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

Vista em perspectiva do modelo de cálculo (superior)



Vista em perspectiva do modelo de cálculo (inferior)



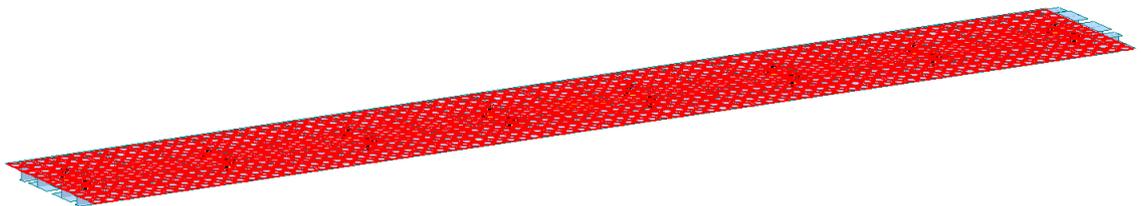
24.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES

Materiais e propriedades

ID	Name	Type	Standard	Code	DB	Use Mass Density	Elasticity (tonf/m ²)	Poisson	Thermal (1/°C)	Density (tonf/m ³)	Mass Density (tonf/m ³ /g)
1	CONC20MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.1287e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
2	CONC25MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.3800e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
3	CONC30MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.6072e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
4	CONC35MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.8161e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
5	CONC40MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	3.0105e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
6	AÇO ESTAI	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	1.9600e+00	0.3	1.2000e-005	7.8500e+00	0.0000e+000

Locais empregados dos materiais:

Concreto 35MPa



Seções Empregadas:

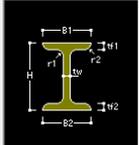
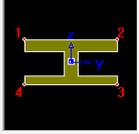
Vigas Centrais – Seção Formatada

Section Data

DB/User Value

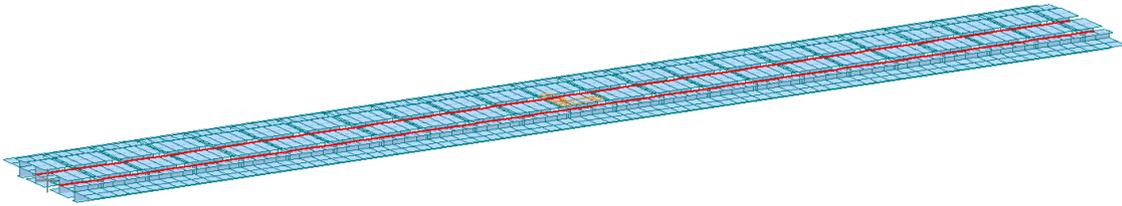
Section ID: 1 I-Section

Name: vigas centrais Built-Up Section

Size		
H	0.7800	m
B1	1.6000	m
tw	0.2500	m
tf1	0.2000	m
B2	1.6000	m
tf2	0.1500	m
r1	0.0000	m
r2	0.0000	m

Section Properties		
Calc. Section Properties		
Area	6.67500e-001	m²
Asy	4.66667e-001	m²
Asz	1.95000e-001	m²
lxx	8.95757e-003	m⁴
lyy	5.36507e-002	m⁴
lzz	1.20027e-001	m⁴
Cyp	0.8000	m



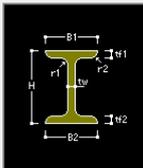
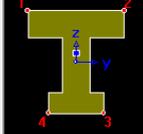
Vigas Laterais – Seção Formatada

Section Data

DB/User Value

Section ID: 2 I-Section

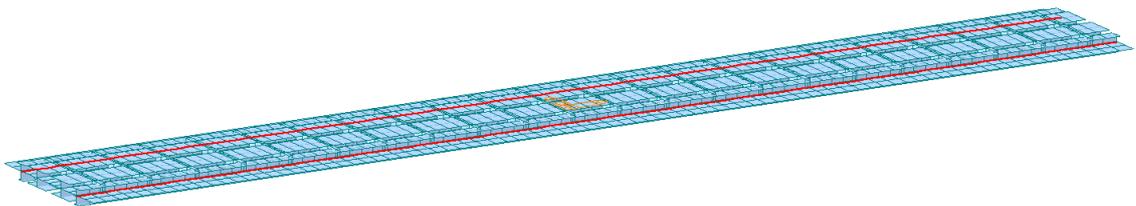
Name: vigas laterais Built-Up Section

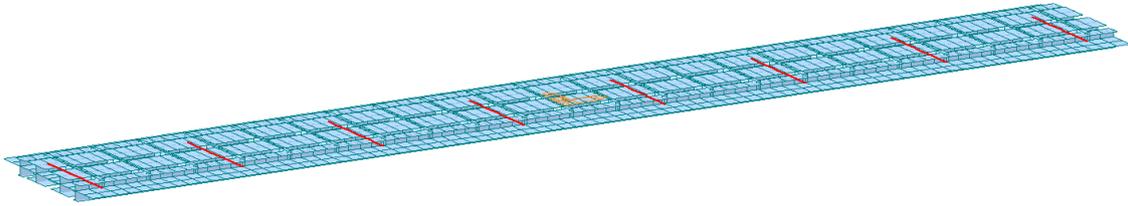
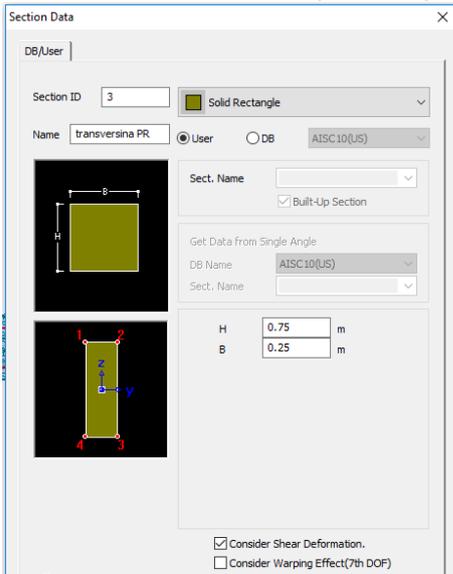
Size		
H	0.7500	m
B1	0.7000	m
tw	0.2000	m
tf1	0.2000	m
B2	0.4000	m
tf2	0.1500	m
r1	0.0000	m
r2	0.0000	m

Section Properties		
Calc. Section Properties		
Area	2.80000e-001	m²
Asy	1.66667e-001	m²
Asz	1.50000e-001	m²
lxx	3.77525e-003	m⁴
lyy	1.64610e-002	m⁴
lzz	6.78333e-003	m⁴
Cyp	0.3500	m

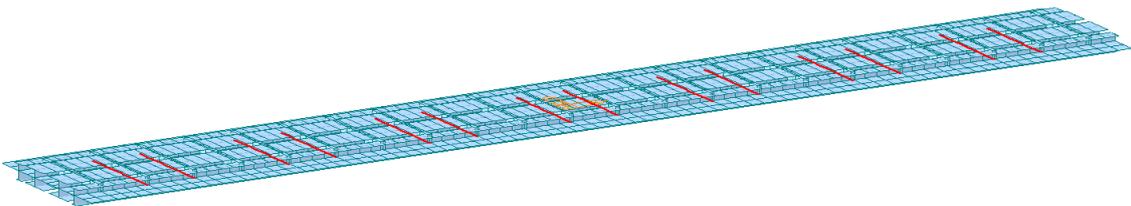
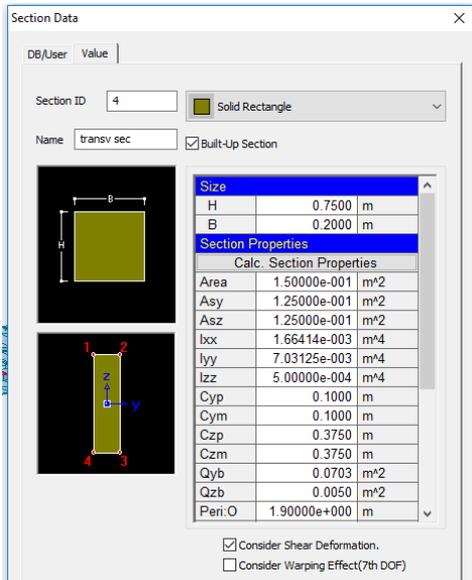
Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)



Transversinas Principais – Seção Retangular



Transversinas Intermediárias – Seção Retangular



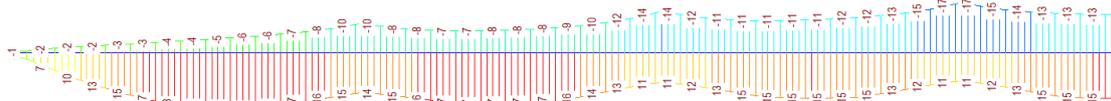
25 ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS LONGITUDINAIS CENTRAIS

Ver item Esforços no tabuleiro dos acessos para a carga normal nas vigas.

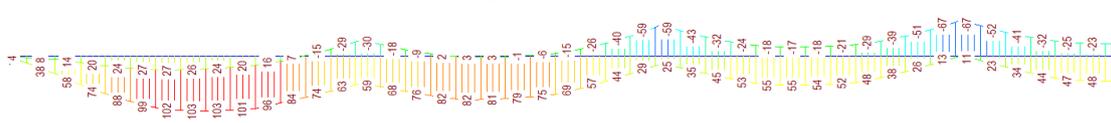
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



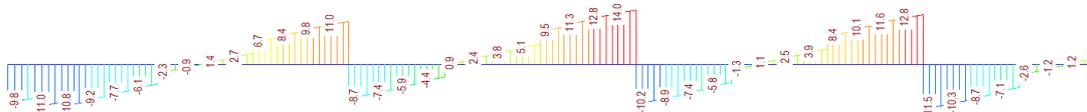
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



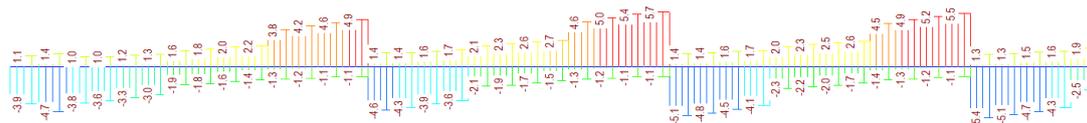
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



Esforços Cortantes devido ao carregamento permanente



Esforços Cortantes devido ao carregamento móvel



Esforços Cortantes de Cálculo



26 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA LAJE – VIGAS LONGITUDINAIS

26.1 ARMADURA LONGITUDINAL

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{f1} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.80
Nº de Ciclos	2.00E+06		

Fissuração / Condições do meio ambiente - tabela 6.1

- Classe I - fraca
 Classe II e III- moderada a forte
 Classe IV - Muito forte

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS/ α_s :

$\gamma_c =$	1.4	Es/Ec fissuração	15
$\gamma_s =$	1.15	Es/Ec fadiga	10

Calcular

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

		Viga Pos	Viga neg
Esforços solicitantes			
M _{gk}	(tf/m)	10.000	7.500
M _{gk max}	(tf/m)	10.200	5.800
M _{gk min}	(tf/m)	-2.200	-3.300

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	35.00	35.00
f _{yk}	(MPa)	500.00	500.00

Propriedades da seção

h	(cm)	75.00	75.00
bw	(cm)	25.00	25.00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	25.0	25.0
cobrimto na armadu	(cm)	3.50	3.50

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)		
d'	(cm)	0.00	0.00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tf/m)	28.80	18.83
d	(cm)	70.25	70.25
x	(cm)	7.78	6.55
A _s	(cm ²)	7.61	6.40
A _{s' nec.}	(cm ²)		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tf/m)	14.64	12.14
M _{Dmin} tensões	(tf/m)	8.24	4.86
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2953	2890
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	1662	1157
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1291	1733
Δσ _s Admissível	(kgf/cm ²)	1750	1750
K		1.00	1.00
A _{s corr.}	(cm ² /m)	7.61	6.40

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2984	2917
ρ _{ri}		0.013	0.011
w ₁	(mm)	0.35	0.34
w ₂	(mm)	0.45	0.51
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.30	0.30
K		1.17	1.12
A _{s corr.}	(cm ² /m)	8.93	7.18

26.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{f1} =$	1.35	$\gamma_{f2} =$	1.50
$\gamma_{f3} =$	1.00	$\gamma_{f4} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Freqüente das Ações):

$\gamma_{f1} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	$\Delta\sigma_{adm}$ (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	30	ϕ Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

CONCRETO ARMADO



Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica Vd
V_{gk}	(tf)	19.00
V_{qkmax}	(tf)	10.00
V_{qkmin}	(tf)	-4.60
V_{pk}	(tf)	0.00
T_{gk}	(tf m)	0.00
T_{qk}	(tf m)	0.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÃO:

		Secao Critica Vd
d	(cm)	70.0
bw	(cm)	25.00
bainha na alma		n
bw útil	(cm)	25.0
bitola (mm)	(mm)	10.0
Ramos de estribo		2
Ae	(cm ²)	
hef	(cm)	
uef	(cm)	

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica Vd
V_{sd}	(tf)	41
V_{rd2}	(tf)	89
T_{sd}	(tf m)	0
T_{rd2}	(tf m)	
$T_{sd}/T_{rd2} + V_{sd}/V_{rd2}$		0.46

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

f_{ctm}	(MPa)	2.90
f_{ctd}	(MPa)	1.45
$V_c = V_{co}$	(tf)	15
Taxa mínima		0.12
A_{smin}	(cm ² /m)	2.90
A_{sw}	(cm ² /m)	9.29

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

$A_{l/s}$ (pele)	(cm ² /m)	
$A_{sT/s}$ (torção)	(cm ² /m)	

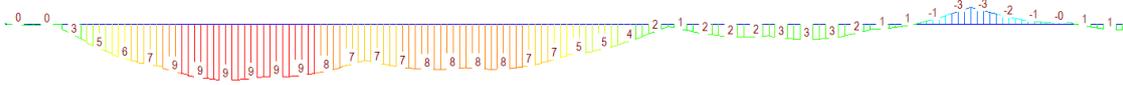
VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

V_{Sdmax}	(tf)	24
V_{Sdmin}	(tf)	17
σ_{swmax}	(MPa)	280
σ_{swmin}	(MPa)	155
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	125
$\Delta\sigma_{adm}$	(MPa)	85
$K < 2$		1.47
$A_{swcorr.}$	(cm ² /m)	13.63

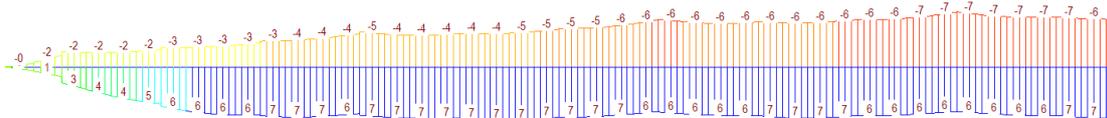
27 ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS LONGITUDINAIS LATERAIS

Ver item Esforços no tabuleiro dos acessos para a carga normal nas vigas.

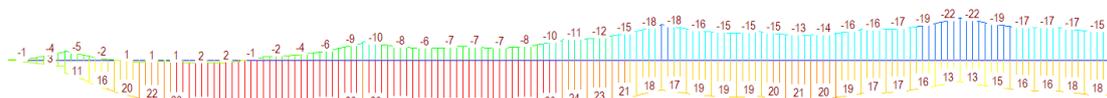
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



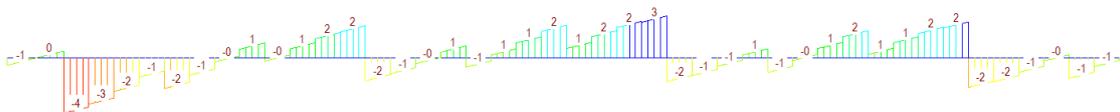
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



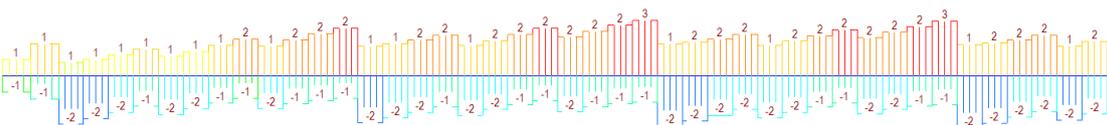
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



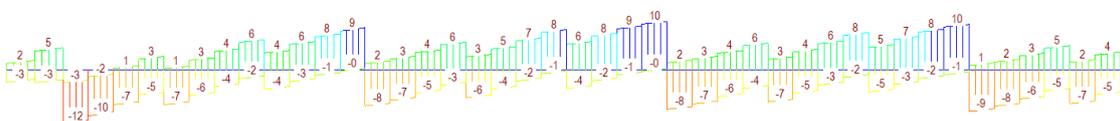
Esforços Cortantes devido ao carregamento permanente



Esforços Cortantes devido ao carregamento móvel



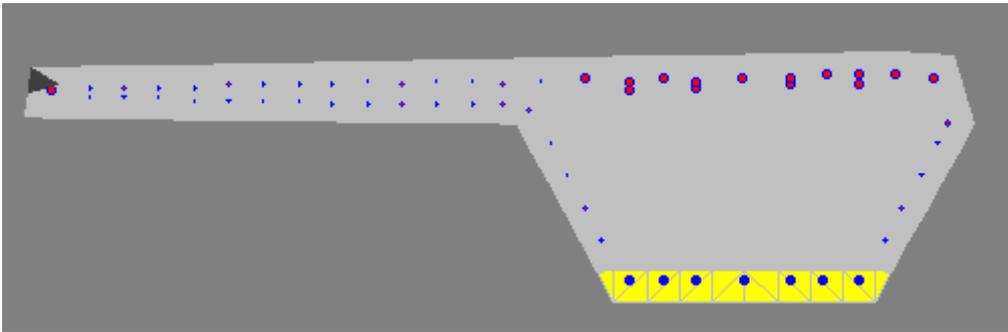
Esforços Cortantes de Cálculo



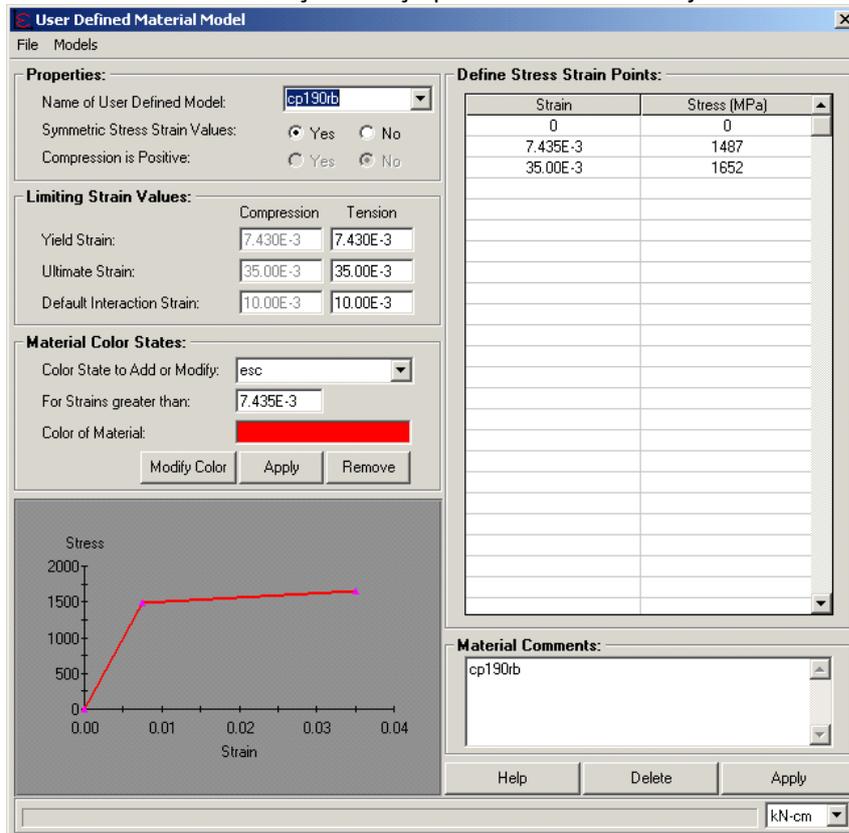
28 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NAS VIGAS LONGITUDINAIS

28.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: aço ca50
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

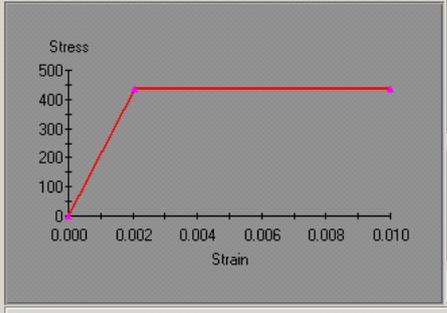
Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

Material Comments:
aço ca50

Help Delete Apply

Type in stress strain values from highest compression strain forward. Compression is negative. kN-cm



Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

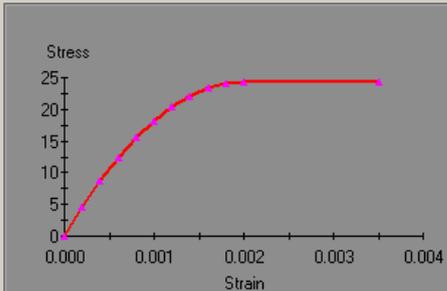
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = 0,85 x fcd

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

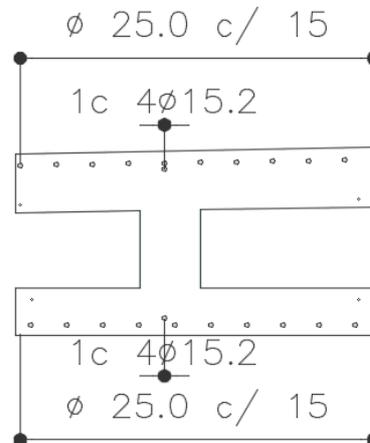
Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

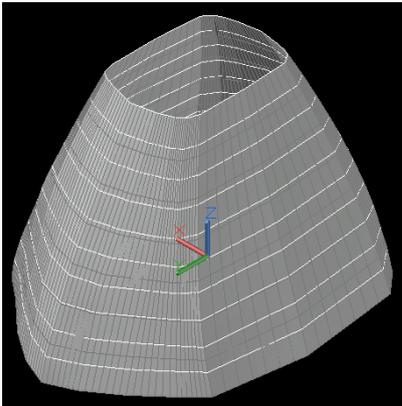
Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

Material Comments:
 C35

Seções analisadas e armadura:

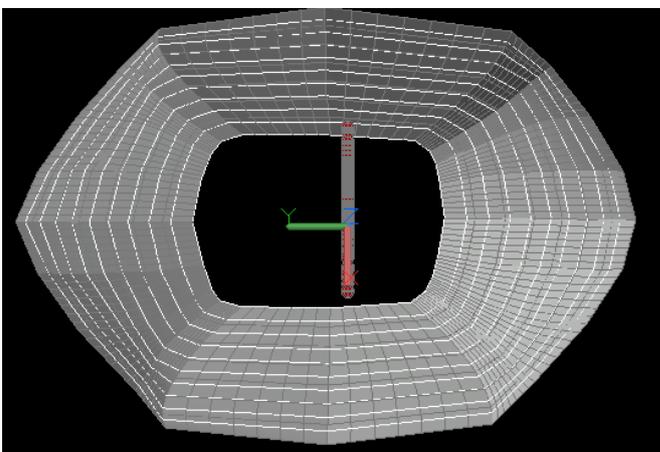
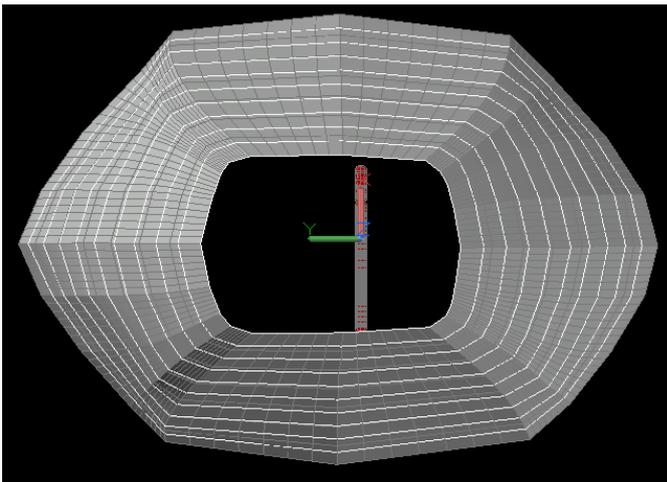


Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 350tf de tração e 50 tf de compressão.

Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

28.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_g =$	1.35	$\gamma_R =$	1.50
$\gamma_{Rg} =$	1.00	$\gamma_{Rd} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_g =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	Δ_{fad} (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	35	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica
Vgk	(tf)	4.50
Vqkmax	(tf)	4.00
Vqkmin	(tf)	-3.00
Vpk	(tf)	0.00
Tgk	(tf m)	0.00
Tqk	(tf m)	0.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao Critica
d	(cm)	63.0
bw	(cm)	25.00
bainha na alma		n
bw útil	(cm)	25.0
bitola (mm)	(mm)	10.0
Ramos de estribo		2
Ae	(cm ²)	
hef	(cm)	
uef	(cm)	

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica
Vsd	(tf)	12
Vrd2	(tf)	91
Tsd	(tf m)	0
Trd2	(tf m)	
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0.13

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	3.21
fctd	(MPa)	1.60
Vc = Vco	(tf)	15
Taxa mínima		0.13
Aswmin	(cm ² /m)	3.21
Asw	(cm ² /m)	0.00

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm ² /m)	
AsT/s (torção)	(cm ² /m)	

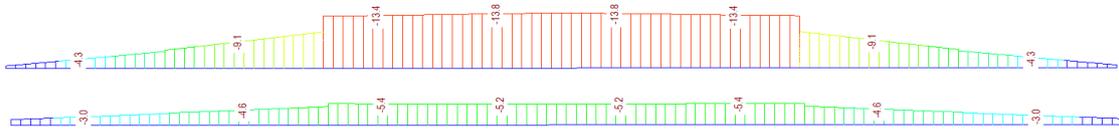
VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSDmax	(tf)	7
VSDmin	(tf)	3
σ_{swmax}	(MPa)	0
σ_{swmin}	(MPa)	0
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	0
$\Delta\sigma_{adm}$	(MPa)	85
K < 2		1.00
Aswcorrig.	(cm ² /m)	3.21

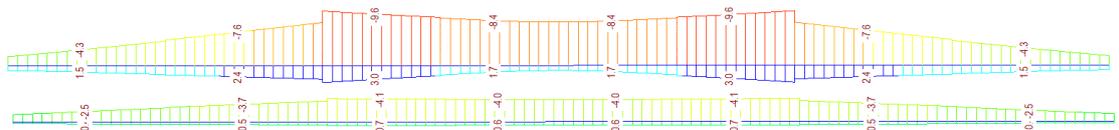
29 ESFORÇOS NA LAJE NO MODELO DE GRELHA – VIGAS TRANSVERSAIS

Os esforços foram retirados em uma transversina principal crítica e uma transversina intermediária.

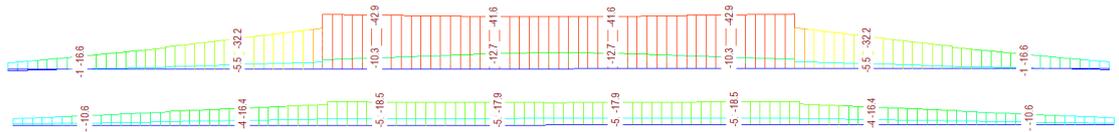
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



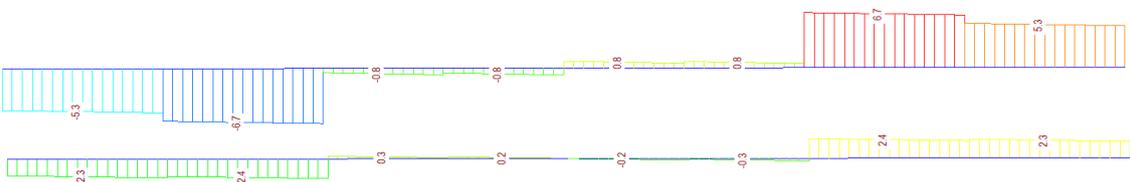
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



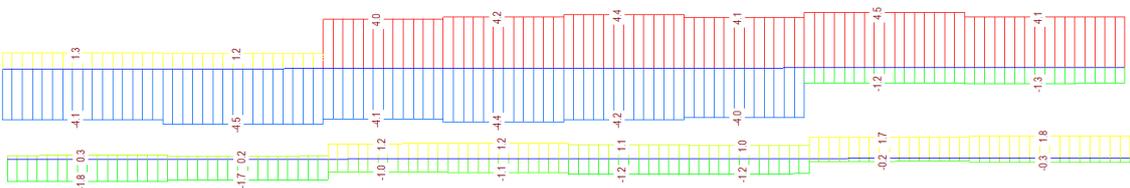
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



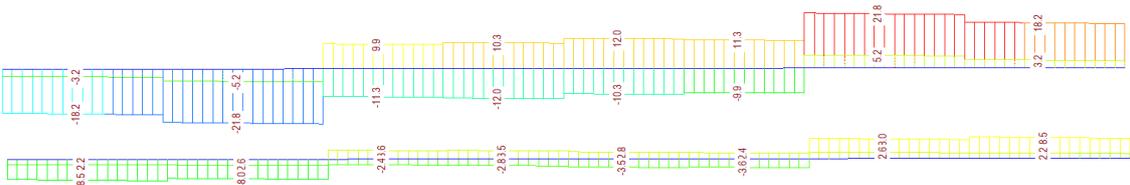
Esforços Cortantes devido ao carregamento permanente



Esforços Cortantes devido ao carregamento móvel



Esforços Cortantes de Cálculo



30 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA LAJE – VIGAS TRANSVERSAIS

30.1 ARMADURA LONGITUDINAL

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fq} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00		

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.80
Nº de Ciclos	2.00E+06		

Fissuração / Condições do meio ambiente - tabela 6.1

- Classe I - fraca
 Classe II e III- moderada a forte
 Classe IV - Muito forte

COEFICIENTES DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS/ α_s :

$\gamma_c =$	1.4	Es/Ec _{fissuração}	15
$\gamma_s =$	1.15	Es/Ec _{fadiga}	10

Calcular

CONCRETO ARMADO / FLEXÃO SIMPLES

Esforços solicitantes		Viga Neg Pendural	Viga Neg interm
M _{gk}	(tfm/m)	15.000	8.000
M _{qk max}	(tfm/m)	15.000	5.000
M _{qk min}	(tfm/m)	-5.000	-2.000

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	35.00	35.00
f _{yk}	(MPa)	500.00	500.00

Propriedades da seção

h	(cm)	75.00	75.00
bw	(cm)	25.00	20.00

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	20.0	16.0
cobrimto na armadu	(cm)	3.50	3.50

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)		
d'	(cm)	0.00	0.00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	42.75	18.30
d	(cm)	70.50	70.70
x	(cm)	15.66	7.97
A _s	(cm ²)	15.31	6.23
A _{s' nec.}	(cm ²)		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	27.00	12.00
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	11.00	6.40
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2781	2936
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	1133	1566
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1648	1370
Δσ _s Admissível	(kgf/cm ²)	1850	1900
K		1.00	1.00
A _{s cor.}	(cm ² /m)	15.31	6.23

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2822	2967
ρ _{ri}		0.031	0.019
w ₁	(mm)	0.25	0.22
w ₂	(mm)	0.16	0.20
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.30	0.30
K		1.00	1.00
A _{s cor.}	(cm ² /m)	15.31	6.23

30.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{gk} =$	1.35	$\gamma_{lq} =$	1.50
$\gamma_{gk} =$	1.00	$\gamma_{fp} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{gk} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	$\Delta\sigma_{fd}$ fadiga (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	30	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

CONCRETO ARMADO

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica Vd	Secao Critica Vd
Vgk	(tf)	12.00	3.00
Vqkmax	(tf)	4.00	2.50
Vqkmin	(tf)	-1.60	-1.50
Vpk	(tf)	0.00	0.00
Tgk	(tf m)	0.00	19.00
Tqk	(tf m)	0.00	28.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao Critica Vd	Secao Critica Vd
d	(cm)	70.0	70.0
bw	(cm)	25.00	20.00
bainha na alma		n	n
bw útil	(cm)	25.0	20.0
bitola (mm)	(mm)	10.0	10.0
Ramos de estribo		2	2
Ae	(cm²)		
hef	(cm)		
uef	(cm)		

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica Vd	Secao Critica Vd
Vsd	(tf)	22	8
Vrd2	(tf)	89	71
Tsd	(tf m)	0	68
Trd2	(tf m)		
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0.25	0.11

DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	2.90	2.90
fctd	(MPa)	1.45	1.45
Vc = Vco	(tf)	15	12
Taxa mínima		0.12	0.12
Aswmin	(cm²/m)	2.90	2.32
Asw	(cm²/m)	2.55	0.00

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm²/m)		
AsT/s (torção)	(cm²/m)		

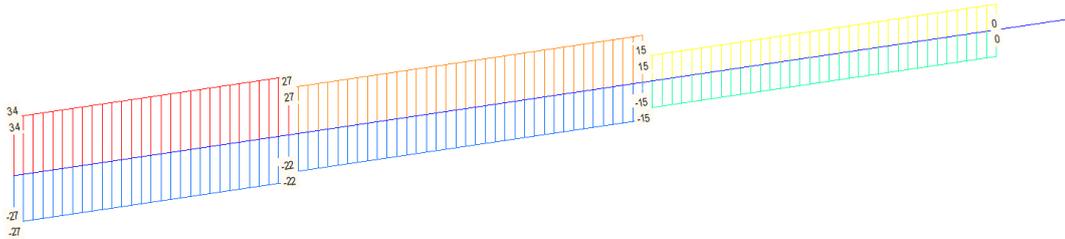
VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSDmax	(tf)	14	4
VSDmin	(tf)	11	2
σ_{swmax}	(MPa)	351	0
σ_{swmin}	(MPa)	197	0
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	153	0
$\Delta\sigma_{adm}$	(MPa)	85	85
K < 2		1.81	1.00
Aswcorr.	(cm²/m)	5.23	2.32

31 ESFORÇOS NO TABULEIRO DO ACESSO AO BLOCO ANEXO, COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO.

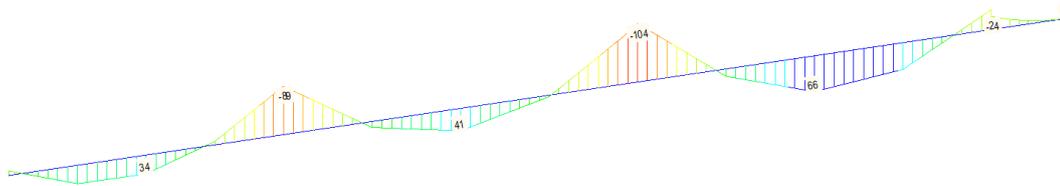
O balanço da extremidade do acesso ao bloco anexo teve seu comprimento alterado. Assim, os esforços foram alterados. Seguem em primeiro lugar os esforços do projeto original e em seguida os esforços alterados.

31.1 ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO – PROJETO ORIGINAL

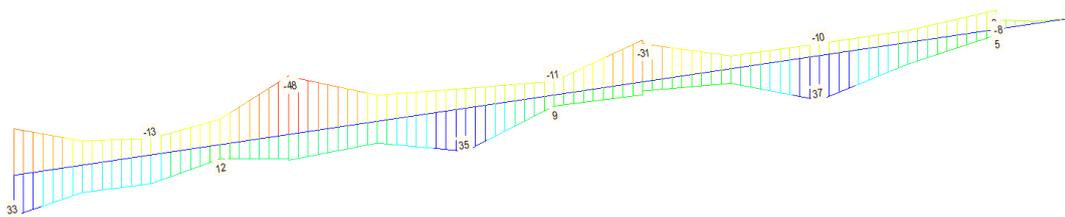


31.2 MOMENTOS FLETORES – PROJETO ORIGINAL

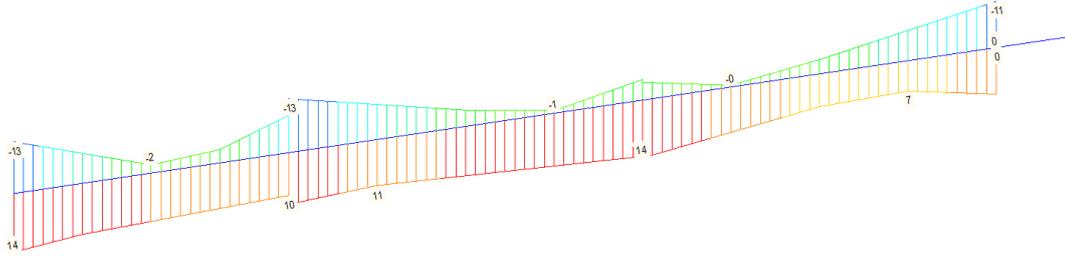
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



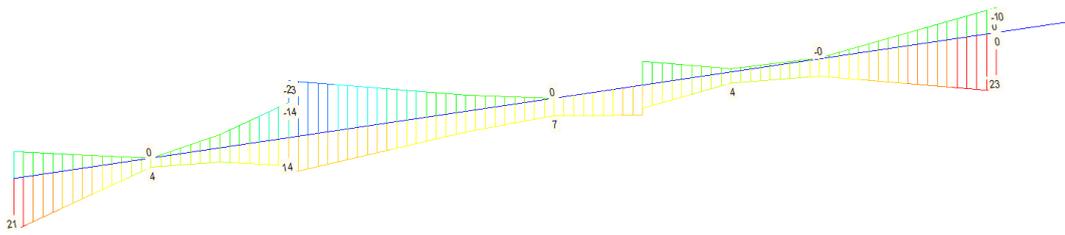
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



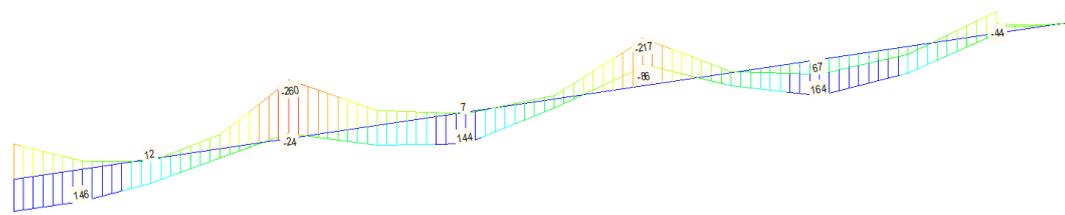
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



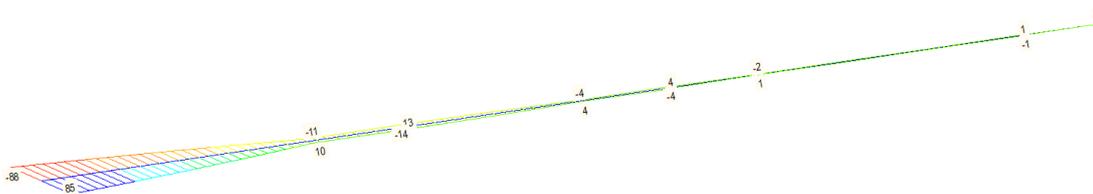
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



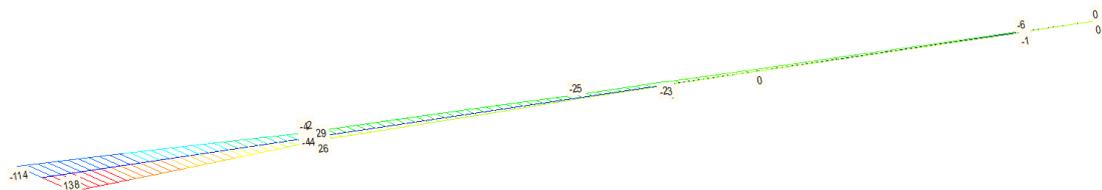
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento

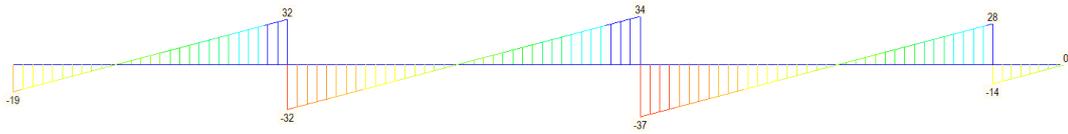


Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo

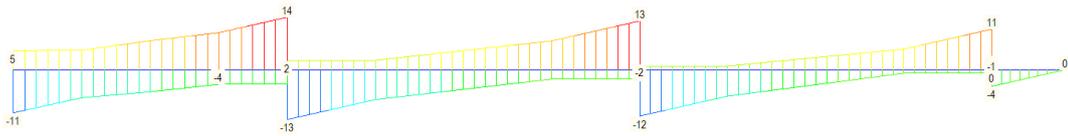


31.3 ESFORÇOS CORTANTES – PROJETO ORIGINAL

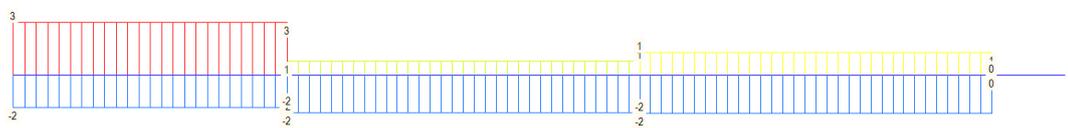
Esforço Cortante devido à carga permanente



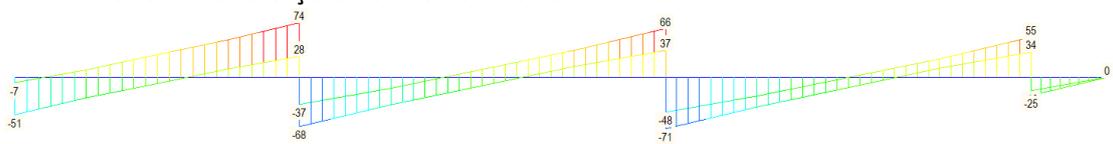
Esforço Cortante devido à carga móvel



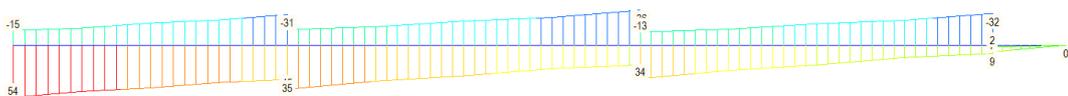
Esforço Cortante devido à Retração e Fluência



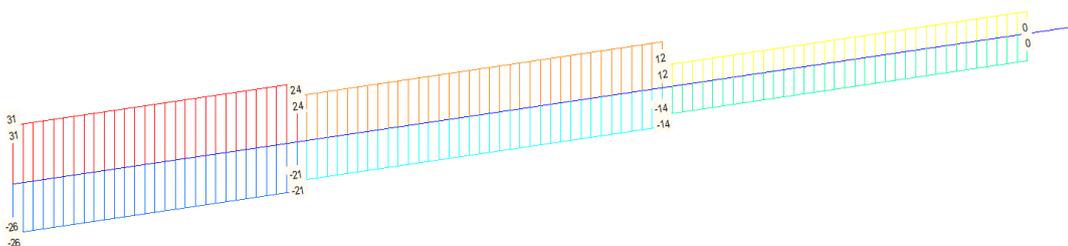
Envoltória do Esforço Cortante de Cálculo



Esforço Torsor de Cálculo

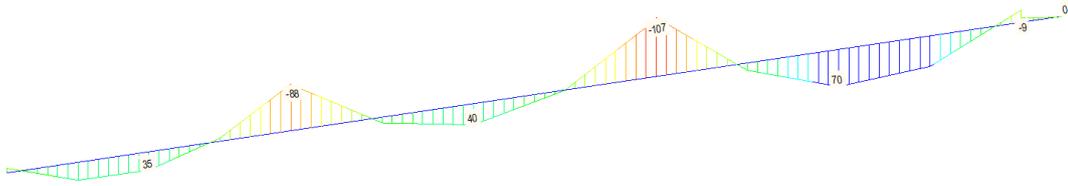


31.4 ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO

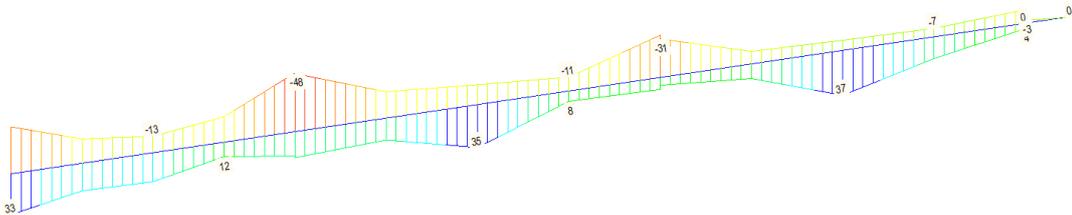


31.5 MOMENTOS FLETORES – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO

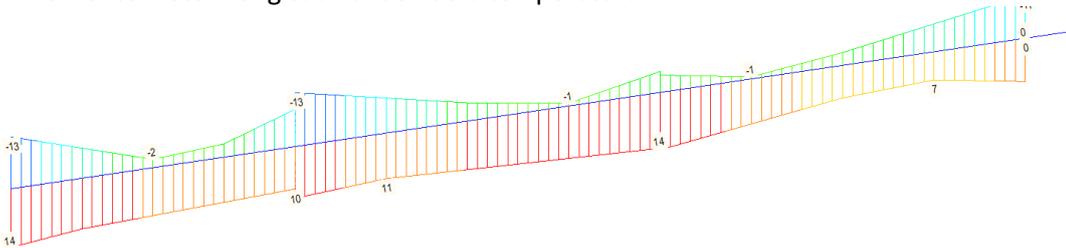
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



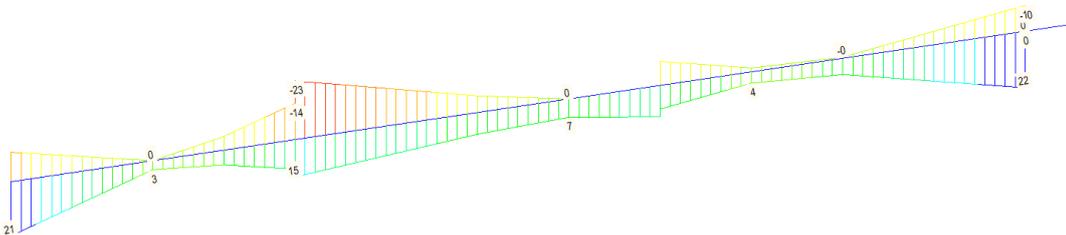
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



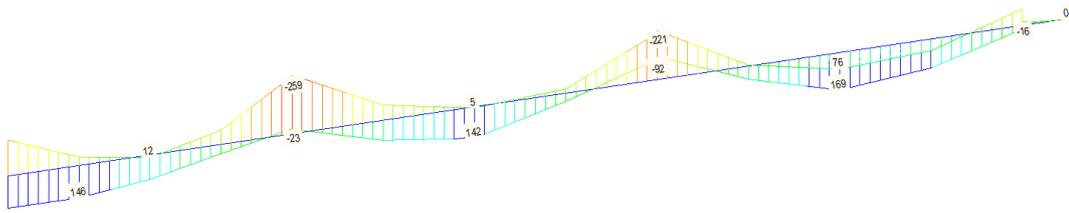
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



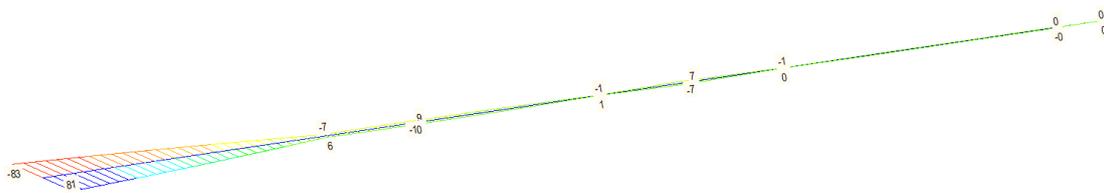
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



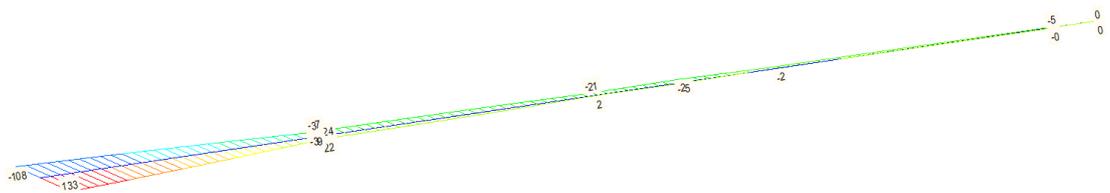
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento

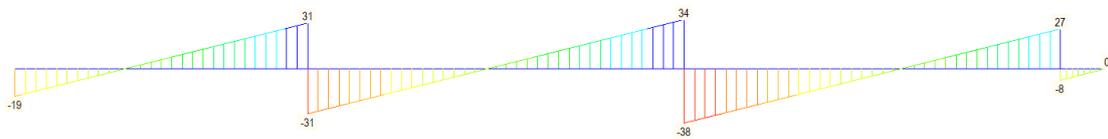


Envoltória Momento Fletor Transversal de Cálculo

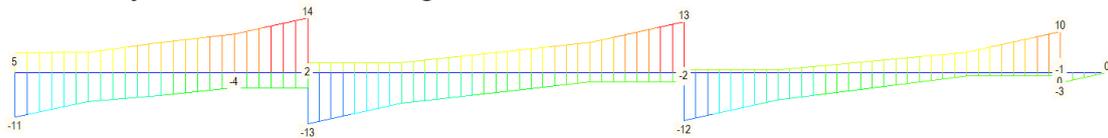


31.6 ESFORÇOS CORTANTES – PROJETO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO

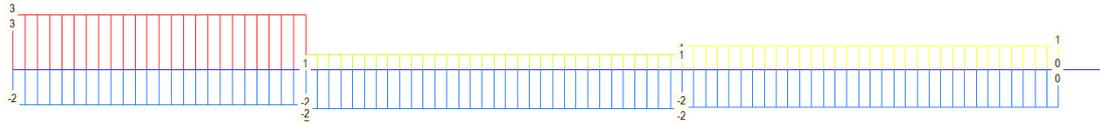
Esforço Cortante devido à carga permanente



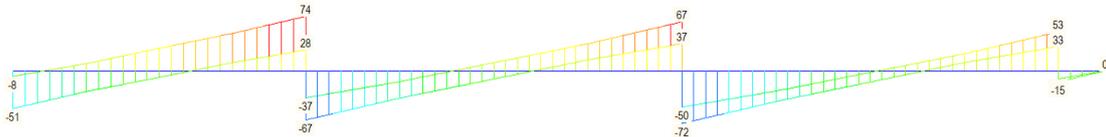
Esforço Cortante devido à carga móvel



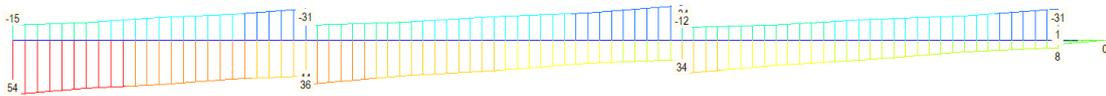
Esforço Cortante devido à Retração e Fluência



Envoltória do Esforço Cortante de Cálculo



Esforço Torsor de Cálculo



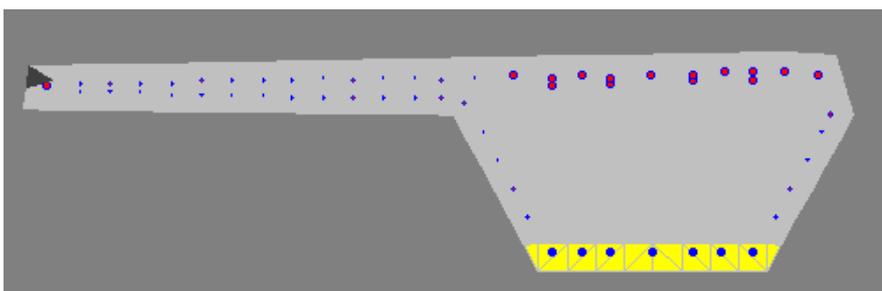
32 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA NO ACESSO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO

Pode-se verificar que os esforços fletores, conforme previsto, aumentaram no vão anterior, mas com pequena significância. Segue abaixo a verificação do dimensionamento atualizado.

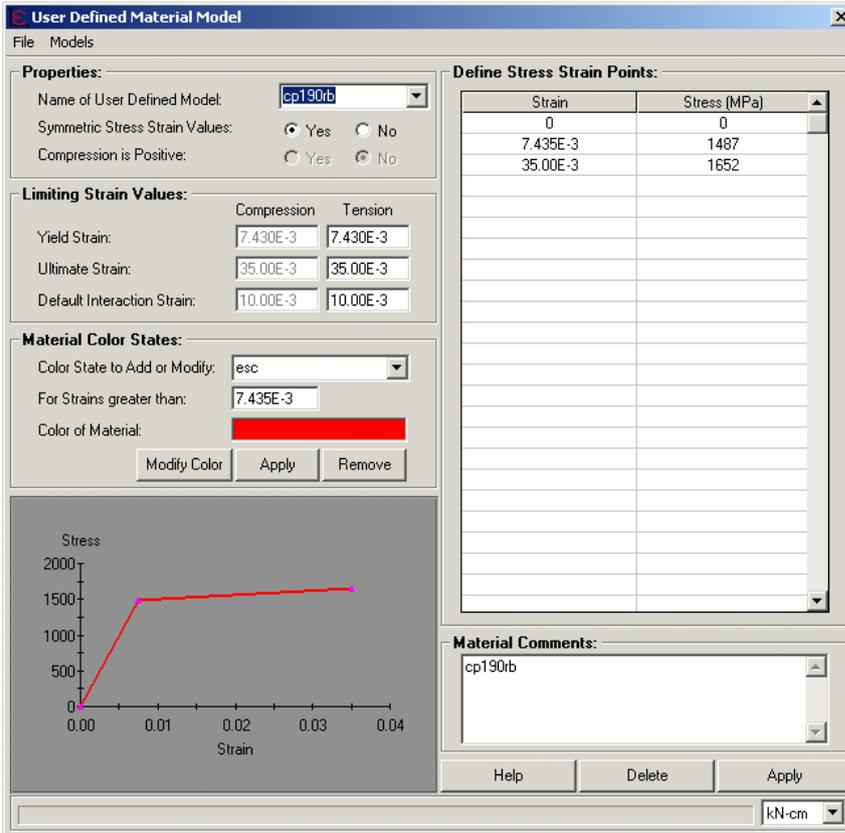
Conforme esperado, os esforços cortantes diminuíram. Assim, mantivemos as mesmas verificações de cisalhamento a favor da segurança, abaixo.

32.1 ARMADURA LONGITUDINAL:

Para o cálculo dos resultados apresentamos os valores obtidos do programa Xtract que é um programa que foi criado por Dr. Charles Chadwell da Universidade da Califórnia em Berkeley. Este programa é um programa de análise de qualquer tipo de seções e materiais sujeitos a qualquer carregamento. Este programa realiza análises de momento curvatura, gráficos de axial x momento resistente e análise de momento x momento. A seção é discretizada em elementos e assim cada parte tem um comportamento de acordo com a sua curva tensão deformação. Exemplo de seção típica apenas para ilustração:



Tensão x deformação do aço protendido – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Properties:
 Name of User Defined Model: cp190tb
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	7.430E-3	7.430E-3
Ultimate Strain:	35.00E-3	35.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 7.435E-3
 Color of Material: [Red]
 Buttons: Modify Color, Apply, Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
7.435E-3	1487
35.00E-3	1652

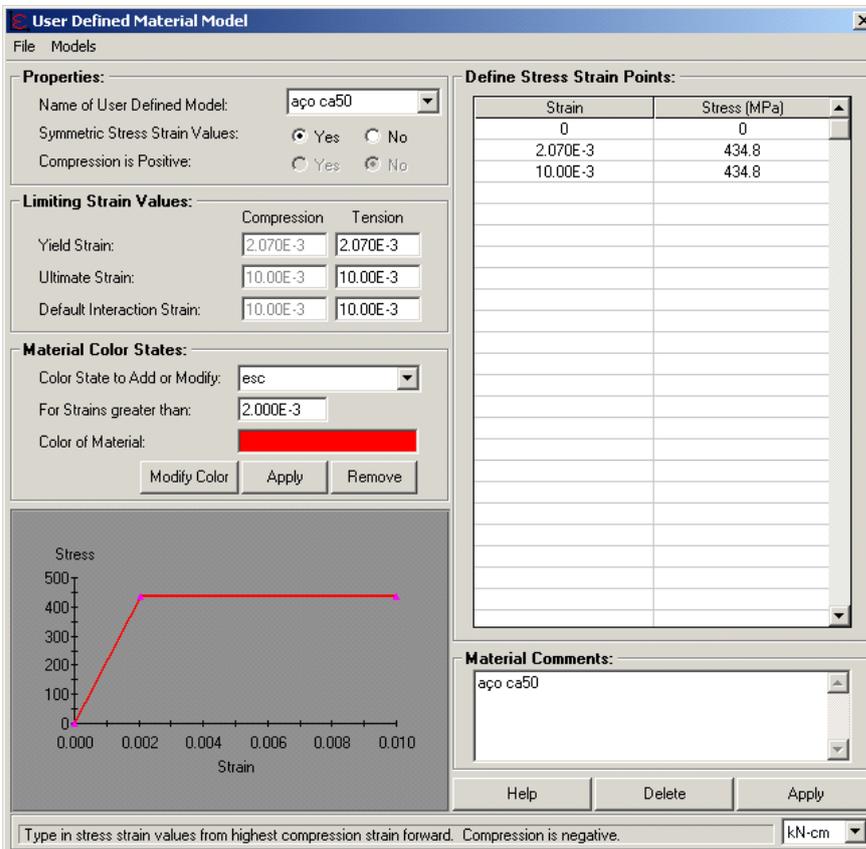
Material Comments:
 cp190tb

Buttons: Help, Delete, Apply

Stress (MPa) vs Strain (cm) graph showing a linear elastic region up to approximately 1500 MPa at 0.01 strain, followed by a slight increase in stress up to 1652 MPa at 0.035 strain.

Unit: kN-cm

Tensão x deformação do aço CA50 – valores já reduzidos de $\gamma_s = 1,15$



Properties:
 Name of User Defined Model: aço ca50
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

	Compression	Tension
Yield Strain:	2.070E-3	2.070E-3
Ultimate Strain:	10.00E-3	10.00E-3
Default Interaction Strain:	10.00E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material: [Red]
 Buttons: Modify Color, Apply, Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
2.070E-3	434.8
10.00E-3	434.8

Material Comments:
 aço ca50

Buttons: Help, Delete, Apply

Stress (MPa) vs Strain (cm) graph showing a linear elastic region up to 434.8 MPa at 0.002 strain, followed by a horizontal plateau at 434.8 MPa up to 0.01 strain.

Unit: kN-cm

Type in stress strain values from highest compression strain forward. Compression is negative.

Tensão x deformação do concreto C40 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c40
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

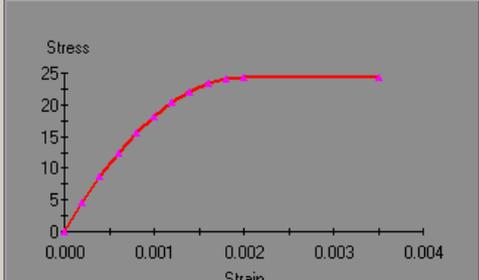
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: esc
 For Strains greater than: 2.000E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.614
.4000E-3	8.743
.6000E-3	12.39
.8000E-3	15.54
1.000E-3	18.21
1.200E-3	20.40
1.400E-3	22.10
1.600E-3	23.31
1.800E-3	24.04
2.000E-3	24.29
3.500E-3	24.29

Material Comments:
c40



Tensão x deformação do concreto C35 – valores já reduzidos = $0,85 \times f_{cd}$

User Defined Material Model

File Models

Properties:
 Name of User Defined Model: c35 1.4
 Symmetric Stress Strain Values: Yes No
 Compression is Positive: Yes No

Limiting Strain Values:

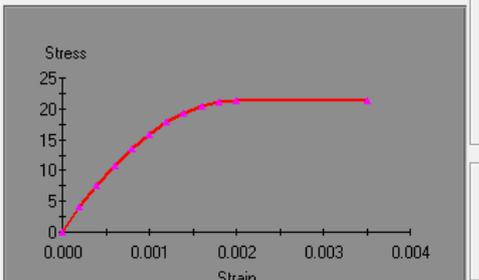
	Compression	Tension
Yield Strain:	3.500E-3	10.00E-3
Ultimate Strain:	3.510E-3	10.10E-3
Default Interaction Strain:	3.500E-3	10.00E-3

Material Color States:
 Color State to Add or Modify: -10
 For Strains greater than: 10.00E-3
 Color of Material:
 Modify Color Apply Remove

Define Stress Strain Points:

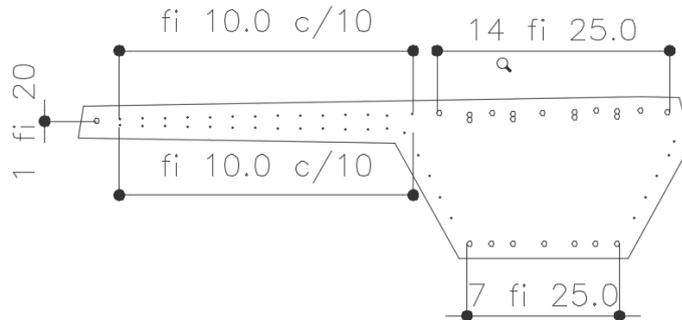
Strain	Stress (MPa)
0	0
.2000E-3	4.038
.4000E-3	7.650
.6000E-3	10.84
.8000E-3	13.60
1.000E-3	15.94
1.200E-3	17.85
1.400E-3	19.34
1.600E-3	20.40
1.800E-3	21.04
2.000E-3	21.25
3.500E-3	21.25

Material Comments:
C35

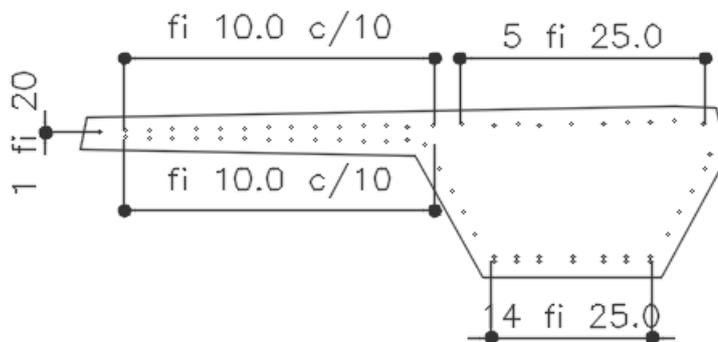


Seções analisadas e armadura:

Seção para verificação do momento negativo junto aos apoios:

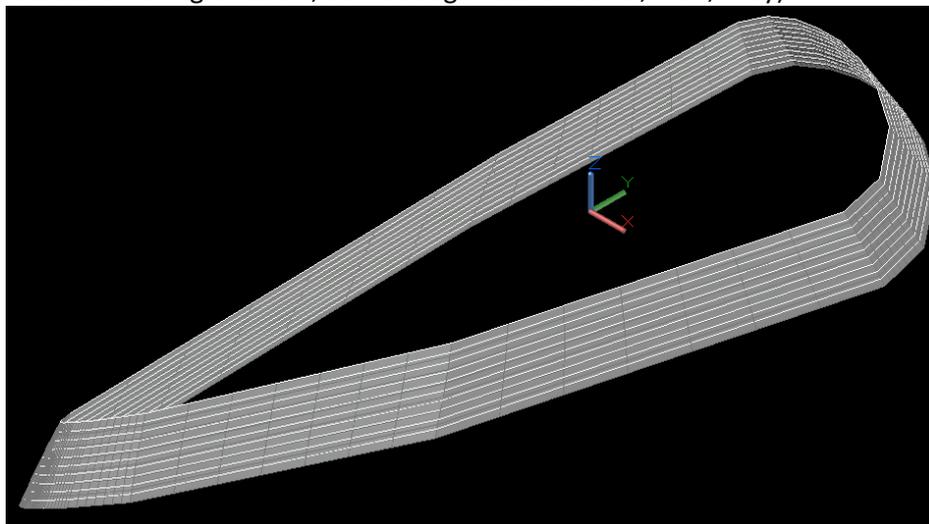


Seção para verificação do momento positivo entre apoios:



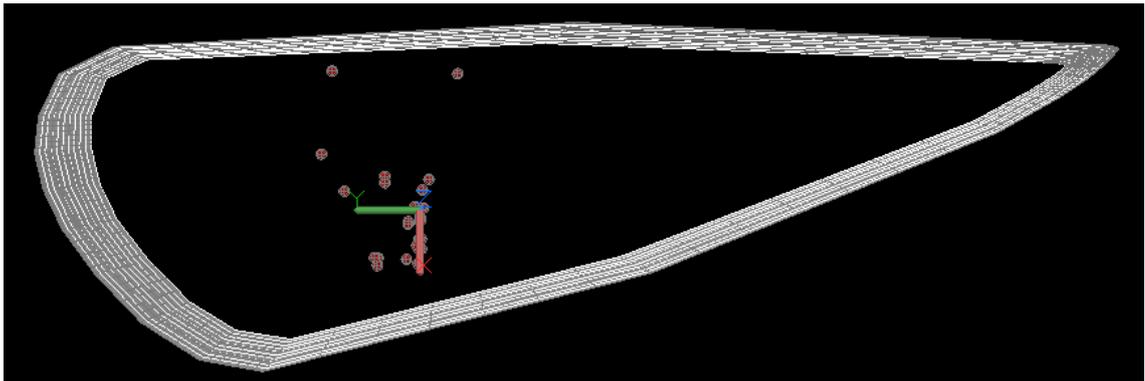
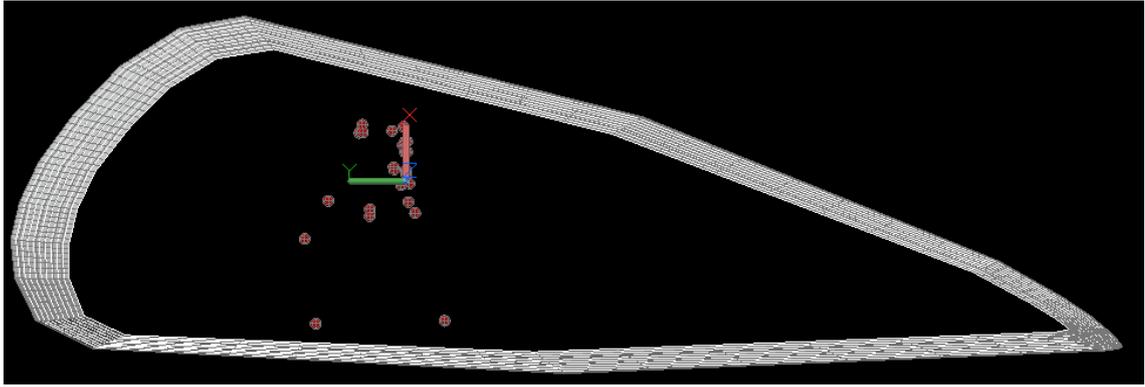
Momentos Positivos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 50tf de tração e 50 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

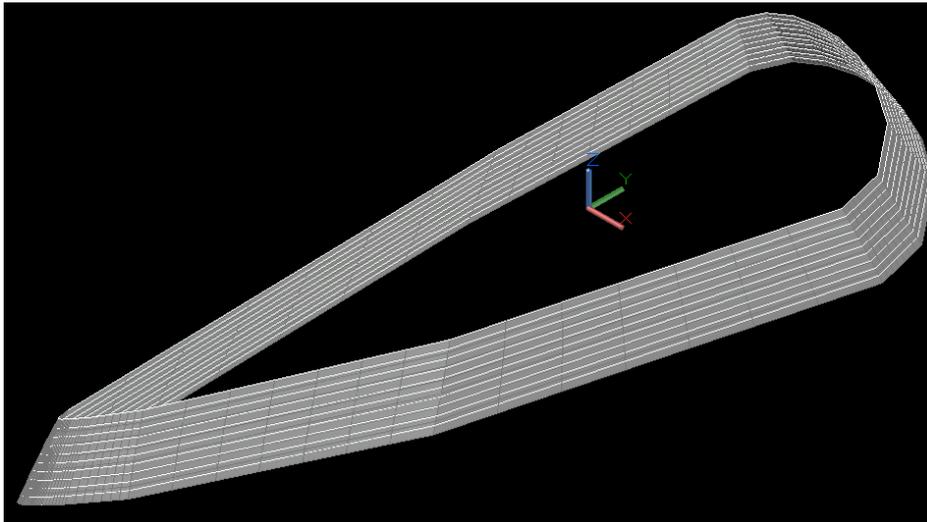
Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

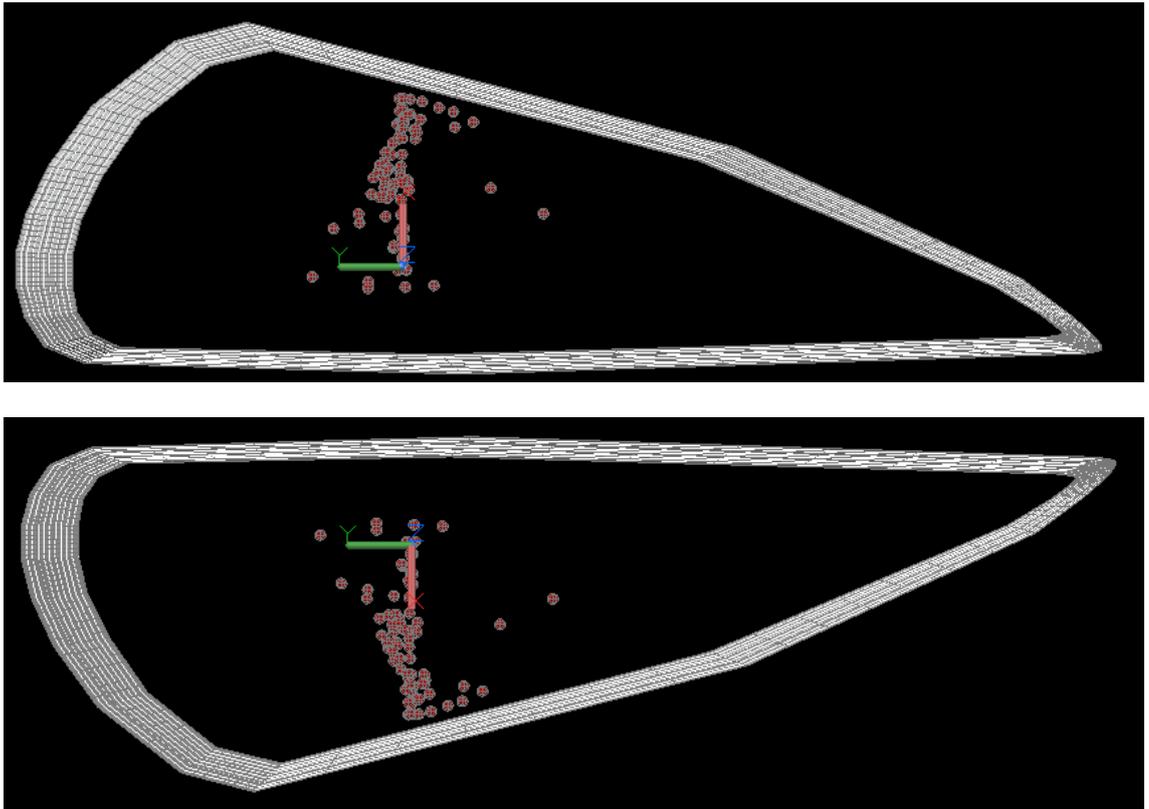
Momentos Negativos:

Utilizando os mesmos dados da seção e armaduras, obtemos os seguintes resultados (plotados em um gráfico 3D, com os seguintes eixos Nd, Mdx, Mdy):



Essa é a superfície resistente da peça considerando várias faixas de carga normal, variando entre 50tf de tração e 50 tf de compressão, em função dos esforços axiais.

Plotando no mesmo gráfico os esforços nas peças, podemos verificar se a armadura está verificada.



Como todos os pontos se encontram dentro da superfície resistente a armadura está verificada para o carregamento apontado.

32.2 ARMADURA DE CISALHAMENTO

Seção de uma viga

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES:

Estado Limite Último:

$\gamma_{fg} =$	1.35	$\gamma_{fi} =$	1.50
$\gamma_{fg} =$	1.00	$\gamma_{fp} =$	0.90

Estado Limite de Utilização (Combinação Frequente das Ações):

$\gamma_{fg} =$	1.00	$\psi_1 =$	0.50
Nº de Ciclos	2.00E+06	Δ_{fsd} fadiga (MPa)	85

Modelo de verificação

Modelo I

Modelo II

Calcular

COEF. DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS:

$\gamma_c =$	1.4
$\gamma_s =$	1.15

MATERIAIS E ÂNGULO DOS ESTRIBOS:

f_{ck} (MPa)	30	Ø Bainha (cm)	0
f_{yk} (MPa)	500	TETA (°)	45
α (graus)	90		

Estado limite último - Cisalhamento/Torção

ESFORÇOS SOLICITANTES:

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
Vgk	(tf)	35.00	27.00
Vqkmax	(tf)	19.00	15.50
Vqkmin	(tf)	-5.00	-3.00
Vpk	(tf)	0.00	0.00
Tgk	(tf m)	2.00	10.00
Tqk	(tf m)	27.00	32.00

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO:

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
d	(cm)	63.0	63.0
bw	(cm)	80.00	80.00
bainha na alma		n	n
bw útil	(cm)	80.0	80.0
bitola (mm)	(mm)	8.0	8.0
Ramos de estribo		4	4
Ae	(cm ²)	4622.17	4622.17
hef	(cm)	22.30	22.30
uef	(cm)	280.81	280.81

CÁLCULO:

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

		Secao Critica Vd	Seção Crítica Td
Vsd	(tf)	76	60
Vrd2	(tf)	293	293
Tsd	(tf m)	43	62
Trd2	(tf m)	111	111
Tsd/Trd2+ Vsd/Vrd2		0.65	0.76

DIMENSIONAMENTO TORÇÃO

Al/s (pele)	(cm ² /m)	10.75	15.30
AsT/s (torção)	(cm ² /m)	10.75	15.30

VERIFICAÇÃO DA FADIGA CISALHAMENTO

VSdmax	(tf)	45	35
VSdmin	(tf)	33	26
σ_{swmax}	(MPa)	323	180
σ_{swmin}	(MPa)	132	21
$\Delta\sigma_s$	(MPa)	192	159
$\Delta\sigma_{adm}$	(MPa)	85	85
K < 2		2.00	1.87
Aswcorrig.	(cm ² /m)	22.08	19.19

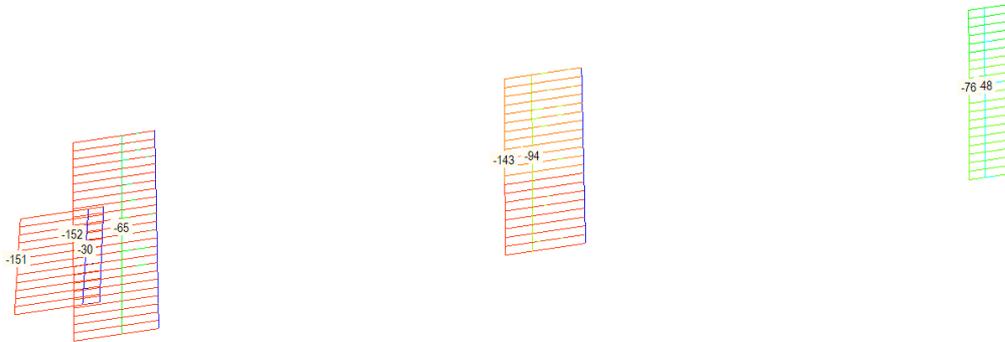
DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO

fctm	(MPa)	3.21	3.21
fctd	(MPa)	1.60	1.60
Vc = Vco	(tf)	49	49
Taxa mínima		0.13	0.13
Aswmin	(cm ² /m)	10.27	10.27
Asw	(cm ² /m)	11.04	4.53

33 ESFORÇOS OS PILARES DO ACESSO DO BLOCO ANEXO COM ALTERAÇÃO DO BALANÇO

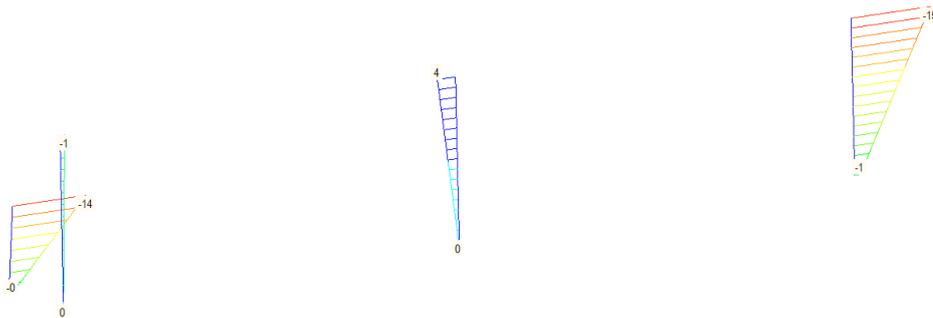
33.1 CARGA NORMAL

Esforço Normal de Cálculo

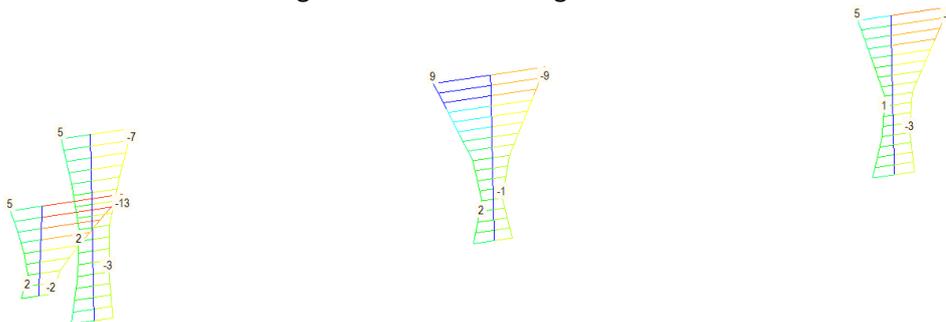


33.2 MOMENTOS FLETORES

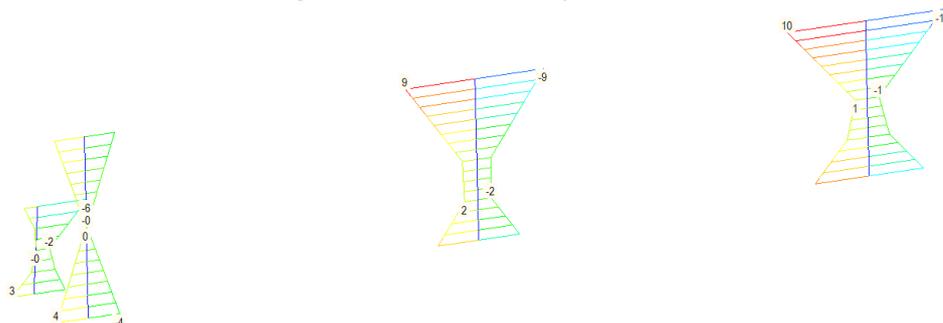
Momento Fletor Longitudinal devido à carga permanente



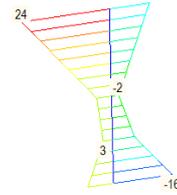
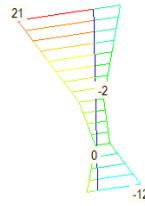
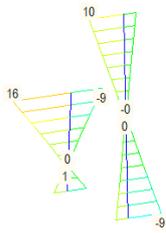
Momento Fletor Longitudinal devido à carga móvel



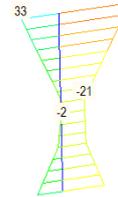
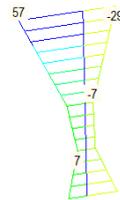
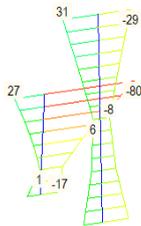
Momento Fletor Longitudinal devido à temperatura



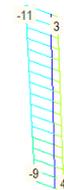
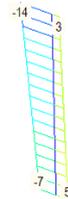
Momento Fletor devido à Retração e Fluência



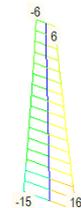
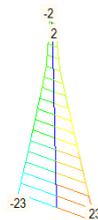
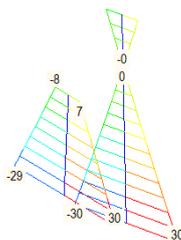
Envoltória do Momento Fletor Longitudinal de Cálculo

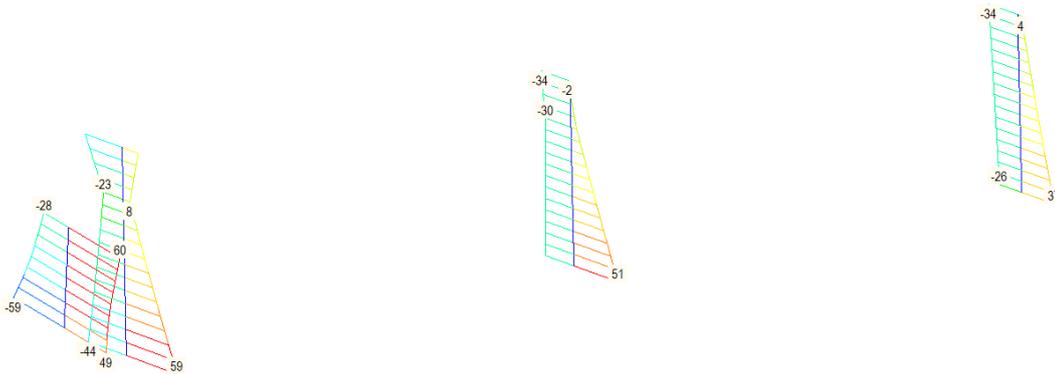


Momento Fletor Transversal devido ao carregamento móvel



Momento Fletor Transversal devido ao carregamento de vento





33.3 ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

Os esforços devidos a não linearidade geométrica e física serão determinados através do método simplificado da norma NBR 6118: Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O comprimento de flambagem será determinado pela análise da carga crítica de flambagem com o auxílio do programa Midas.

Esta carga crítica será determinada para a verificação do λ da estrutura.

A carga é acrescida até a perda da estabilidade.

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem utilizaremos o método com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2 da NBR 6118).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d, \text{tot}} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{\zeta_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

onde:

$$v = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,\text{min}}$$

	Apoio 1 e 10	Apoio 2 a 4, 9	Apoio 6, 7	
P crítico (tf)	1748	2310	4202	- Carga Crítica de flambagem
b (m)	0.6	0.6	0.6	- diâmetro
h (m)				
Inércia (m ⁴)	0.006	0.006	0.006	- Inércia da seção de concreto
E (tf/m ²)	2400000	2400000	2400000	- módulo de elasticidade
Área seção	0.28	0.28	0.28	
raio giração	0.15	0.15	0.15	
Le flambagem (m)	9.28	8.08	5.99	- Compr. Flambagem: $Le = (\pi^2 \times E \times \text{Inércia} / P_{\text{crit}})^{-1}$
lâmbda	61.9	53.8	39.9	- esbeltez
excentric 2o (m)	0.072	0.054	0.030	- Excentricidade de 2a ordem: $e_2 = Le^2 / 10 \times 1/R$ onde $(1/R = 0.005/h)$

Adotaremos a favor da segurança em todas as barras dos pilares um acréscimo de momento fletor dado por “ $e_2 \times N_d$ ”.

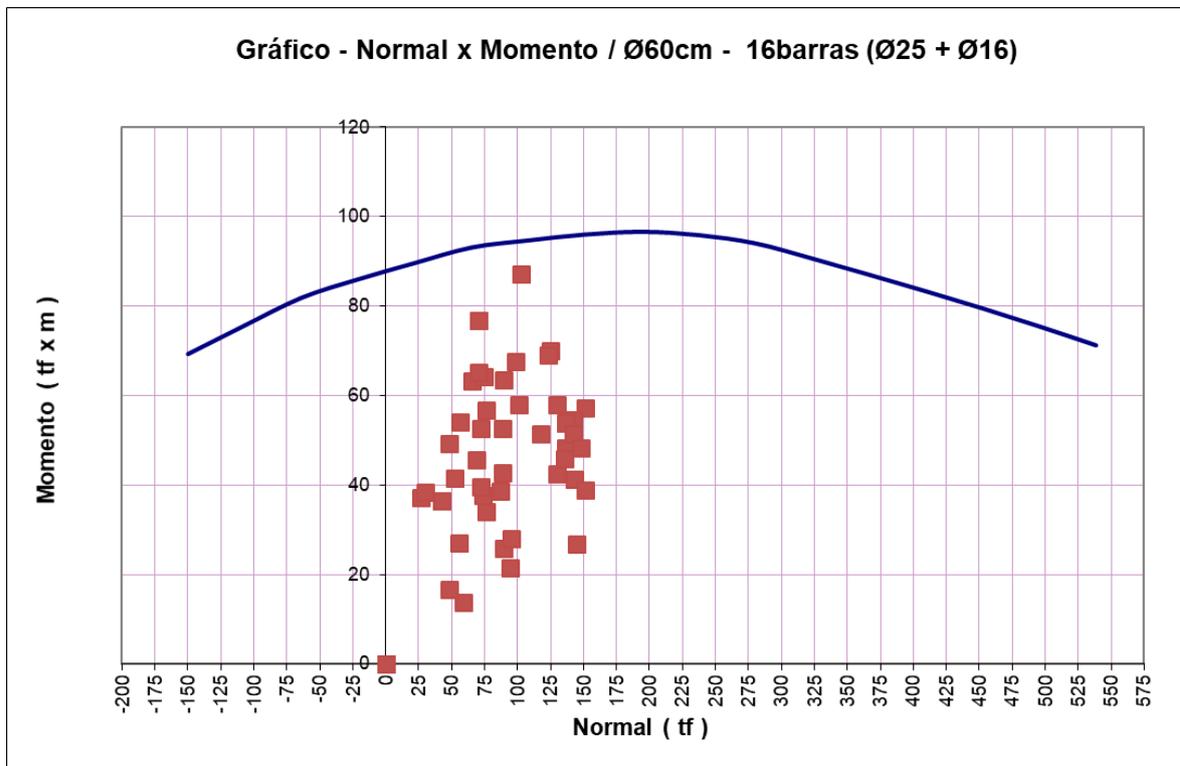
34 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO ACESSO DO BLOCO ANEXO COM ALTERAÇÃO NO BALANÇO

34.1 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Plotamos abaixo os esforços solicitantes de cálculo no gráfico de esforços resistentes obtido pelo programa de Lauro Modesto dos Santos, do livro Sub-rotinas básicas do dimensionamento do concreto (programa FOC) temos:

Dados de entrada para o programa (kgf e cm) - Temos 16Ø(25+16)mm (3,96% da seção de concreto)

fck	300
gamac	1.4
fyk	5000
gamas	1.15
es	2 100 000
classe	A
diâmetro	60
dlinha	6.2
ntotal	16
asunit	7
força inicial	-150000
força final	540000
intervalo	43034



Como todos os esforços estão contidos internamente ao gráfico podemos concluir que os pilares estão verificados.

35 ANEXO I

35.1 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES (NBR-8681:2003)

35.1.1 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

$F_d = 1.35 F_{gk}$ (moldados em loco ,empuxo) + $1.3 F_{g'k}$ (pré-moldados)
+ 1.2 ou (0) $F_{g''k}$ (fluência e retração térmica) * **() se ação for favorável**
+ 1.2 ou (0.9) F_{pk} (protendido somente reação hiperestática)
+1.5 ou 1.05 F_{qk} (veículo ,multidão,frenação,centrífuga,sobrecarga no aterro)
+1.4 ou 0.84 F_{vk} (força do vento)
+1.2 ou 0.72 F_{tk} (força da variação da temperatura)

****Azul se principal , vermelho se secundário**

35.1.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Combinação quase permanente :

$F_d = 1.0 F_{gk}$ (moldados em loco ,empuxo) + $1.0 F_{g'k}$ (pré-moldados)
+ $1.0 F_{g''k}$ (fluência e retração térmica) + $1.0 F_{pk}$ (protensão)
+0.3 F_{qk} (veículo ,multidão,frenação,centrífuga,sobrecarga no aterro)
+0(zero) F_{vk} (força do vento)+0.3 F_{tk} (força da variação da temperatura)

Combinação frequente

$F_d = 1.0 F_{gk}$ (moldados em loco ,empuxo) + $1.0 F_{g'k}$ (pré-moldados)
+ $1.0 F_{g''k}$ (fluência e retração térmica) + $1.0 F_{pk}$ (protensão)
+0.5 ou 0.3 F_{qk} (veículo, multidão,frenação,centrífuga,sobrecarga no aterro)
+0.3 F_{vk} (força do vento)+0.5 ou 0.3 F_{tk} (força da variação da temperatura)

Combinação rara

$F_d = 1.0 F_{gk}$ (moldados em loco ,empuxo) + $1.0 F_{g'k}$ (pré-moldados)
+ $1.0 F_{g''k}$ (fluência e retração térmica) + $1.0 F_{pk}$ (protensão)
+1.0 ou 0.5 F_{qk} (veículo ,multidão,frenação,centrífuga,sobrecarga no aterro)
+1.0 ou 0.3 F_{vk} (força do vento)+1.0 ou 0.5 F_{tk} (força da variação da temperatura)

Universidade Federal do ABC

CAMPUS SANTO ANDRÉ

Passarela

Rio Tamanduateí

Memória de Cálculo de Análise Dinâmica

Projeto Executivo

SUMÁRIO

MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ANÁLISE DINÂMICA	3
PASSARELA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC.....	3
1 APRESENTAÇÃO.....	4
2 PROGRAMA DE CÁLCULO	4
3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS.....	5
3.1 Visualização do modelo de cálculo	5
3.2 Propriedades das seções.....	6
4 FASES CONSTRUTIVAS E RESTRIÇÕES.....	13
5 CARREGAMENTOS	13
5.1 PESO PRÓPRIO DAS ESTRUTURAS.....	13
5.1.1 Peso próprio	13
5.1.2 Peso próprio do Enchimento.....	13
5.2 Protensão do tabuleiro	14
5.3 Tensionamento dos Pendurais.....	14
5.4 Carregamento devido à carga móvel	14
6 IDENTIFICAÇÃO MODAL.....	19
7 ANÁLISE DINÂMICA QUANTO À AÇÃO DOS PEDESTRES	20
7.1 Intervalos Críticos de Frequências Próprias.....	20
7.2 Definição das Classes de Tráfego	21
7.3 Definições das Classes de Conforto	22
7.4 Amortecimento Estrutural	22
7.5 Modelos de Ações Harmônicas.....	23
7.6 Carregamentos Modelados - vertical.....	24
7.7 Massas do Modelo - vertical	25
7.8 Resultados da Análise Dinâmica no tabuleiro principal - vertical.....	25
7.9 Resultados da Análise Dinâmica no tabuleiro dos acessos - Vertical	26
7.10 Enquadramento das Acelerações nas Classes de Conforto - vertical	26
7.11 Carregamentos Modelados - Lateral.....	26
7.12 Massas do Modelo - Lateral	28
7.13 Resultados da Análise Dinâmica no tabuleiro principal - Lateral.....	28
7.14 Resultados da Análise Dinâmica no tabuleiro dos acessos - Lateral.....	28
7.15 Enquadramento das Acelerações nas Classes de Conforto - vertical	29
8 ANÁLISE DINÂMICA QUANTO À AÇÃO DO VENTO	29
8.1 Desprendimento de Vórtices	29
8.2 Galope	32
9 CONCLUSÃO	34

MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ANÁLISE DINÂMICA

PASSARELA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC

□ Materiais

Aço:	CA 50	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
	CP 190	$f_{yk} = 1900 \text{ MPa}$
	Pendurais	$E = 170 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$
	ASTM A572 Gr.50	
Concretos:	Estacas Raiz	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Estacas Escavadas	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Pilares e blocos	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Laje e tabuleiros	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Arco de concreto	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

□ Bibliografia

SCHLAICH, M.: "Planning Conditions for Footbridges. Proceedings of Footbridge 2002". Paris : s.n., 2002.

MOUTINHO, C. "Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões". FEUP. 1998. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Estruturas de Engenharia Civil.

HIVOSS (Human Induced Vibrations of Steel Structures): Design of Footbridges – Guideline. 2008

Eurocódigo EM 1992-1-4:2005 (Acções Gerais – Acções do Vento)

1 APRESENTAÇÃO

Este documento tem por objetivo apresentar a Memória de Cálculo de Análise Dinâmica da Passarela sobre o Rio Tamandateí na Universidade Federal do ABC. O tabuleiro da passarela será suspenso por um arco de concreto.

2 PROGRAMA DE CÁLCULO

Foram utilizados dois programas para a análise da obra.

O programa utilizado para o cálculo esforços nos pilares, fundações e travessas foi o Midas Civil Advanced da firma Midas Information Technology Co. Ltd.

Este é um programa específico para o projeto de pontes adquirido pela ENESCIL que inclui as seguintes análises complementares aos programas convencionais do mercado. Ilustramos algumas características do programa a seguir:

- Unlimited numbers of Nodes/Elements/Load Combinations: ilimitado número de elementos, nós e combinações;
- Efeito da protensão (traçado, perdas por atrito, encunhamento, encurtamento elástico e relaxamento);
- Time-dependent material properties: que corresponde às análise de retração e fluência do concreto ao longo do tempo;
- Tapered beam: elementos com seções variáveis;
- Moving Load analysis: análise da carga móvel através de linhas de influência

Abaixo transcrevemos algumas das análises que o programa permite:

Análises estáticas

Análise estática linear
Análise de tensões / térmicas

Análise dinâmica

Análises de vibrações e frequências naturais
Análises sísmicas – time history

Análise não linear geométrica

Análise P-delta
Análise com grandes deformações

Análises de flambagem

Análise da carga crítica de flambagem
Modos flambagem

Análise de carga móvel

Linhas de influência para cargas móveis
Superfície de influência para cargas móveis

Análise de construção em fases

Materiais dependentes com o tempo (retração e fluência)

Restrições de apoio modificadas ao longo da execução
Carregamentos alterados ao longo da execução

Análises de recalques de apoio para estruturas de pontes

As etapas de análise de um modelo são:

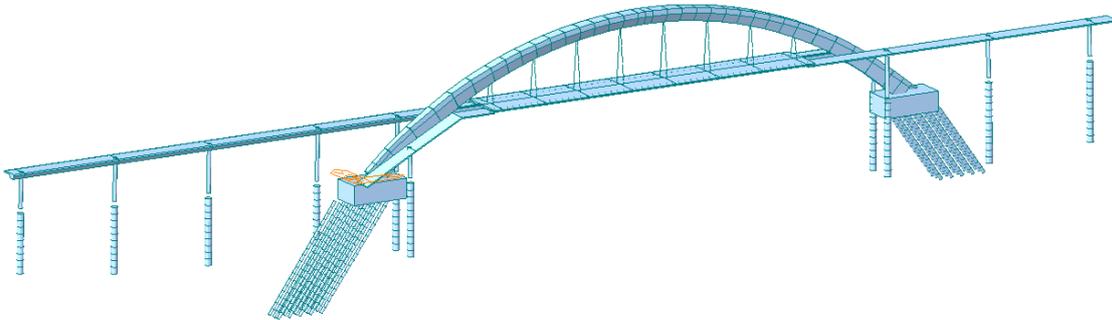
1. Geração da geometria (nós, barras, elementos finitos e molas), das características das propriedades mecânicas das barras.
2. Discretização dos carregamentos da estrutura, tais como: peso próprio, sobrecargas, trem-tipo, vento, multidão, etc.
3. Cálculo e processamento do modelo.

Apresentação gráfica e tabelada dos resultados: esforços e deslocamentos.

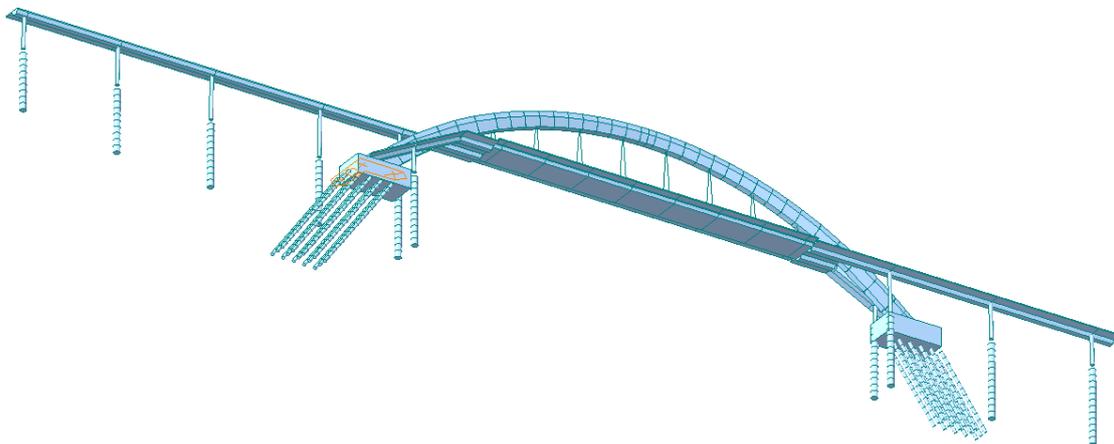
3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

3.1 VISUALIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

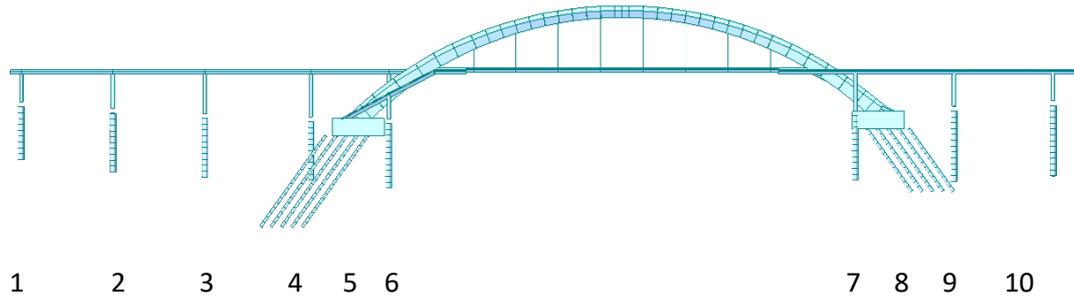
Vista em perspectiva do modelo de cálculo (superior)



Vista em perspectiva do modelo de cálculo (inferior)



Vista lateral do modelo de cálculo, numeração dos vãos e apoios da obra



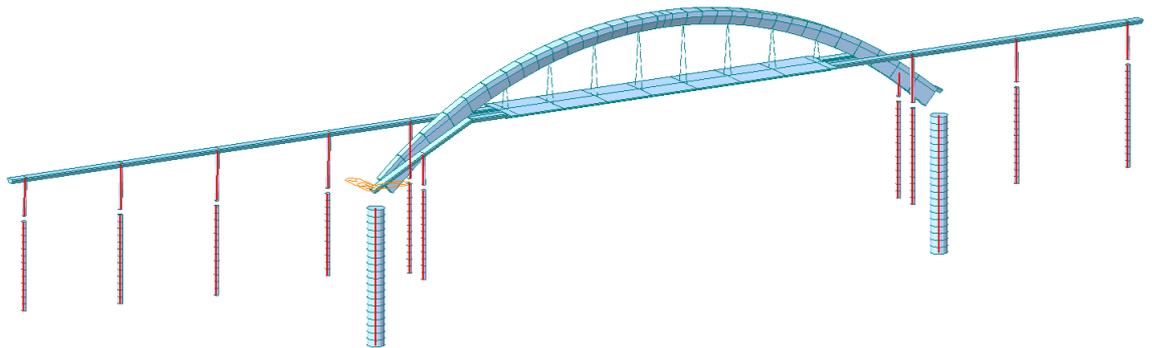
3.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES

Materiais e propriedades

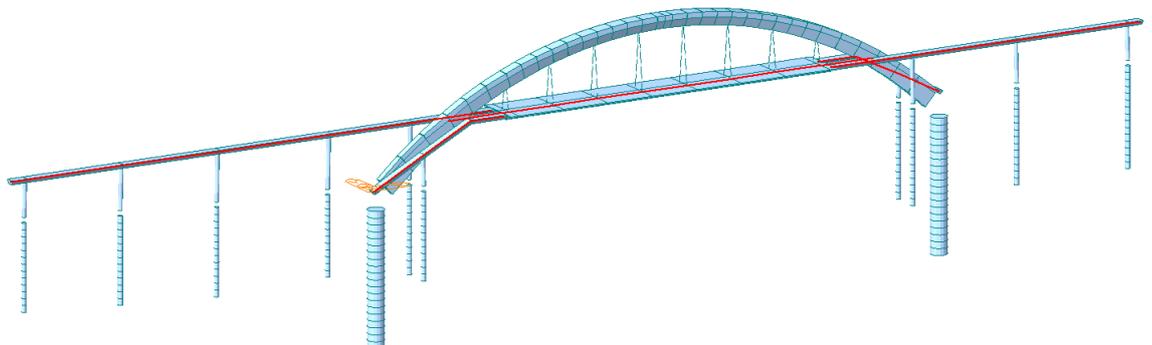
ID	Name	Type	Standard	Code	DB	Use Mass Density	Elasticity (tonf/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (tonf/m ³)	Mass Density (tonf/m ³ /g)
1	CONC20MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.1287e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
2	CONC25MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.3800e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
3	CONC30MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.6072e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
4	CONC35MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	2.8161e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
5	CONC40MP	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	3.0105e+00	0.2	1.0000e-005	2.5000e+00	0.0000e+000
6	AÇO ESTAI	User Defined	None			<input type="checkbox"/>	1.9600e+00	0.3	1.2000e-005	7.8500e+00	0.0000e+000

Locais empregados dos materiais:

Concreto 30MPa @@



Concreto 35MPa @@



Seções Empregadas:

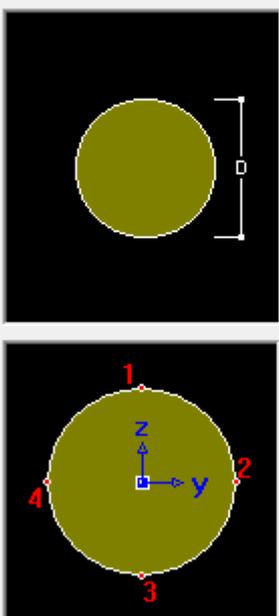
Estaca Raiz - Seção Circular – ϕ 50

Section Data

DB/User Value

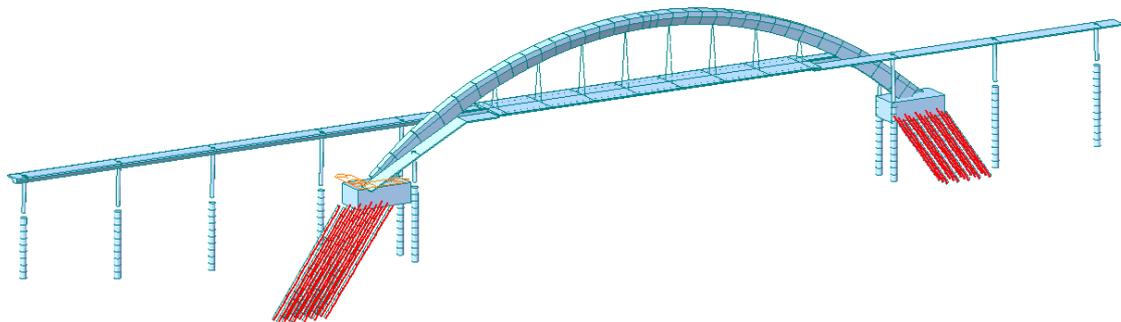
Section ID: 31 Solid Round

Name: estaca f50 Built-Up Section

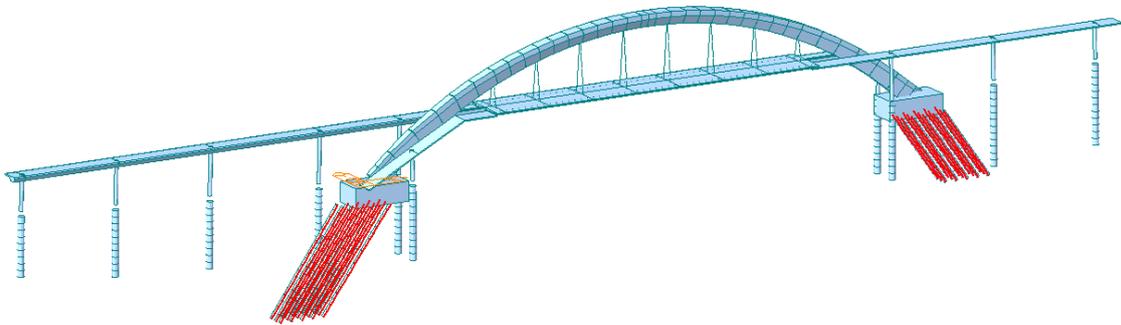
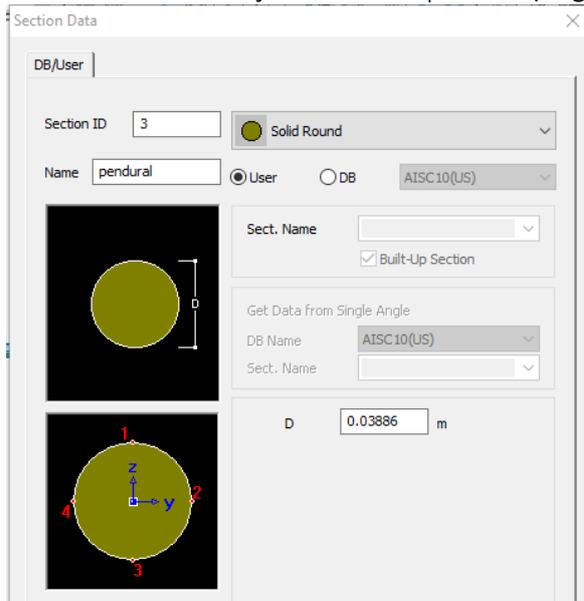


Size		
D	0.5000	m
Section Properties		
Calc. Section Properties		
Area	1.96350e-001	m ²
Asy	1.76715e-001	m ²
Asz	1.76715e-001	m ²
Ixx	6.13592e-003	m ⁴
Iyy	3.06796e-003	m ⁴
Izz	3.06796e-003	m ⁴
Cyp	0.2500	m
Cym	0.2500	m
Czp	0.2500	m
Czm	0.2500	m
Qyb	0.0208	m ²
Qzb	0.0208	m ²
Peri:O	1.57080e+000	m
Peri:I	0.00000e+000	m

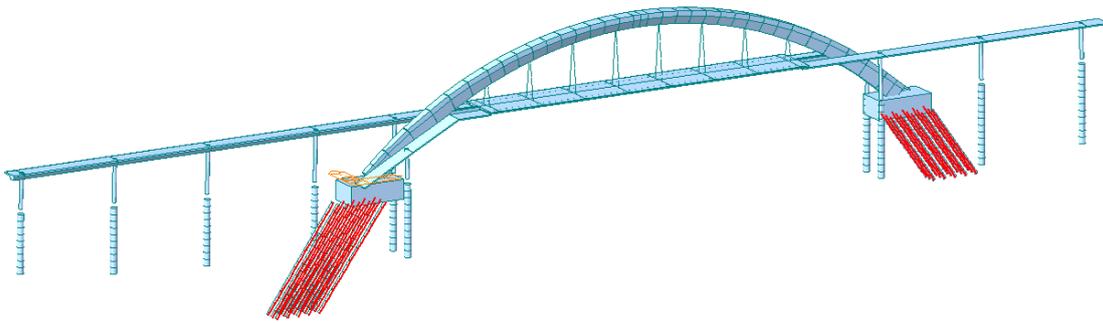
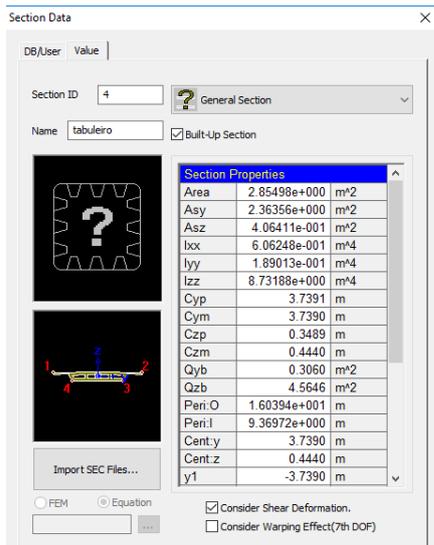
Consider Shear Deformation.



Pendurais - Seção Circular – ϕ 3.8cm (original com 4,4cm, mas considera-se corrosão...)

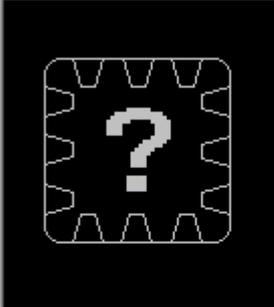
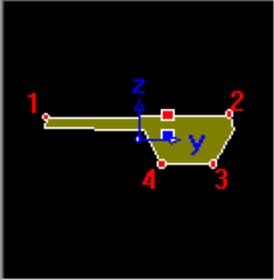


Tabuleiro Principal – Seção Formatada



Tabuleiro acesso – Seção Formatada

DB/User	Value
Section ID	25
	? General Section
Name	Acesso anexo
	<input checked="" type="checkbox"/> Built-Up Section

Import SEC Files...

FEM Equation

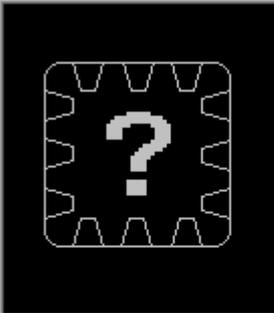
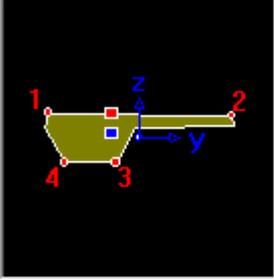
...

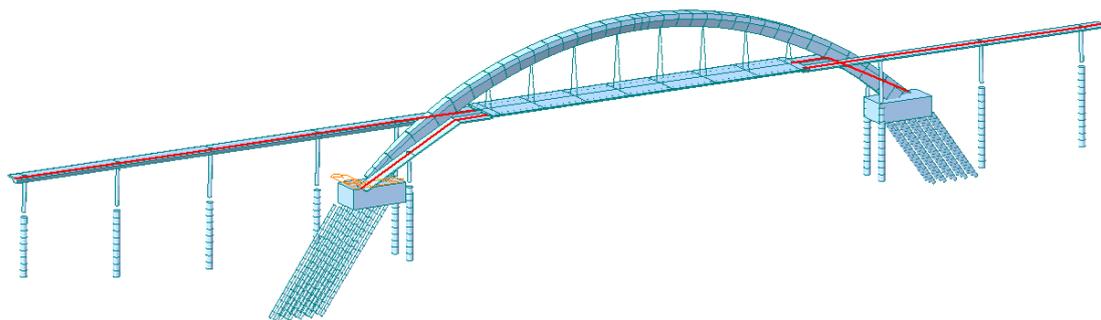
Offset : Center-Top

Change Offset ...

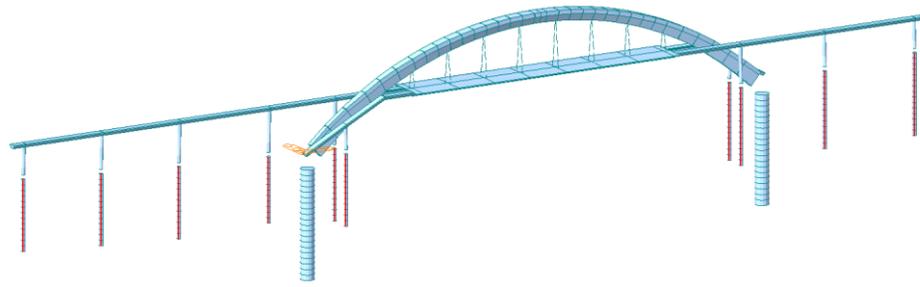
Section Properties		
Area	1.14738e+000	m^2
Asy	7.25568e-001	m^2
Asz	6.38158e-001	m^2
Ixx	1.04260e-001	m^4
Iyy	5.17412e-002	m^4
Izz	5.54930e-001	m^4
Cyp	1.0179	m
Cym	1.8821	m
Czp	0.3014	m
Czm	0.4658	m
Qyb	0.0804	m^2
Qzb	1.4244	m^2
Peri:O	6.74812e+000	m
Peri:I	0.00000e+000	m
Cent:y	1.8821	m
Cent:z	0.4658	m
y1	-1.8555	m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

DB/User	Value																																																						
Section ID	30																																																						
	? General Section																																																						
Name	Acesso esp																																																						
	<input checked="" type="checkbox"/> Built-Up Section																																																						
																																																							
																																																							
<input type="button" value="Import SEC Files..."/>																																																							
<input type="radio"/> FEM <input checked="" type="radio"/> Equation																																																							
<input type="text"/> ...																																																							
Offset : Center-Top <input type="button" value="Change Offset ..."/>																																																							
<input checked="" type="checkbox"/> Consider Shear Deformation. <input type="checkbox"/> Consider Warping Effect(7th DOF)																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Section Properties</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Area</td><td>1.14739e+000</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Asy</td><td>7.25526e-001</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Asz</td><td>6.39449e-001</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Ixx</td><td>1.04231e-001</td><td>m⁴</td></tr> <tr><td>Iyy</td><td>5.17417e-002</td><td>m⁴</td></tr> <tr><td>Izz</td><td>5.54959e-001</td><td>m⁴</td></tr> <tr><td>Cyp</td><td>1.8821</td><td>m</td></tr> <tr><td>Cym</td><td>1.0179</td><td>m</td></tr> <tr><td>Czp</td><td>0.3014</td><td>m</td></tr> <tr><td>Czm</td><td>0.4658</td><td>m</td></tr> <tr><td>Qyb</td><td>0.0804</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Qzb</td><td>1.4245</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Peri:O</td><td>6.74821e+000</td><td>m</td></tr> <tr><td>Peri:I</td><td>0.00000e+000</td><td>m</td></tr> <tr><td>Cent:y</td><td>1.0179</td><td>m</td></tr> <tr><td>Cent:z</td><td>0.4658</td><td>m</td></tr> <tr><td>y1</td><td>-0.9620</td><td>m</td></tr> </tbody> </table>		Section Properties			Area	1.14739e+000	m ²	Asy	7.25526e-001	m ²	Asz	6.39449e-001	m ²	Ixx	1.04231e-001	m ⁴	Iyy	5.17417e-002	m ⁴	Izz	5.54959e-001	m ⁴	Cyp	1.8821	m	Cym	1.0179	m	Czp	0.3014	m	Czm	0.4658	m	Qyb	0.0804	m ²	Qzb	1.4245	m ²	Peri:O	6.74821e+000	m	Peri:I	0.00000e+000	m	Cent:y	1.0179	m	Cent:z	0.4658	m	y1	-0.9620	m
Section Properties																																																							
Area	1.14739e+000	m ²																																																					
Asy	7.25526e-001	m ²																																																					
Asz	6.39449e-001	m ²																																																					
Ixx	1.04231e-001	m ⁴																																																					
Iyy	5.17417e-002	m ⁴																																																					
Izz	5.54959e-001	m ⁴																																																					
Cyp	1.8821	m																																																					
Cym	1.0179	m																																																					
Czp	0.3014	m																																																					
Czm	0.4658	m																																																					
Qyb	0.0804	m ²																																																					
Qzb	1.4245	m ²																																																					
Peri:O	6.74821e+000	m																																																					
Peri:I	0.00000e+000	m																																																					
Cent:y	1.0179	m																																																					
Cent:z	0.4658	m																																																					
y1	-0.9620	m																																																					



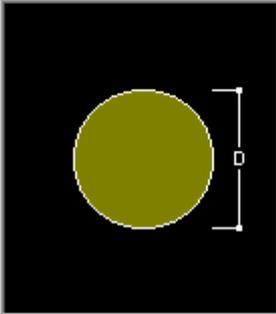
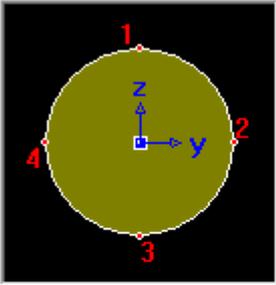
Estacas dos pilares dos acessos – Seção Circular – ϕ 70cm


 Section Data ✕

DB/User

Section ID Solid Round

Name User DB AISC10(US)

Sect. Name

Built-Up Section

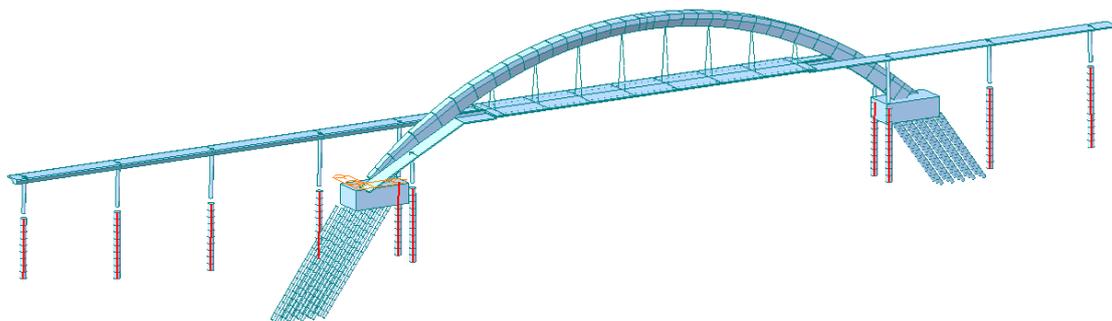
Get Data from Single Angle

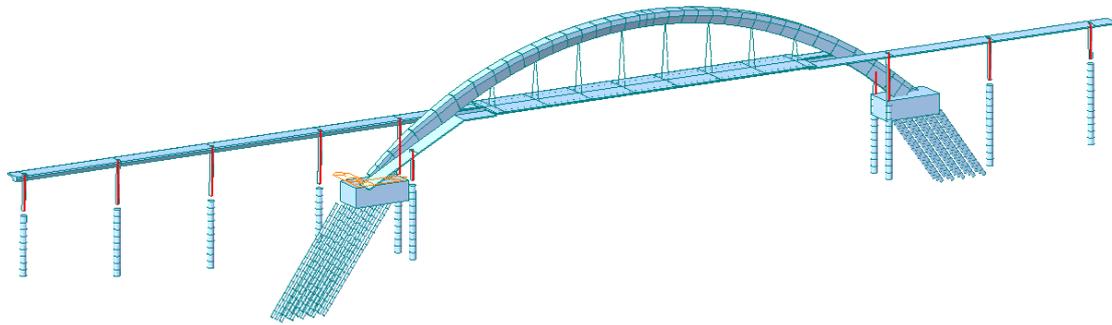
DB Name

Sect. Name

D m

Consider Shear Deformation.





4 FASES CONSTRUTIVAS E RESTRIÇÕES

Para as fases construtivas consideradas e restrições adotadas, ver documento de memória de cálculo da estrutura.

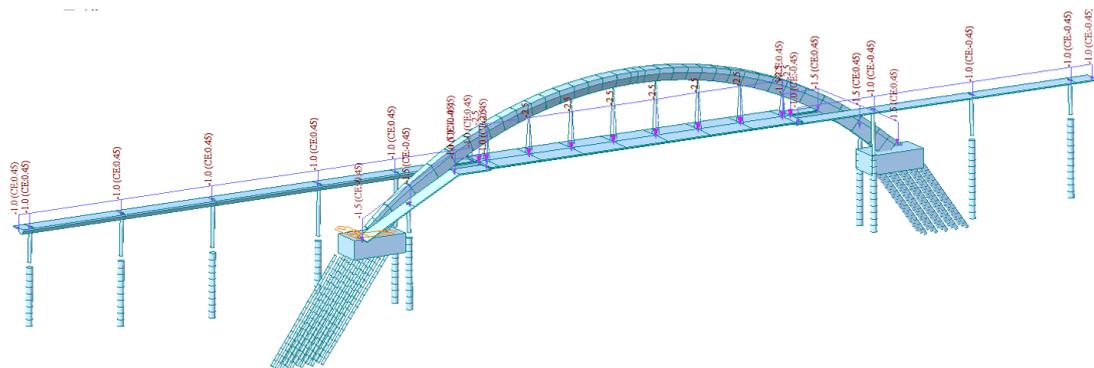
5 CARREGAMENTOS

5.1 PESO PRÓPRIO DAS ESTRUTURAS

5.1.1 PESO PRÓPRIO

O programa Midas ativa o peso próprio das estruturas automaticamente em função das áreas de cada seção e material correspondente.

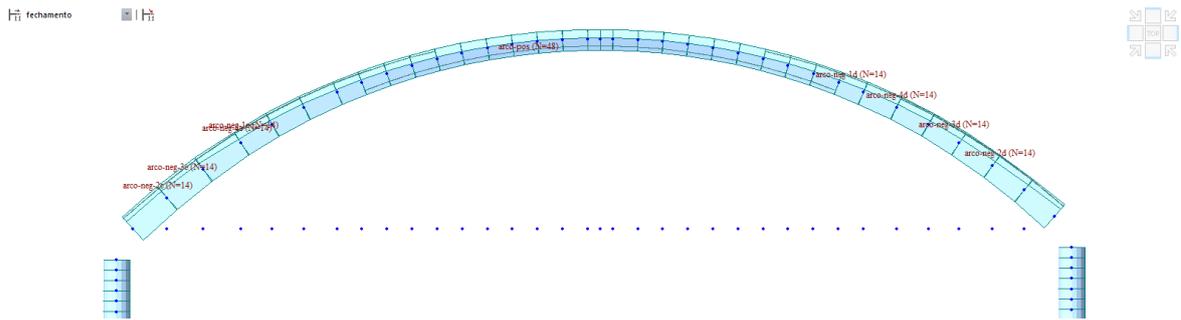
5.1.2 PESO PRÓPRIO DO ENCHIMENTO



A carga de 1,0 tf/m foi aplicada nos acessos devido ao peso da capa de concreto acima das vigas. No tabuleiro corresponde a 2,5 tf/m. Como a capa de concreto nos acessos é excêntrica, a carga mencionada foi aplicada com excentricidade de 0,45cm.

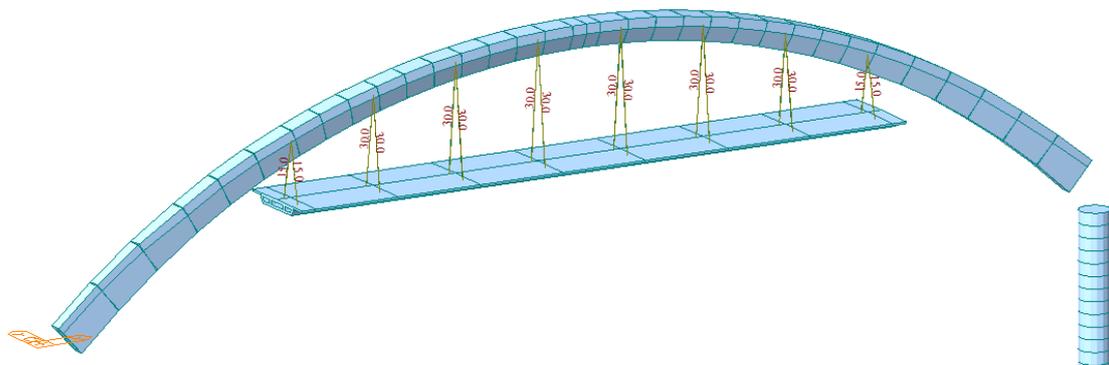
Nos totais mencionados já está contabilizado o peso dos guarda-corpo adotado como 150kg/m.

5.2 PROTENSÃO DO TABULEIRO



- 4 CABOS NEGATIVOS E 4 CABOS POSITIVOS DE 4 CORDOALHAS 15.2mm NO TABULEIRO, ANCORADO NO ARCO.

5.3 TENSIONAMENTO DOS PENDURAIIS



Os pendurais foram tensionados com carga correspondente ao peso próprio do tabuleiro, conforme mostra acima.

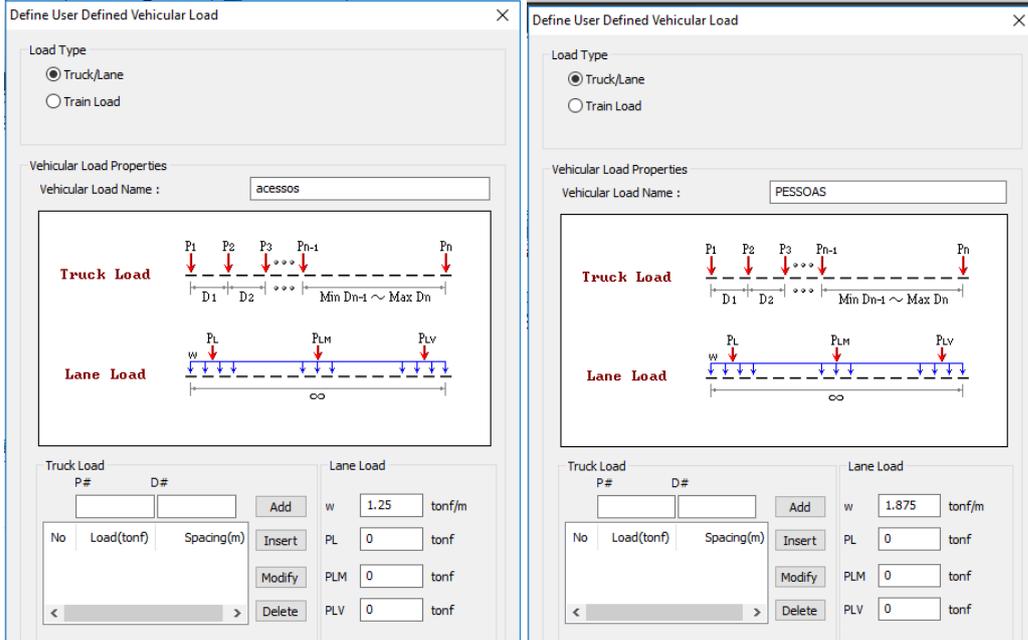
5.4 CARREGAMENTO DEVIDO À CARGA MÓVEL

Conforme item 6.1 da NBR 7188:2013, temos que a carga a ser aplicada nas passarelas é de 500 kg/m^2 , sem a consideração de coeficiente de impacto vertical.

Cargas devido à multidão:

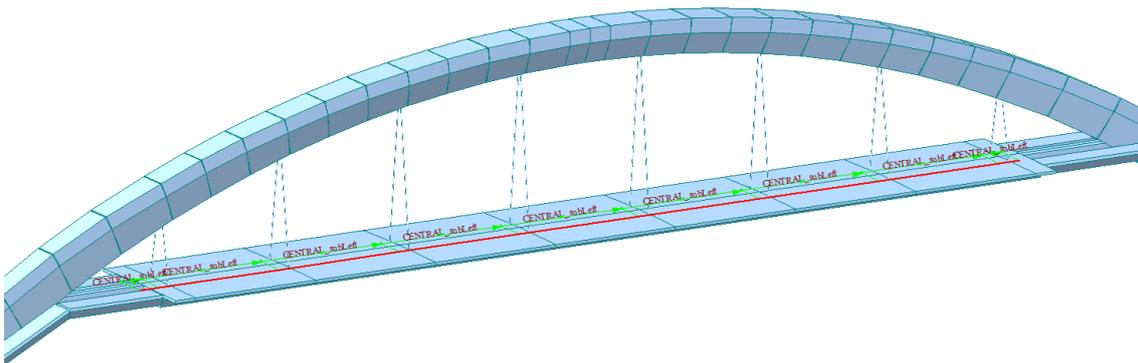
Seção Transversal Típica:

Definição das cargas da multidão no acesso e no tabuleiro:

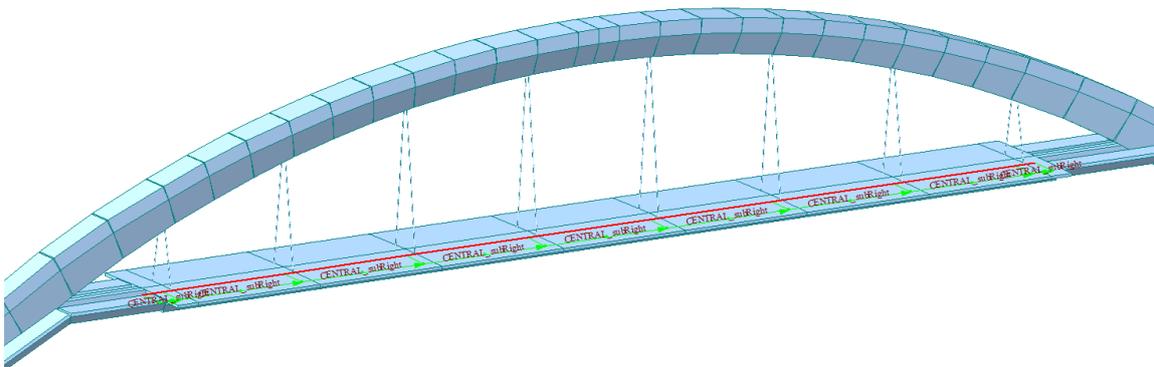


Linhas de tráfego:

Faixa no tabuleiro principal – lado esquerdo

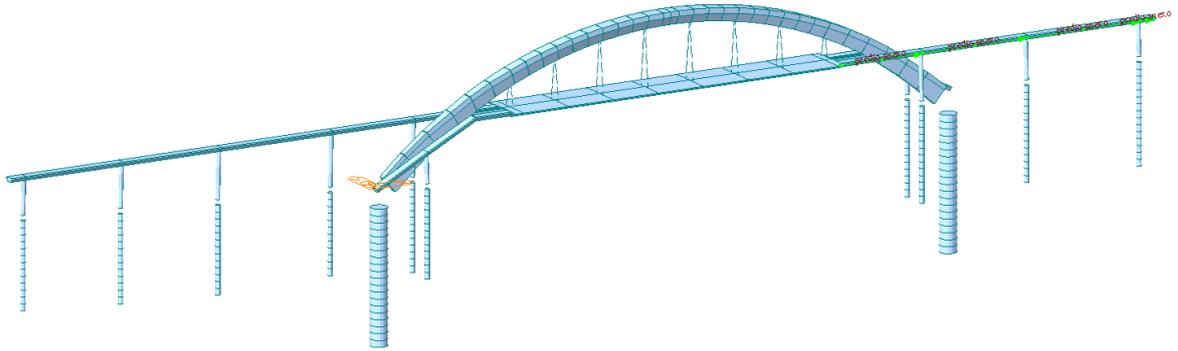


Faixa no tabuleiro principal – lado direito

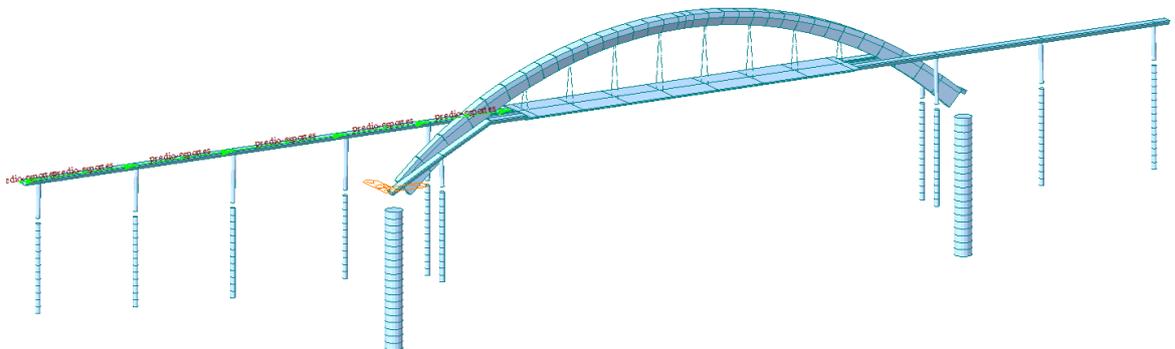


Node 59

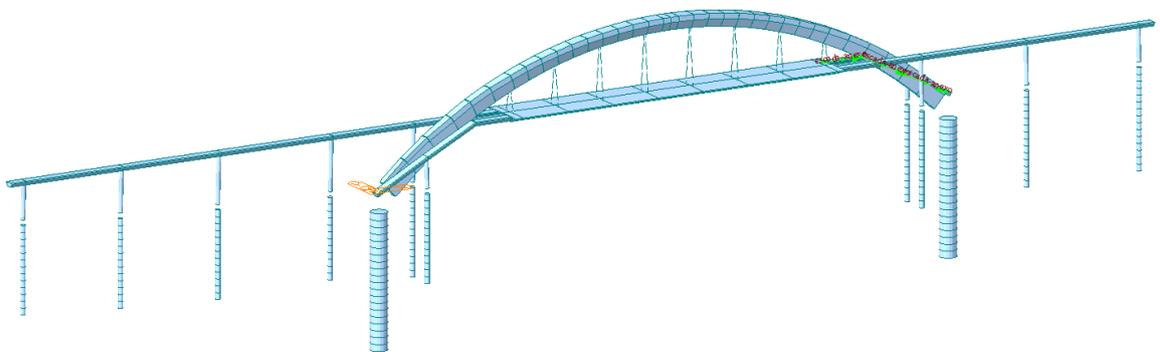
Faixa no acesso do lado do prédio anexo



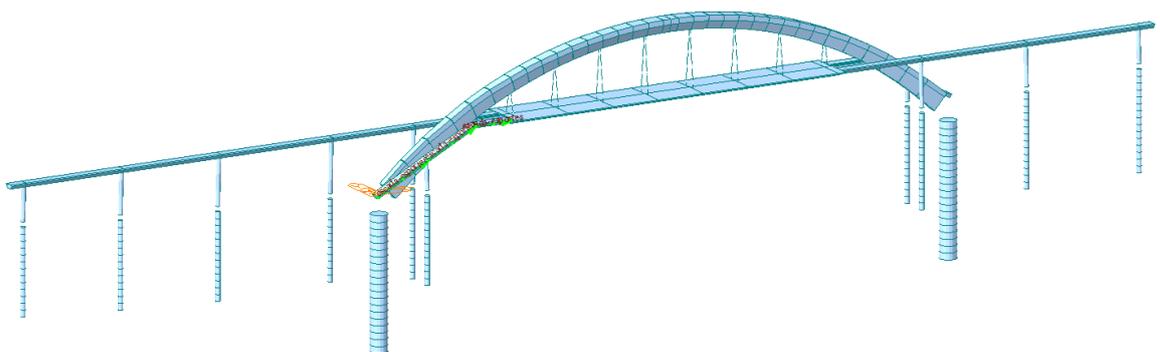
Faixa no acesso do lado do prédio esportes



Faixa na escada do lado do prédio anexo.



Faixa na escada do lado do prédio esportes

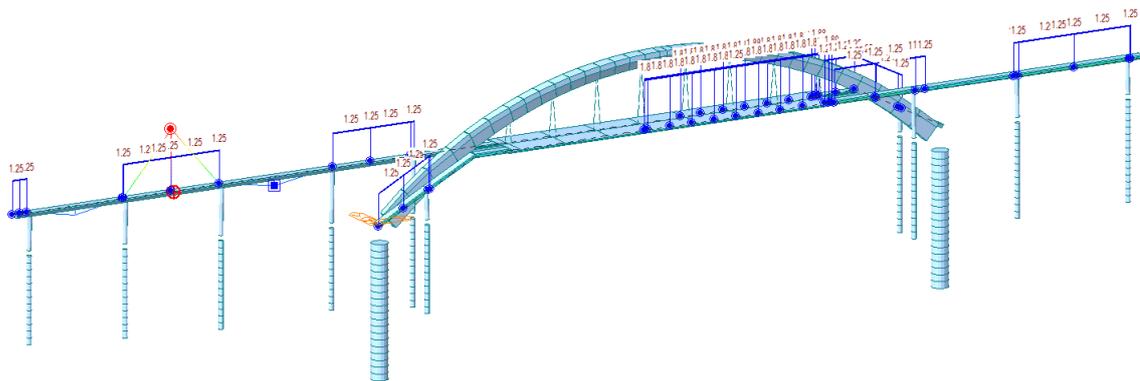


O programa Midas calcula os esforços solicitantes devido à carga móvel por linha de influência.

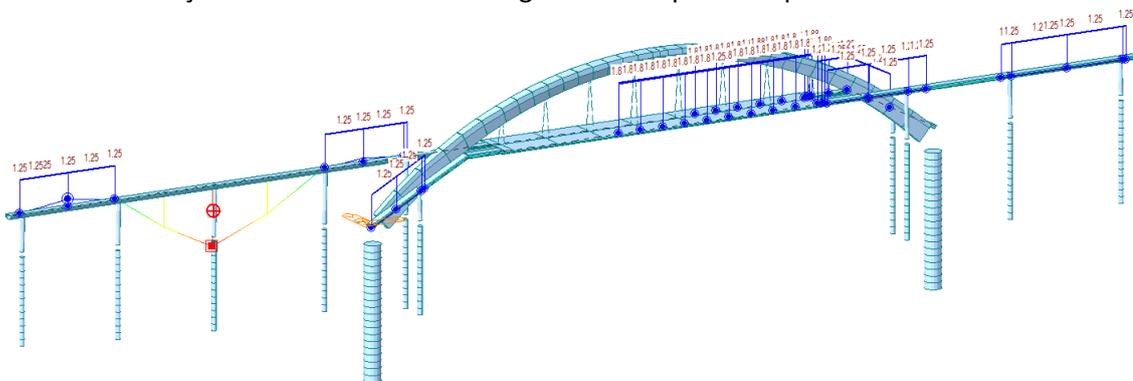
O software determina as linhas de influência para momentos fletores, esforços cortantes, torção e esforço axial em cada seção. Para cada linha de influência é determinados os maiores e os menores esforços.

A seguir apresentamos algumas das linhas de influência somente para ilustração:

Máximo momento longitudinal no vão 2:



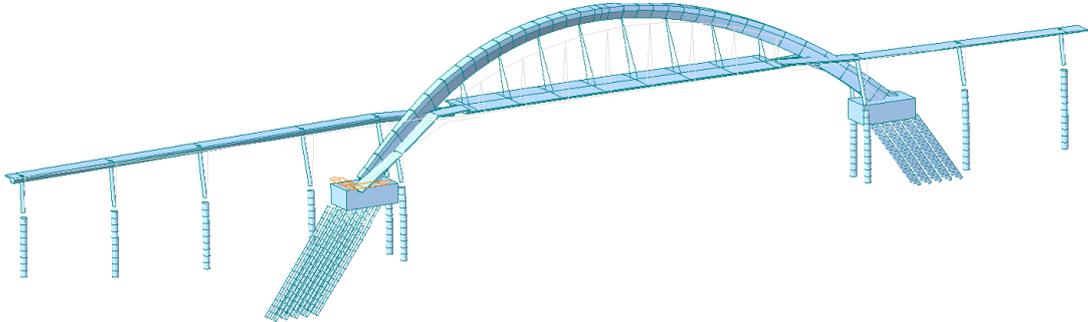
Máxima reação de arrancamento da carga móvel no pilar do apoio 3



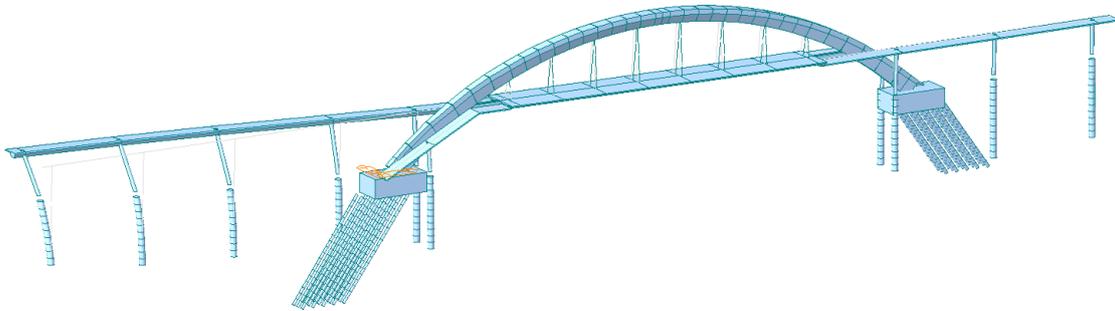
6 IDENTIFICAÇÃO MODAL

Foi realizada uma análise modal para determinar as frequências próprias do tabuleiro.

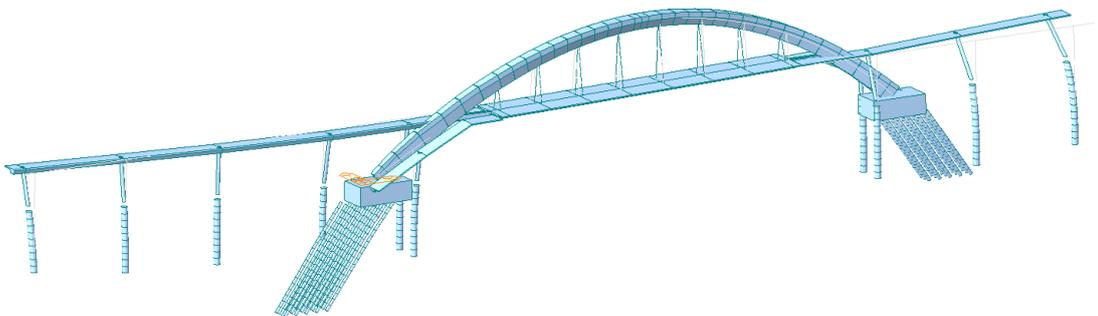
Primeiro modo – lateral



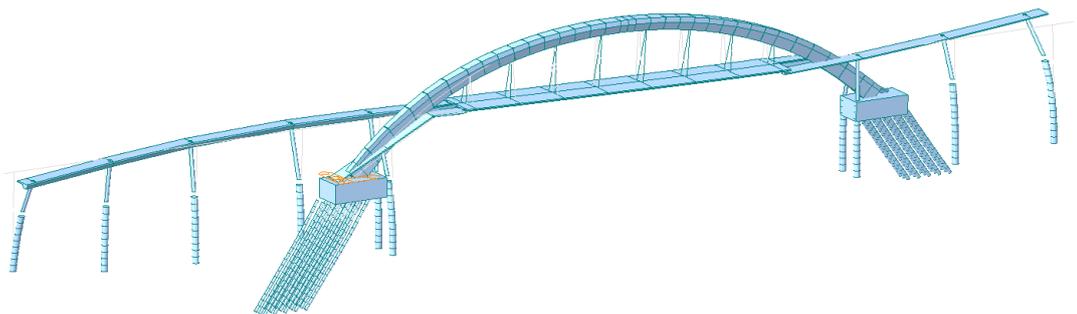
Segundo modo – Lateral



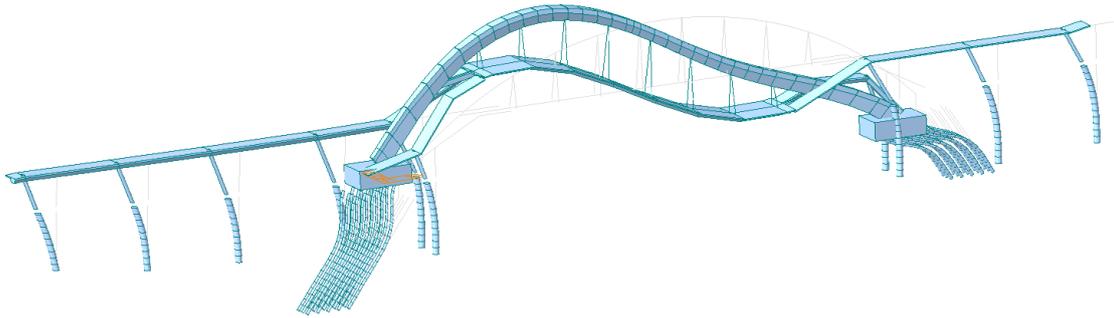
Terceiro modo – lateral



Quarto modo – lateral



Quinto modo – vertical



Resumo das frequências

Modo	Freq. [Hz]
1 - lat.	0.45
2 - lat.	0.66
3 - lat.	0.89
4 - lat.	1.06
5 - vert.	1.11

7 ANÁLISE DINÂMICA QUANTO À AÇÃO DOS PEDESTRES

Nas análises realizadas tomaram-se como referência as orientações para projeto de passarelas de pedestres preconizadas pelo projeto europeu HIVOSS – Human Induced Vibrations of Steel Structures, onde são definidas as classes de tráfego de pedestres, os carregamentos e as classes de conforto consoante com o nível de aceleração no tabuleiro. Este projeto contou com a colaboração das seguintes instituições:

- ARCELOR MITTAL
- TNO Bouw - Delft
- SCI - The Steel Construction Institute
- CTICM - Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
- FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- SBP - Schlaich Bergermann und Partner

7.1 INTERVALOS CRÍTICOS DE FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS

A norma brasileira NBR 6118 define como intervalo crítico de frequências próprias de passarelas de pedestres 1,6-4,5 Hz. Quando as frequências se situarem dentro deste intervalo, deve-se proceder uma análise dinâmica da estrutura.

Conforme recomendação da HIVOSS define os seguintes intervalos de frequências críticas:

Vibrações verticais e longitudinais: $1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4,6 \text{ Hz}$

Vibrações laterais: $0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$

- Primeiro ao quarto modo de vibração, lateral, encontram-se dentro do intervalo crítico.
- Quinto modo de vibração, vertical, encontra-se dentro do intervalo crítico.

Deve-se portanto ser realizada uma análise dinâmica para as ações laterais e verticais.

7.2 DEFINIÇÃO DAS CLASSES DE TRÁFEGO

São definidas várias classes de tráfego que visam reproduzir diferentes ocupações da passarela.

Classe de tráfego	Densidade d (P = peão)	Descrição	Características
TC 1*)	grupo de 15 P; $d=15 P / (B L)$	Tráfego muito fraco	(B =largura do tabuleiro; L =comprimento do tabuleiro)
TC 2	$d = 0,2 P/m^2$	Tráfego fraco 	Confortável e andamento livre Ultrapassagem é possível Peões isolados podem escolher livremente a passada

Classe de tráfego	Densidade d ($P =$ peão)	Descrição	Características
TC 3	$d = 0,5 P/m^2$	Tráfego denso 	Andamento ainda não restringido Ultrapassagem pode ser inibida intermitentemente
TC 4	$d = 1,0 P/m^2$	Tráfego muito denso 	Liberdade de movimento é restringida Andamento perturbado Ultrapassagem já não é possível
TC 5	$d = 1,5 P/m^2$	Tráfego excepcionalmente denso	Andamento desagradável Engarrafamento Já não é possível escolher livremente a passada

*) Um fluxo de peões equivalente é calculado para a classe TC1 dividindo o número de peões pelo comprimento L e pela largura B do tabuleiro da ponte.

7.3 DEFINIÇÕES DAS CLASSES DE CONFORTO

As classes de conforto categorizam a sensação do pedestre perante a vibração do tabuleiro.

Classe de conforto	Grau de conforto	Vertical a_{limit}	Lateral a_{limit}
CL 1	Máximo	$< 0,50 \text{ m/s}^2$	$< 0,10 \text{ m/s}^2$
CL 2	Médio	$0,50 - 1,00 \text{ m/s}^2$	$0,10 - 0,30 \text{ m/s}^2$
CL 3	Mínimo	$1,00 - 2,50 \text{ m/s}^2$	$0,30 - 0,80 \text{ m/s}^2$
CL 4	Desconforto inaceitável	$> 2,50 \text{ m/s}^2$	$> 0,80 \text{ m/s}^2$

7.4 AMORTECIMENTO ESTRUTURAL

Tratando-se de uma estrutura de concreto armado sujeita a pequenas vibrações, o amortecimento foi definido igual a 1%.

7.5 MODELOS DE AÇÕES HARMÔNICAS

Com o objetivo de reproduzir a ação de um grupo de pedestres circulando aleatoriamente, o projeto HIVOSS usa uma metodologia que calcula um número equivalente de n' pedestres perfeitamente sincronizados entre si. A ação deste grupo fictício perfeitamente sincronizado pode ser modelada através de uma força distribuída com variação harmônica.

A carga uniformemente distribuída é dada pela expressão:

$$p(t) = P \times \cos(2\pi f_s t) \times n' \times \psi$$

Onde

P - componente da força devida a um peão isolado com uma frequência de passada f_s ;

f_s - frequência da passada;

n' - número de peões equivalente sobre a superfície carregada S ;

S - área da superfície carregada;

ψ - coeficiente de redução que considera a probabilidade de que a frequência da passada se aproxime da gama crítica de frequências naturais avaliadas.

Para a componente vertical do movimento de caminhar, P toma o valor de **280 N**.

O coeficiente ψ é retirado do gráfico seguinte:

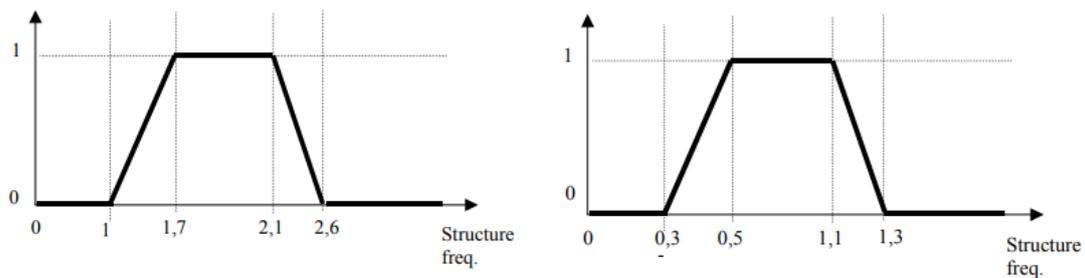


Figure 2.3 : Factor ψ in the case of walking, for vertical and longitudinal vibrations on the left, and for lateral vibrations on the right.

O número equivalente de peões sobre a superfície carregada S é:

Para TC1 a TC3 (densidade $d < 1,0 P/m^2$)

$$n' = \frac{10,8 \sqrt{\xi \times n}}{S}$$

Para TC4 e TC5 (densidade $d \geq 1,0 P/m^2$)

$$n' = \frac{1,85\sqrt{n}}{S}$$

Onde ξ é o amortecimento estrutural e n é o número de pedestres sobre a superfície carregada S .

7.6 CARREGAMENTOS MODELADOS - VERTICAL

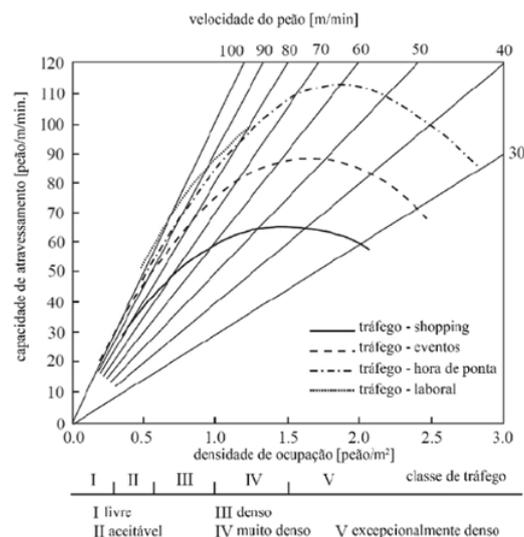
Seguidamente apresentam-se os parâmetros dos carregamentos modelados.

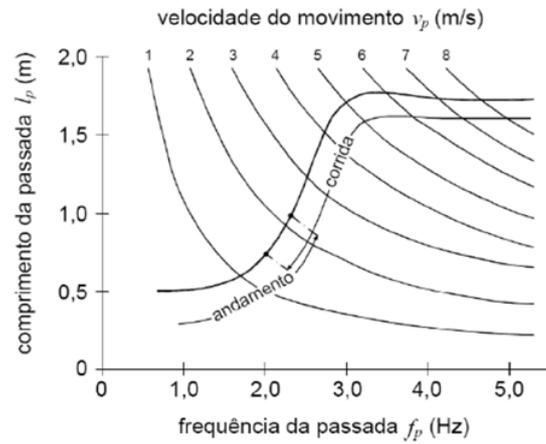
ARCO	d [P/m ²]	n [P]	fs [Hz]	n'	ψ
TC1	0.26	136			
TC2	0.2	105	2.25	0.021	1.15
TC3	0.5	262	2.00	0.033	1.15
TC4	1.0	524	2.10	0.081	1.15
TC5	1.5	785	1.90	0.099	1.15

VÃO 18m	d [P/m ²]	n [P]	fs [Hz]	n'	ψ
TC1	0.26	8			
TC2	0.2	6	2.25	0.087	1.15
TC3	0.5	15	2.00	0.138	1.15
TC4	1.0	31	1.80	0.334	1.15
TC5	1.5	46	1.80	0.410	1.15

Não se modelou o carregamento TC1 por ser correspondente a uma situação de carregamento entre TC2 e TC3.

Para obter as frequências da passada recorreu-se aos seguintes ábacos:





Partindo da densidade de ocupação, chega-se à velocidade do movimento do pedestre no primeiro ábaco, e com a velocidade do movimento retira-se a frequência da passada no segundo ábaco.

7.7 MASSAS DO MODELO - VERTICAL

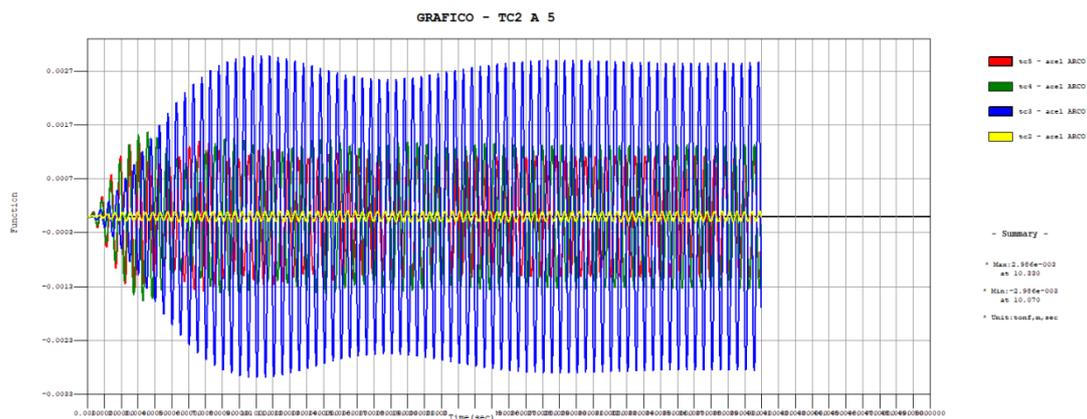
As massas consideradas na determinação das frequências foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura
- Pavimento e guarda-corpo

As pessoas sobre tabuleiro foram consideradas como ação dinâmica, na ação vertical, já que representam menos que 5% da massa da estrutura.

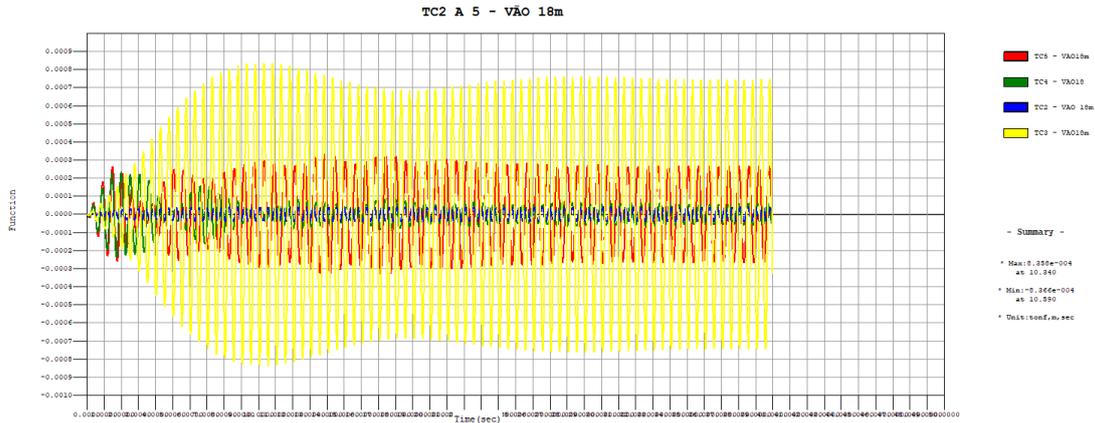
7.8 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA NO TABULEIRO PRINCIPAL - VERTICAL

As acelerações máximas para cada carregamento apresentam-se abaixo:



	$a_{v \max} [m/s^2]$
TC1	
TC2	0.0001
TC3	0.0030
TC4	0.0016
TC5	0.0014

7.9 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA NO TABULEIRO DOS ACESSOS - VERTICAL



	$a_{v \max} [m/s^2]$
TC1	
TC2	0.0004
TC3	0.0084
TC4	0.0002
TC5	0.0004

7.10 ENQUADRAMENTO DAS ACELERAÇÕES NAS CLASSES DE CONFORTO - VERTICAL

De acordo com todos os resultados obtidos, conclui-se que todas as acelerações verificadas ao nível do tabuleiro se encontram na classe de conforto máximo CL1, não havendo, portanto, qualquer problema de vibrações excessivas.

7.11 CARREGAMENTOS MODELADOS - LATERAL

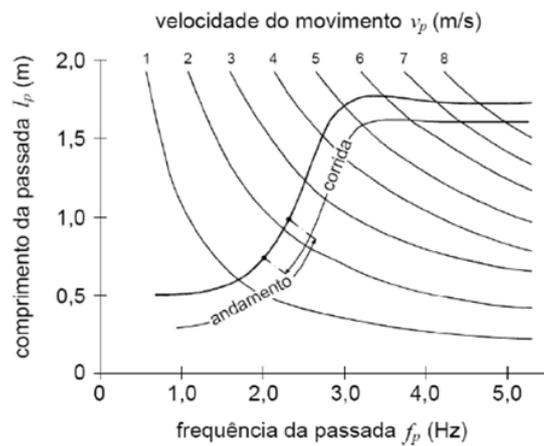
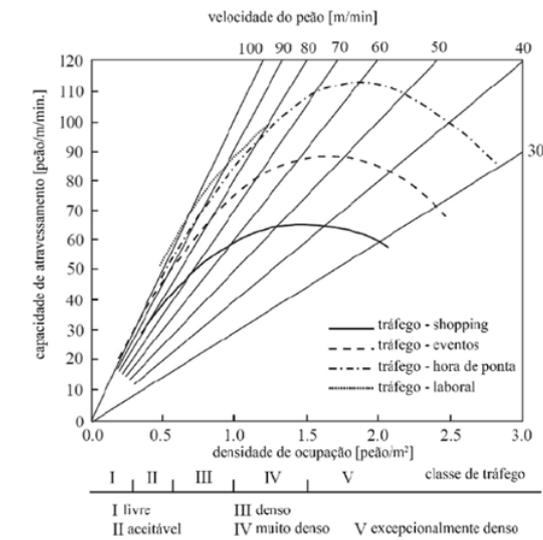
Seguidamente apresentam-se os parâmetros dos carregamentos modelados.

ARCO	d [P/m ²]	n [P]	fs [Hz]	n'	ψ
TC1	0.26	136			
TC2	0.2	105	2.25	0.021	1.00
TC3	0.5	262	2.00	0.033	1.00
TC4	1.0	524	2.10	0.081	1.00
TC5	1.5	785	1.90	0.099	1.00

VÃO 18m	d [P/m ²]	n [P]	f _s [Hz]	n'	ψ
TC1	0.26	8			
TC2	0.2	6	2.25	0.087	1.00
TC3	0.5	15	2.00	0.138	1.00
TC4	1.0	31	1.90	0.334	1.00
TC5	1.5	46	1.80	0.410	1.00

Não se modelou o carregamento TC1 por ser correspondente a uma situação de carregamento entre TC2 e TC3.

Para obter as frequências da passada recorreu-se aos seguintes ábacos:



Partindo da densidade de ocupação, chega-se à velocidade do movimento do pedestre no primeiro ábaco, e com a velocidade do movimento retira-se a frequência da passada no segundo ábaco.

7.12 MASSAS DO MODELO - LATERAL

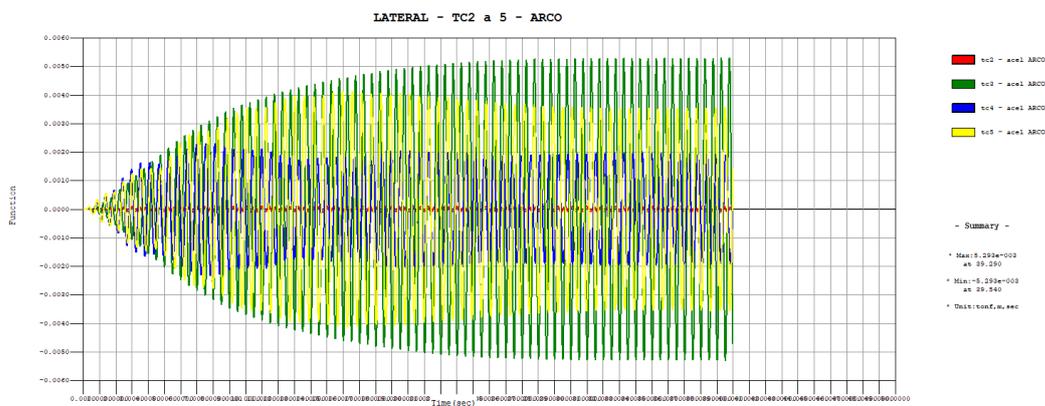
As massas consideradas na determinação das frequências foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura
- Pavimento e guarda-corpo

As pessoas sobre tabuleiro foram consideradas como ação dinâmica, na ação lateral, já que representam menos que 5% da massa da estrutura.

7.13 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA NO TABULEIRO PRINCIPAL - LATERAL

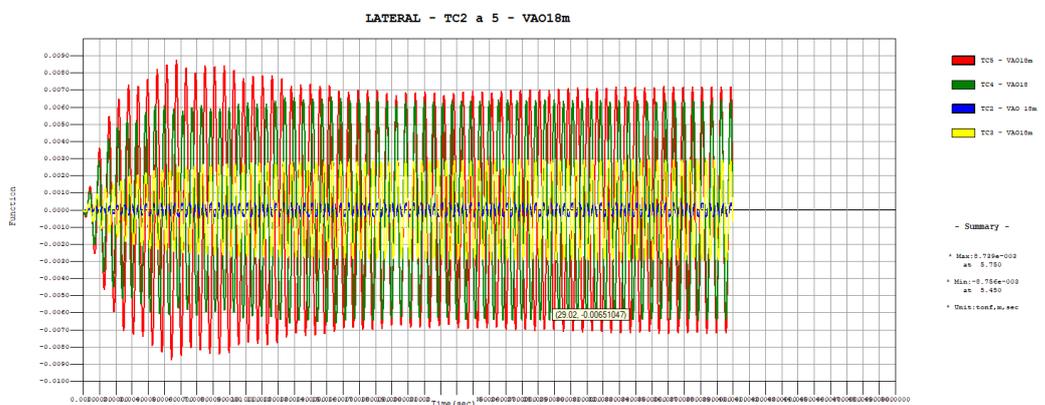
As acelerações máximas para cada carregamento apresentam-se abaixo:



	$a_{v \max} [m/s^2]$
TC1	
TC2	0.0001
TC3	0.0053
TC4	0.0023
TC5	0.0042

7.14 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA NO TABULEIRO DOS ACESSOS - LATERAL

As acelerações máximas para cada carregamento apresentam-se abaixo:



	$a_{v \max} [m/s^2]$
TC1	
TC2	0.0004
TC3	0.0084
TC4	0.0002
TC5	0.0004

7.15 ENQUADRAMENTO DAS ACELERAÇÕES NAS CLASSES DE CONFORTO - VERTICAL

De acordo com todos os resultados obtidos, conclui-se que todas as acelerações verificadas ao nível do tabuleiro se encontram na classe de conforto máximo CL1, não havendo, portanto, qualquer problema de vibrações excessivas.

8 ANÁLISE DINÂMICA QUANTO À AÇÃO DO VENTO

Nas análises realizadas tomaram-se como referência as orientações para projeto de passarelas de pedestres preconizadas pelo Eurocódigo EM 1992-1-4:2005 (Acções Gerais – Acções do Vento), onde são aplicados as definições da ação do vento na estrutura. Será analisado a possibilidade de desprendimento de vórtices e da formação do galope.

8.1 DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

Segundo o item E.1.2, item 2) não é necessário analisar o efeito de desprendimento de vórtices quando:

$$C_{crit,i} > 1.25 V_m$$

4.3 Vento médio

4.3.1 Variação com a altura

(1) A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b , e deverá ser determinada através da expressão (4.3):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.3)$$

em que:

$c_r(z)$ coeficiente de rugosidade, definido em 4.3.2;

$c_o(z)$ coeficiente de orografia, considerado igual a 1,0 salvo especificação em contrário indicada em 4.3.3.

NOTA 1: No Anexo Nacional poderão ser fornecidas informações sobre c_o . Se a orografia for tida em conta no valor de referência da velocidade do vento, o valor recomendado é 1,0.

NOTA 2: No Anexo Nacional poderão ser fornecidos gráficos ou quadros para o cálculo de $v_m(z)$.

Deverá ser considerada a influência de construções vizinhas sobre a velocidade do vento (ver 4.3.4).

4.3.2 Rugosidade do terreno

(1) O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado:

– da altura acima do nível do solo;

– da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direcção do vento considerada.

NOTA: O procedimento para a determinação de $c_r(z)$ poderá ser fornecido no Anexo Nacional. O procedimento recomendado para a determinação do coeficiente de rugosidade à altura z é definido pela expressão (4.4) e baseia-se num perfil de velocidades logaritmico:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

em que:

z_0 comprimento de rugosidade;

k_r coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.5)$$

em que:

$z_{0,II} = 0,05$ m (categoria de terreno II, ver o Quadro 4.1);

z_{\min} altura mínima definida no Quadro 4.1;

z_{\max} a ser considerada igual a 200 m.

z_0 e z_{\min} dependem da categoria de terreno. No Quadro 4.1 são fornecidos valores recomendados em função de cinco categorias de terreno representativas.

Quadro 4.1 – Categorias e parâmetros de terreno

Categoria de terreno	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	10

NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.

Assim:

z =	10	m
kr =	0.19	
cr =	0.67	(Zona III)
co =	1	
vb =	45	m/s (NBR 6123)
vm =	30	m/s

e $1.25 V_m = 38.0$ m/s

E.1.3.1 Velocidade crítica do vento $v_{crit,i}$

(1) A velocidade crítica do vento para o modo de vibração em flexão i é definida como a velocidade do vento à qual a frequência de desprendimento de vórtices é igual à frequência própria (modo i) da estrutura ou do elemento estrutural; é obtida pela expressão (E.2):

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St} \quad (E.2)$$

em que:

b largura de referência da secção transversal na qual ocorre desprendimento de vórtices em ressonância e onde o deslocamento modal é máximo, relativamente à construção ou ao elemento estrutural considerado; no caso de cilindros de base circular, a largura de referência é o diâmetro exterior;

$n_{i,y}$ frequência própria do modo i de vibração em flexão na direcção transversal ao vento; em F.2 são fornecidos valores aproximados de $n_{1,y}$;

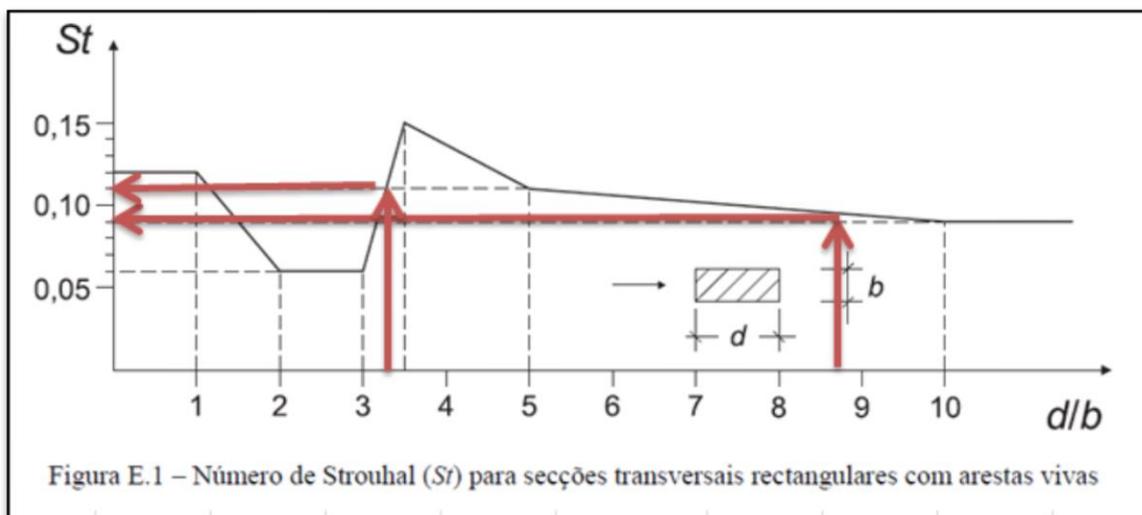
St número de Strouhal, definido em E.1.3.2.

Assim:

TAB. PRINCIPAL			TAB. ACESSO		
b =	7.9 m		b =	2.9 m	
d =	0.91 m		d =	0.9 m	
b/d =	8.7		b/d =	3.2	
St =	0.11		St =	0.09	
Midas:	5.3 Hz (3o Modo)		Midas:	3.8 Hz (4o Modo)	
vcrit =	43.8 OK > 1.25Vm		vcrit =	38.0 OK > 1.25Vm	

Onde o cálculo da frequência natural foi feito pelo programa Midas, no respectivo modo apresentado (primeiro modo vertical).

Cálculo do Número de Strouhal:



8.2 GALOPE

E.2.2 Velocidade do vento de início do galope

(1) A velocidade do vento de início do galope, v_{CG} , é obtida pela expressão (E.18):

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot Sc}{a_G} \cdot n_{1,y} \cdot b \quad (E.18)$$

em que:

Sc número de Scruton, definido em E.1.3.3(1);

$n_{1,y}$ frequência do modo fundamental, transversal ao vento, da estrutura; em F.2 são fornecidos valores aproximados de $n_{1,y}$;

b largura definida no Quadro E.7;

a_G coeficiente de instabilidade por galope (ver o Quadro E.7); se este coeficiente não for conhecido, poderá utilizar-se o valor $a_G = 10$.

(2) Deverá ser respeitada a seguinte condição:

$$v_{CG} > 1,25 \cdot v_m \quad (E.19)$$

em que:

v_m velocidade média do vento conforme é definida pela expressão (4.3) e calculada à altura em que se prevê o desencadeamento do galope, sendo expectável que esta corresponda à do ponto com máxima amplitude de oscilação.

(3) Se a velocidade crítica de desprendimento de vórtices, v_{crit} , for próxima da velocidade do vento de início do galope, v_{CG} :

$$0,7 < \frac{v_{CG}}{v_{crit}} < 1,5 \quad (E.20)$$

é muito provável que ocorram efeitos de interacção entre o desprendimento de vórtices e o galope. Neste caso, é recomendado o recurso a um parecer especializado.

E.1.3.3 Número de Scruton Sc

(1) A susceptibilidade às vibrações depende do amortecimento estrutural e da relação entre a massa estrutural e a massa associada ao fluido. Esta dependência é expressa pelo número de Scruton Sc , obtido pela expressão (E.4):

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (E.4)$$

em que:

δ_s amortecimento estrutural, expresso pelo decremento logarítmico;

ρ massa volúmica do ar nas condições de desprendimento de vórtices;

$m_{i,e}$ massa equivalente por unidade de comprimento, m_e , para o modo i , definida em F.4(1);

b largura de referência da secção transversal na qual ocorre desprendimento de vórtices em ressonância.

NOTA: O valor da massa volúmica do ar, ρ , poderá ser fornecido no Anexo Nacional; o valor recomendado é $1,25 \text{ kg/m}^3$.

TAB. PRINCIPAL		TAB. ACESSO	
ag =	10	ag =	10
amort =	0.04	amort =	0.1
m =	9625 kg/m	m =	4375 kg/m
ro =	1.25 kg/m ³	ro =	1.25 kg/m ³
Sc =	743.9	Sc =	864.2
vCG =	717.5 OK > 1.25Vm	vCG =	591.1 OK > 1.25Vm

Onde amortecimento foi tirada na tabela abaixo:

Quadro F.2 – Valores aproximados do decremento logarítmico de amortecimento estrutural relativo ao modo fundamental, δ_s

Tipo de estrutura		Amortecimento estrutural, δ_s
edifícios de betão armado		0,10
edifícios de aço		0,05
estruturas mistas betão + aço		0,08
torres e chaminés de betão armado		0,03
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e sem isolamento térmico exterior		0,012
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e com isolamento térmico exterior		0,020
chaminé de aço com um forro de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
chaminé de aço com dois ou mais forros de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
chaminé de aço com forro de conduta em alvenaria de tijolo		0,070
chaminé de aço com argamassa projectada ("gunite") no interior		0,030
chaminés acopladas sem forro de conduta		0,015
chaminé de aço espiada sem forro de conduta		0,04
pontes de aço + torres de aço reticuladas	com ligações soldadas	0,02
	com ligações de parafusos de alta resistência	0,03
	com ligações de parafusos correntes	0,05
pontes mistas		0,04
pontes de betão	pré-esforçadas, sem fissuração	0,04
	com fissuração	0,10
pontes de madeira		0,06 - 0,12
pontes de ligas de alumínio		0,02
pontes de plástico reforçado com fibras ou vidro		0,04 - 0,08
cabos	de fios paralelos	0,006
	de cordões	0,020
<p><i>NOTA: Os valores relativos a compósitos de matriz polimérica e madeira são apenas indicativos. Nos casos em que, no projecto, os efeitos aerodinâmicos se revelem significativos, é necessário obter informações mais precisas através de um parecer especializado (com o acordo, caso se aplique, da autoridade competente).</i></p>		
<p>^{a)} Para valores intermédios de h/b, poderá ser efectuada uma interpolação linear.</p>		

E calculando-se as relação entre a velocidade crítica de desprendimento de vórtices e de início do galope, temos que:

vCG =	717.5	OK > 1.25Vm	vCG =	591.1	OK > 1.25Vm
-------	-------	-------------	-------	-------	-------------

9 CONCLUSÃO

De acordo com o Eurocódigo não é necessário analisar desprendimento de vórtices e de início de galope já que tais velocidades (crítica de desprendimento de vórtices e de início de galope) são maiores que 25% da velocidade média calculada.

Isso significa que o tabuleiro não tem características geométricas que o torna suscetível a vibrações induzidas por desprendimento de vórtices, que é o fenômeno provocado pela passagem do vento após a estrutura, que provoca uma força perpendicular à direção do vento. Pelos valores apresentados a estrutura também não estará suscetível à vibrações auto-induzidas como o galope que também atua, se ocorresse, com uma força na perpendicular ao vento.

Universidade Federal do ABC

CAMPUS SANTO ANDRÉ

Passarela

Rio Tamanduateí

Memória de Cálculo da Passarela de Acesso à Torre 1 e das Torres dos Elevadores

Projeto Executivo

1	MATERIAIS.....	3
1.1	Concreto.....	3
1.2	Armaduras.....	3
1.3	Alvenaria estrutural.....	3
2	BIBLIOGRAFIA.....	3
3	APRESENTAÇÃO.....	4
3.1	Modelo de cálculo.....	4
4	AÇÕES E SEGURANÇA.....	5
5	ESFORÇOS ALVENARIA ESTRUTURAL.....	7
6	DIMENSIONAMENTO ALVENARIA ESTRUTURAL.....	7
7	DIMENSIONAMENTO ESTACAS.....	8
8	REAÇÕES DE APOIO DA PASSARELA DE ACESSO.....	9
9	DIMENSIONAMENTO PASSARELA DE ACESSO.....	10

MEMÓRIA DE CÁLCULO

PASSARELA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC – TORRES DOS ELEVADORES E
PASSARELA DE ACESSO A TORRE DO ELEVADOR 1**1 MATERIAIS****1.1 CONCRETO**

	CLASSE	fck MPa	Eci GPa	a/c	CONSUMO CIMENTO kg/m ³
ESTRUTURA	C35	>35	>33	<0.50	>320
MAGRO		>10			

Classe de agressividade ambiental - ABNT NBR 6118:2014 item 6.4.2: classe III-Forte

Cobrimento nominal das armaduras:

Bloco / Viga / Pilar 35 mm

Laje 30 mm

1.2 ARMADURASCA 50 $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$ **1.3 ALVENARIA ESTRUTURAL**

CLASSE	f_{bk} MPa	f_{gk} MPa	f_{ak} MPa	$f_{pk/oco}$ MPa
A	>6	>15	>6	>4.5

É adotado: $f_{pk}/f_{bk} = 0,75$; $f_{tk} = 0,20 \text{ MPa}$ **2 BIBLIOGRAFIA**

ABNT NBR 6118:2014 PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO

ABNT NBR 6120:1980 CARGAS PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICACOES
PROCEDIMENTO

ABNT NBR 6123:1998 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICACOES

ABNT NBR 8681:2003 ACOES E SEGURANCA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO

ABNT NBR 14931:2004 EXECUCAO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO

ABNT NBR 12655:2015 CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND - PREPARO CONTROLE
RECEBIMENTO E ACEITACAO - PROCEDIMENTOABNT NBR 15961-1:2011 ALVENARIA ESTRUTURAL - BLOCOS DE CONCRETO PARTE 1:
PROJETOABNT NBR 15961-2:2011 ALVENARIA ESTRUTURAL - BLOCOS DE CONCRETO PARTE 2:
EXECUÇÃO E CONTROLE DE OBRAS

3 APRESENTAÇÃO

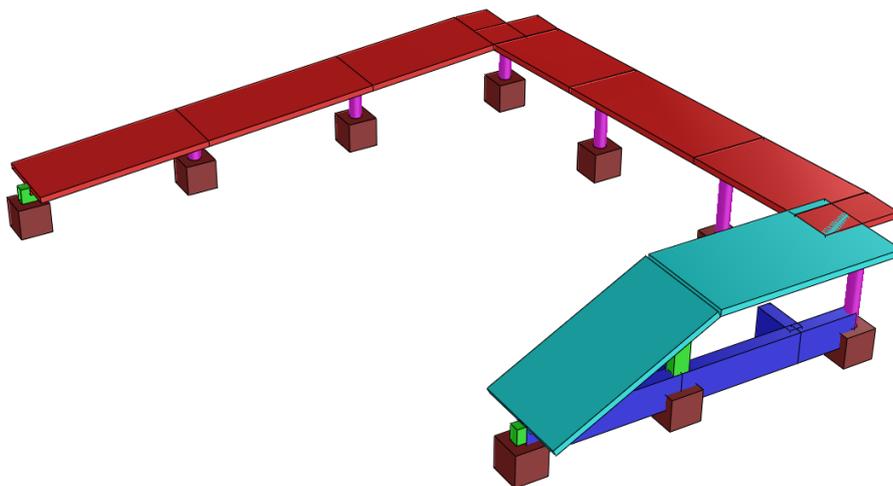
Este documento tem por objetivo apresentar a memória de cálculo de duas torres de elevador e passarela de acesso à uma das torres na Universidade Federal do ABC.

As torres de elevadores têm dimensões em planta de aproximadamente 2,6 m por 2,6 m com 15 m de altura. A estrutura é formada por parede de concreto armado nos primeiros 1,8 m, formando o poço de molas, e de alvenaria estrutural de blocos de concreto até o topo. Toda a estrutura é apoiada em um único bloco de coroamento sobre 4 estacas. Vigas de concreto são dispostas ao longo da altura nas regiões onde há lajes de piso para acesso ao elevador e lajes para cobertura do acesso, ambas com cerca de 0,6 m. Em adição, vigas são dispostas onde há alteração da espessura da alvenaria de 19 cm para 14 cm, nos últimos 3 m. Cintas de alvenaria estrutural são dispostas a no máximo cada 6 fidas de alvenaria, de modo a permitir a transferência de cisalhamento entre paredes. Nos vértices são dispostas armaduras para resistir a tração resultante da ação de vento. Por fim, a cobertura é formada por laje pré-fabricada de tipo painel de 15 cm de espessura total.

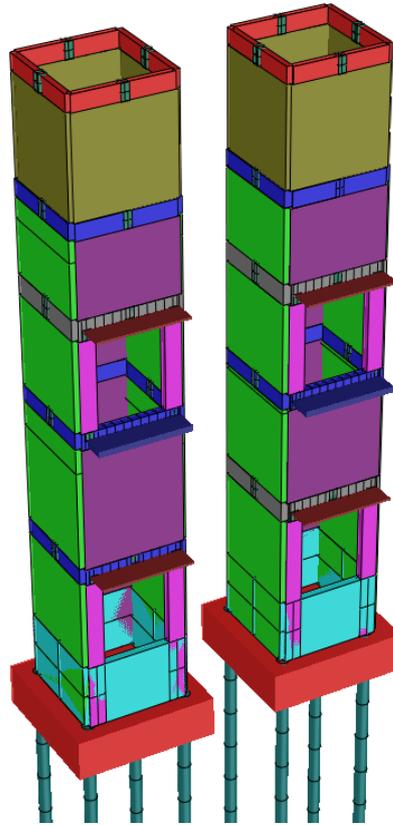
A passarela de acesso tem cerca de 27 m de comprimento divididos entre rampas e escada permitindo uma elevação de cerca de 1,6 m. A estrutura é formada por pilares, vigas e lajes de concreto armado moldado in-loco. As lajes têm 12 cm de espessura e entre 1,5 a 1,8 m de largura, apoiadas em uma viga central de 30 cm de largura e 25 cm de altura. A viga é apoiada em nove pilares aparentes de seção transversal circular de 25 cm ou de seção retangular de 19 cm por 30 cm embutidos em alvenaria. Para cada pilar é disposta uma estaca.

3.1 MODELO DE CÁLCULO

As torres de elevador são idealizadas por 4 paredes de contraventamento que recebem ações verticais principalmente de seu peso próprio e ação horizontal de vento. O dimensionamento dos blocos e das armaduras é realizado a partir do equilíbrio das seções transversais. O modelo estrutural é inteiramente idealizado por barras, admitindo análise quase-estática com material em regime elástico-linear. Neste caso se utiliza o software STRAP, versão 2017. A vista em perspectiva abaixo ilustra o modelo da passarela de acesso:



A vista em perspectiva abaixo ilustra os modelos dos elevadores:



4 AÇÕES E SEGURANÇA

As ações consideradas são listadas abaixo:

Ações permanentes:	$F_{G1,k}$	peso próprio concreto	2,50 tf/m ³ ;
	$F_{G2,k}$	revestimento de piso 8 cm	0,16 tf/m ² ;
	$F_{G3,k}$	impermeabilização com manta asfáltica e proteção mecânica	0,15 tf/m ² ;
	$F_{G4,k}$	alvenaria de bloco de concreto 19 cm com revestimento de 2 cm	0,34 tf/m ² ;
	$F_{G5,k}$	alvenaria de bloco de concreto 14 cm com revestimento de 2 cm	0,27 tf/m ² ;

Ações variáveis:	$F_{Q1,k}$	carga acidental vertical de uso acesso:	0,50 tf/m ² ;
	$F_{Q2,k}$	carga acidental vertical cobertura:	0,10 tf/m ² ;
	$F_{Q3,k}$	carga acidental vertical casa de máquinas:	1,00 tf/m ² ;
	$F_{Q4,k}$	vento	
	$F_{Q5,k}$	desaprumo:	menor $\begin{cases} 1/100\sqrt{H} \\ 2,5 \text{ cm} \end{cases}$.

A ação do vento é calculada para as direções longitudinais e transversais com base na norma ABNT NBR 6123:1988, a qual determina os coeficientes e valores a serem adotados no Brasil.

Velocidade básica V_0	38 m/s
Fator topográfico S_1	1,0
Rugosidade do terreno - cat. III classe A - S_2	1,0
H=5 m; H=10 m; H= 15 m	0,88; 0,94; 0,98
Fator estatístico S_3	1,0

A força global do vento foi tida em conta conforme o § 4.2.3 da mesma norma, em que:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

C_a – coeficiente de arrasto = 1,40

q – pressão do vento $q = 0,613 (V_0 S_1 S_2 S_3)^2 = 0,096; 0,109; 0,119 \text{ tf/m}^2$.

A_e – área frontal efetiva

Os coeficientes de combinações normais para o estado limite último são dados por:

	γ_g/γ_q favorável	γ_g/γ_q desfavorável	ψ_0
i. ações permanentes	0,9	1,4	-
ii. ações variáveis em geral	-	1,4	0,5
iii. ações do vento	-	1,4	0,6

As combinações últimas normais são estipuladas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k})$$

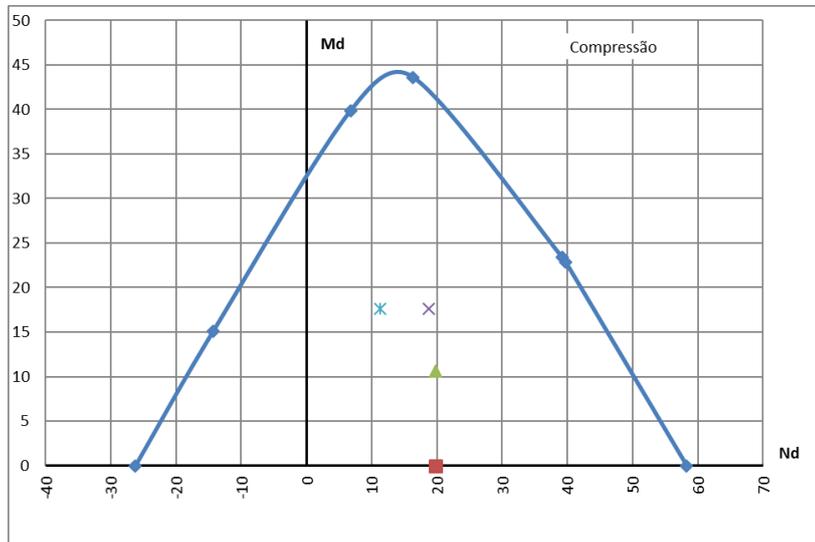
Ficando:

- $1,4F_{G,k} + 1,4(F_{G1,k} + F_{G2,k} + F_{G3,k})$
- $1,4F_{G,k} + 1,4(F_{G1,k} + F_{G2,k} + F_{G3,k}) + 0,84F_{G4,k}$
- $1,4F_{G,k} + 1,4(F_{G1,k} + F_{G2,k} + F_{G4,k}) + 0,70F_{G3,k}$
- $0,9F_{G,k} + 1,4F_{G4,k}$

Os coeficientes de minoração das resistências são dados por:

- Alvenaria $\gamma_a = 2,00$
- Aço em alvenaria $\gamma_{ms} = 2,30$
- Concreto $\gamma_c = 1,40$
- Aço $\gamma_s = 1,15$

A curva de interação momento-normal resistente de cálculo, bem como os pares de esforços solicitantes para o elevador 2, são dados na figura a seguir:



A verificação ao cisalhamento é dada por:

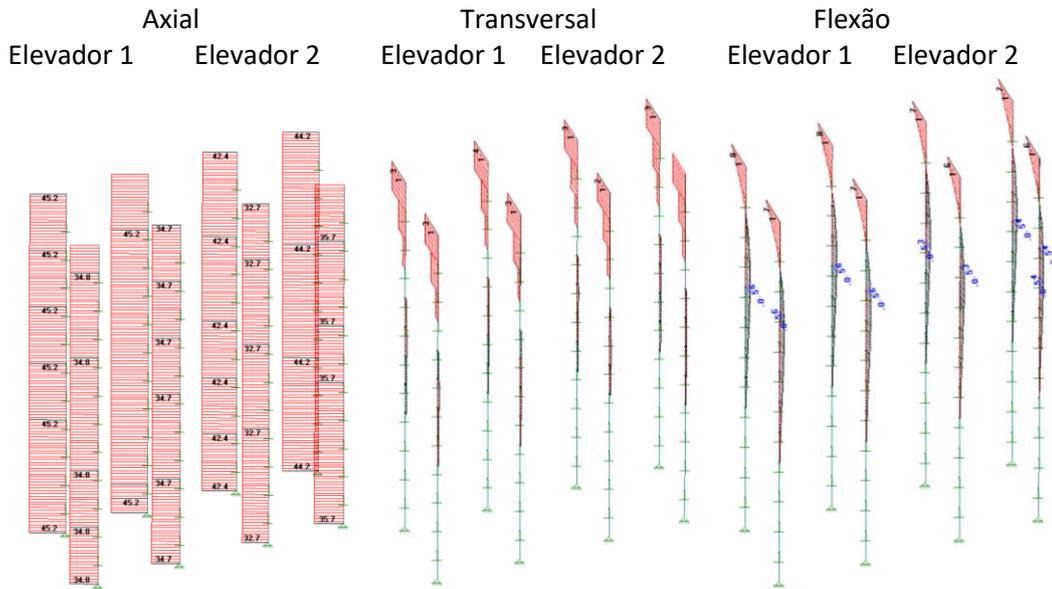
$$\tau_d \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_a} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{t d} \leq \frac{0,15 + 0,5\sigma}{2,00} \rightarrow 0,055 \text{ MPa} \leq 0,134 \text{ MPa} \therefore \text{ok}$$

7 DIMENSIONAMENTO ESTACAS

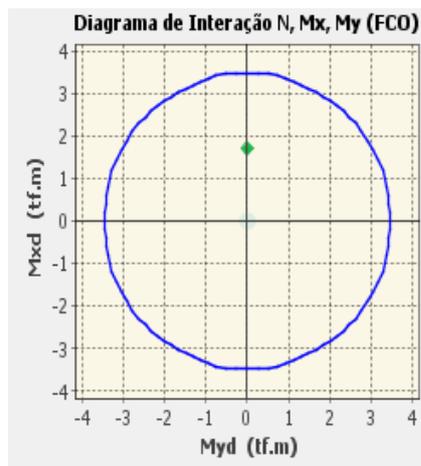
As estacas são do tipo raiz com 30 cm de diâmetro, 12 metros de comprimento, com concreto de resistência característica à compressão de 20 MPa e armadura composta de 6 barras de 12,5 mm de diâmetro. Para simular o solo consideraremos nas estacas os coeficientes de reação horizontal abaixo:

SPT	Kh (tf/m ³)
SPT < 1	100
1 < SPT < 10	500
10 < SPT < 30	1000
30 < SPT < 50	2000
SPT > 50	3000

Os esforços solicitantes axial, transversal e de flexão para as combinações de estado limite último (tf; m) são dadas respectivamente a seguir:

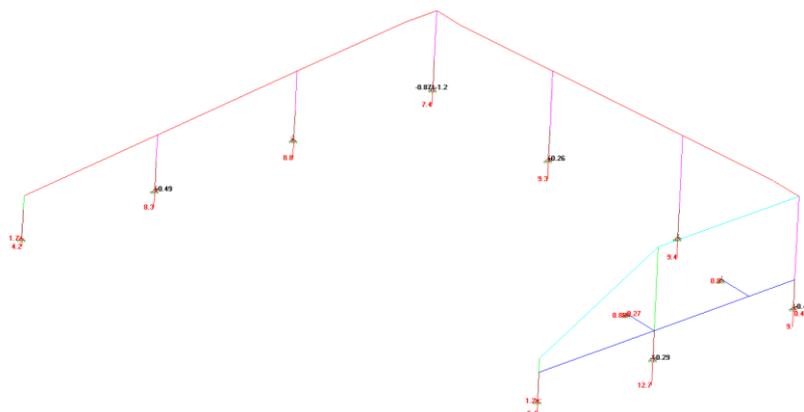


A curva de interação momento-normal resistente de cálculo, bem como os pares de esforços solicitantes, são dados na figura a seguir:

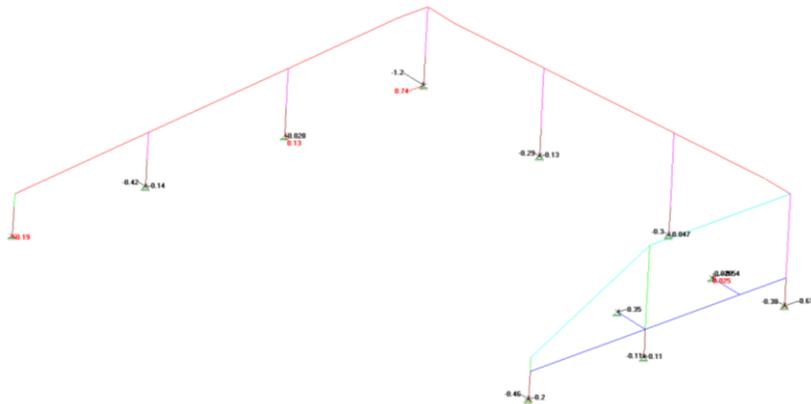


8 REAÇÕES DE APOIO DA PASSARELA DE ACESSO

As forças das reações nos apoios (tf) na combinação de cálculo são dadas abaixo:

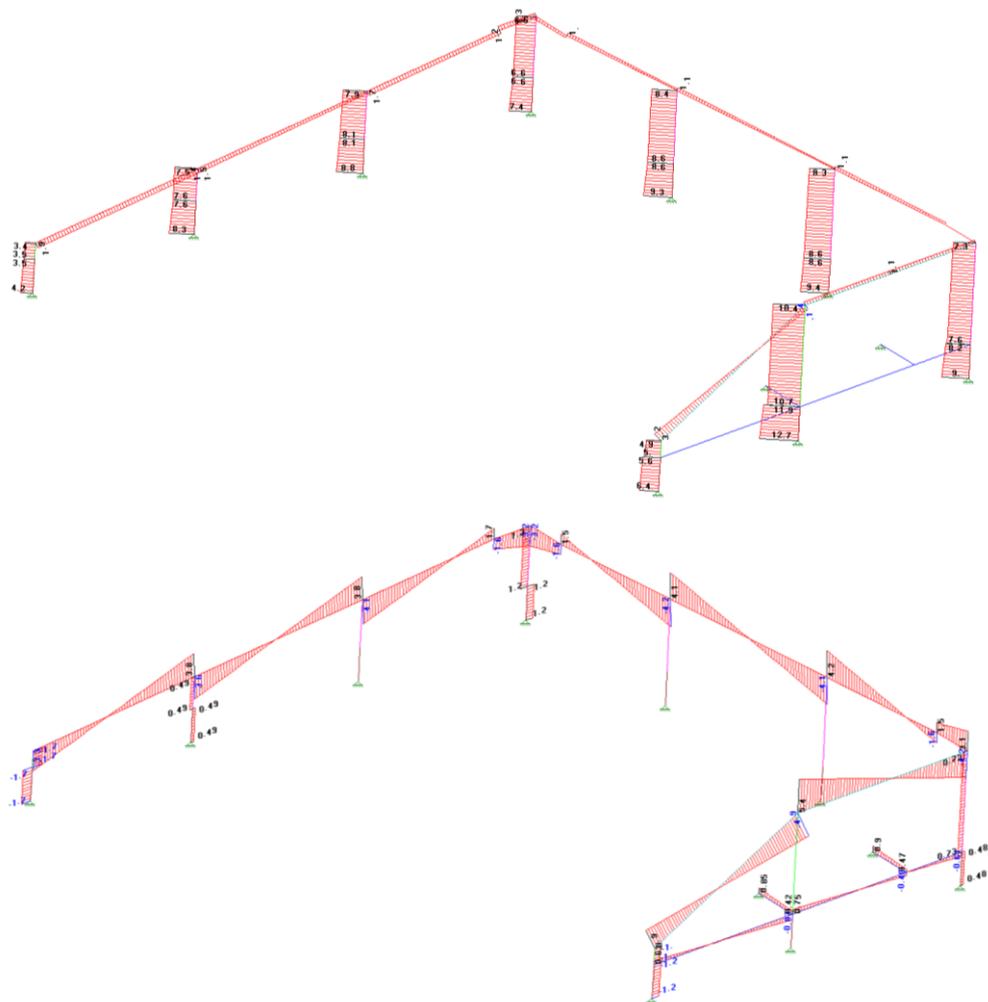


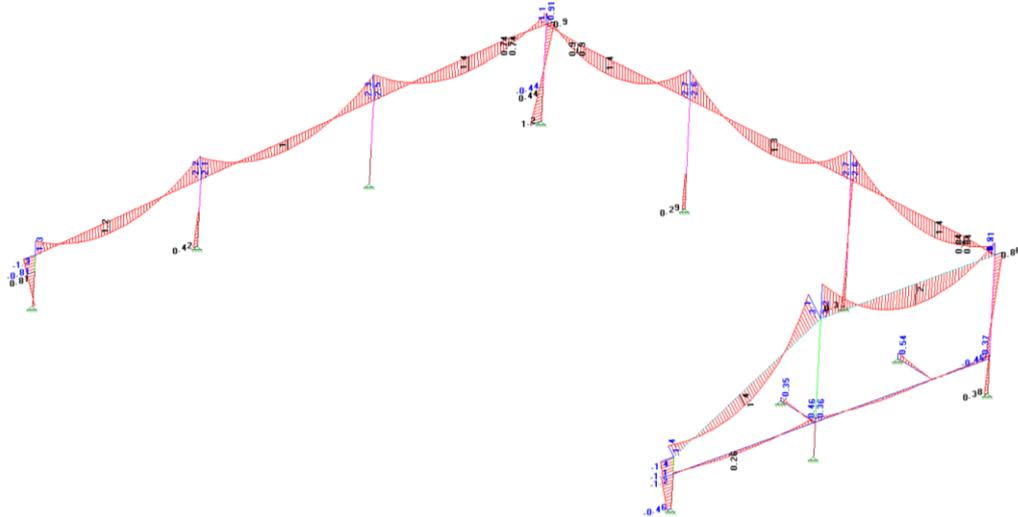
Os momentos das reações nos apoios (tfm) na combinação de cálculo são dadas abaixo:



9 DIMENSIONAMENTO PASSARELA DE ACESSO

Os esforços solicitantes axial, transversal e de flexão para as combinações de estado limite último (tf; m) são dadas respectivamente a seguir:



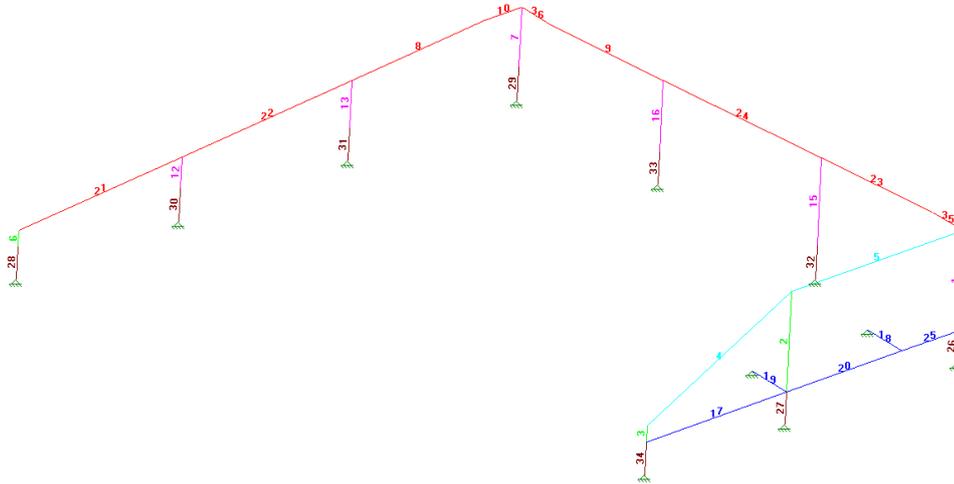


As armaduras dos pilares são dadas abaixo:

Resultados de Pilares (tf,metro) (& = especificada)												
Mem.	Dir	Kl/i	Class	Cmb	Dime B H	N	Mi	Mt	armadura			
									Total	cada lado	As/Ac %	Cap.
PILAR P1												
6	M3	5	cu	1	190	3.4	0.0	-0.1	4φ12.5	2	0.86	2.90
	M2	2			300		1.3	1.3				
PILAR P2												
12	M3	9	cu	1	250	7.5	0.0	-0.2	6φ12.5		1.50	11.53
	M2	7			250		-0.2	-0.2				
PILAR P3												
13	M3	13	cu	1	250	7.9	-0.1	-0.2	6φ 12.5		1.50	11.36
	M2	11			250		0.1	0.1				
PILAR P4												
7	M3	15	cu	1	250	6.5	-0.7	-0.7	6φ12.5		1.50	3.06
	M2	15			250		-0.9	-0.9				
PILAR P5												
16	M3	18	cu	1	250	8.4	0.1	0.2	6φ12.5		1.50	9.91
	M2	20			250		-0.2	-0.2				
PILAR P6												
15	M3	23	cu	1	250	8.3	0.0	0.2	6φ12.5		1.50	9.56
	M2	25			250		-0.2	-0.2				
PILAR P9												
1	M3	27	cu	1	250	7.3	0.6	0.6	6φ12.5		1.50	3.46
	M2	22			250		-0.9	-0.9				
PILAR P8												
2	M3	27	cu	1	190	10.7	0.0	-0.2	4φ12.5	2	0.86	9.02

	M2	15		300		0.1	0.1		2				
PILAR P7													
	3	M3	5	cu	1	190	4.9	0.0	-0.1	4φ12.5	2	0.86	3.12
		M2	1			300		1.4	1.4		2		

As barras têm numeração conforme figura abaixo:



Na tabela abaixo estão indicados por coluna o nome da viga, as barras, momentos fletores e armaduras longitudinais e transversais correspondentes:

Resultados das Vigas (tf·m,cm**2)										
Viga	Barra	Momentos			Armaduras			Estribos	L/f _u	
		Sup.	Vão	Sup.	Sup.	Vão	Sup.			
V2	4	-1.4	0.0	-3.1	4.0		4.0	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 67 29@100 67	2587	
		-1.0	1.4	-2.2		3.9				
	5	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 45 32@100 45	2628	
		-3.2	1.4	-1.2	4.0		4.0			
V1	21	-1.3	0.0	-2.2	3.3		3.3	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 68 30@100 68	3517	
		-0.9	1.2	-1.6		3.3				
	22	0.0	0.0	0.0	0.1		0.1	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 56 32@100 56	2448	
		-2.1	0.0	-2.3	3.3		3.3			
	8	-1.5	1.0	-1.7	0.1		0.1	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 42 32@100 42	5288	
		0.0	0.0	0.0	0.1		0.1			
	10	-2.5	0.8	0.5	3.3		3.3	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35		
		-1.8	1.4	0.7		3.3	3.3			
		-0.2	-0.1	-0.2	0.4		0.4			
		0.5	0.0	-1.1	0.0		3.3			
	0.7	0.7	-0.8	3.3		3.3				
	-0.2	-0.1	-0.2	0.4		0.4				
V3	35	-0.9	0.1	0.6	3.3		3.3	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 79 31@100 79	5195	
		-0.6	0.8	0.8		3.3				
	23	-0.3	-0.2	-0.3	0.8		0.8			
		0.6	0.7	-2.6	0.0		3.3			
		0.8	1.4	-1.9	3.3		3.3			
		-0.3	-0.2	-0.3	0.6		0.6			
	24	-2.7	0.0	-2.6	3.3		3.3	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35 43 36@100 43	1875	
		-1.9	1.3	-1.9		3.3				
9	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	φ6.3Ram=2 Av/s:.35 .35	5050		
	-2.7	0.7	0.6	3.3		3.3				
	-1.9	1.4	0.9		3.3	3.3				
	0.2	0.1	0.2	0.4		0.4				

	36	0.6 0.9 0.2	0.1 0.9 0.1	-0.9 -0.6 0.2	0.0 3.3 0.4	3.3 0.4	3.3 0.4		
V B 1	17	-0.1	0.2	-0.5	2.6	2.6	2.6	φ6.3Ram=2 Av/s:.29 .29 130 11@200 130	>999
		-0.1	0.3	-0.3	0.0	2.6	0.0		
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	20	-0.4	0.1	0.0	2.6	1.9	1.9	φ6.3Ram=2 Av/s:.29 .29 160 9@200 160	>999
		-0.3	0.2	0.0	0.0	2.6	0.0		
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
25	0.0	-0.1	-0.4	1.9	2.6	2.6	φ6.3Ram=2 Av/s:.29 .29 160 3@200 160	>999	
	0.0	-0.1	-0.3	0.0	2.6	0.0			
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
V B 3	18	0.0	-0.2	-0.5	0.0	2.6	2.6	φ6.3Ram=2 Av/s:.29 .29 150 3@200 150	>999
		0.0	0.0	-0.4	0.0	2.6	0.0		
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
V B 2	19	0.1	0.0	-0.3	0.0	2.6	2.6	φ6.3Ram=2 Av/s:.29 .29 63 3@200 63	>999
		0.2	0.2	-0.2	2.6	2.6	0.0		
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		

Universidade Federal do ABC

CAMPUS SANTO ANDRÉ

Passarela

Rio Tamanduateí

Memória de Cálculo - Instalações Mecânicas

Projeto Executivo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	3
2	ESPECIFICAÇÕES DE ELEVADOR DE PPNE	3
3	CÁLCULO DE TRÁFEGO	5

1 INTRODUÇÃO

O presente documento tem por objetivo apresentar o cálculo dos elevadores de acesso à passarela de interligação entre o Bloco G e o Bloco Anexo do Campus Santo André da UFABC.

2 ESPECIFICAÇÕES DE ELEVADOR DE PPNE

Elevador elétrico de passageiros, com as seguintes características:

01	Capacidade	8 passageiros ou 600 Kg de carga.
02	Velocidade	60 m/min, aproximadamente
03	Percurso – aproximado	7.800 mm , aproximadamente
04	Dimensões da cabina	1100mm x 1400m x 2150mm.
05	Dimensões da caixa de corrida	2050mm x 1850mm, poço 1400 mm, última altura 4500 mm.
06	Número de paradas	02 (duas) automáticas: T, 1º pavimentos
07	Entradas	Unilaterais
08	Montagem	Caixa de corrida em estrutura de concreto ou aço + alvenaria, pelo cliente. Prever vigas de apoio das guias a cada 1500 mm na parede lateral, contígua à máquina, na forma prevista em projeto. A RV fornecerá os projetos executivos de montagem.
09	Porta dos pavimentos	Tipo AUTOMÁTICAS, de correr, 2 folhas abrindo ao centro, com abertura e fechamento automáticos, em aço inoxidável escovado, batentes incorporados no mesmo material, fornecidas pela RV.
10	Cabina	Executada em aço inoxidável AISI 430, adequada para transporte de pessoas portadoras de necessidades especiais, conforme previsto na legislação brasileira de acessibilidade – NM-313. Tipo AUTOMÁTICAS, de correr, 2 folhas abrindo ao centro, com abertura e fechamento automáticos, em aço inoxidável escovado, fornecidas pela RV Soleiras em alumínio. Iluminação por 6 luminárias tipo LED embutidas no teto. Corrimão e ½ espelho ao fundo. Piso vinílico antiderrapante na cor preta.
11	Quadro de comando	Eletrônico programável, operando em plataforma digital computadorizada, seletor magnético ou óptico. Sinalização digital nas botoeiras.

12	Botoeira da Cabina	<p>Pavimentos: Espelho em aço inox com 01 (um) botão de simples chamada em cada pavimento.</p> <p>Cabina: Espelho em aço inoxidável, botões de chamada com indicação luminosa de chamado, indicador de posição digital, intercomunicador, botões de alarme, abertura de portas e módulo VOICER de anúncio de mensagens pré-gravadas.</p>
13	Guias	<p>Perfil em "T", laminado, tipo 161 para cabina e chapa dobrada para contrapeso</p>
14	Máquina	<p>Especial para elevadores, com engrenagem, motor de corrente alternada de 10 HP, 220 Volts, trifásico.</p> <p>A máquina será colocada no topo da caixa de corrida, ao lado. O contrapeso será colocado lateralmente.</p> <p>Prever ventilação no topo da caixa de corrida.</p>

3 CÁLCULO DE TRÁFEGO

SANTO ANDRÉ			
LOCAL	: UFABC - PASSARELA		
DESTINO	: COMERCIAL		
RELAÇÃO	: INEXISTENTE		
BLOCO	ÚNICO		
CALCULO DE TRAFEGO	NBR 5665		
	SOCIAIS DE PÚBLICO		
TOTAL	VALOR		
POPULAÇÃO-MIN.5*	:	0	
INTERVALO TRAF.MAX.*	:	80	
UNIDADE NO GRUPO	:	1	
CAPACIDADE (PASS)	:	8	
PARADAS	:	2	
PARADAS PROVAVEIS *	:	2	
PERCURSO (METROS)	:	7.8	
VELOCIDADE (M/s)	:	1	
TIPO DE PORTAS	:	AC AB. CENTRAL	
ABERTURA LIVRE (M)	:	0.8	
-TEMPOS ADOADOS (seg)-			
Aceleração e Retardamento	:	3	
Abertura e Fechamento	:	3.9	
Entrada e Saída de Pass.	:	2.4	
-TEMPOS TOTAIS CALCULADOS			
T1-Percurso Total	:	15.6	
T2-Acel.e Retard.	:	3	
T3-Abert.e Fecham	:	7.8	
T4-Entrada/ Saída	:	19.2	
Adicional	:	2.7	
T-TEMPO TOTAL	:	48.3	
-CAPACIDADE DE TRANSP.			
	:	49.69	
-CAPACIDADE DE TRAFEGO			
	:	49.69	
-INTERVALO DE TRAFEGO			
	:	48.3	
-TESTE PASSAGEIROS			
	:	APROVADO	
-TESTE INT.TRAFEGO			
	:	APROVADO	
SOMA DOS TEMPOS			
		SOMA 1 :	49.69
		SOMA 2 :	49.69
		SOMA 3 :	48.3
TESTE 1 :		APROVADO	
TESTE 2 :		APROVADO.	
CAPACIDADE HORÁRIA/ ELEV.	596.28 PESSOAS/ H		
PARTIDAS/ HORA	ATÉ 180		
GRAU DE SERVIÇO (K)	36.23 EXCELENTE		

GRAU DE SERVIÇO É O TEMPO MÉDIO DE VIAGEM DE UM PASSAGEIRO DE UM PAVIMENTO A OUTRO, INCLUSO TEMPO DE ESPERA APÓS REGISTRO DE CHAMADA.