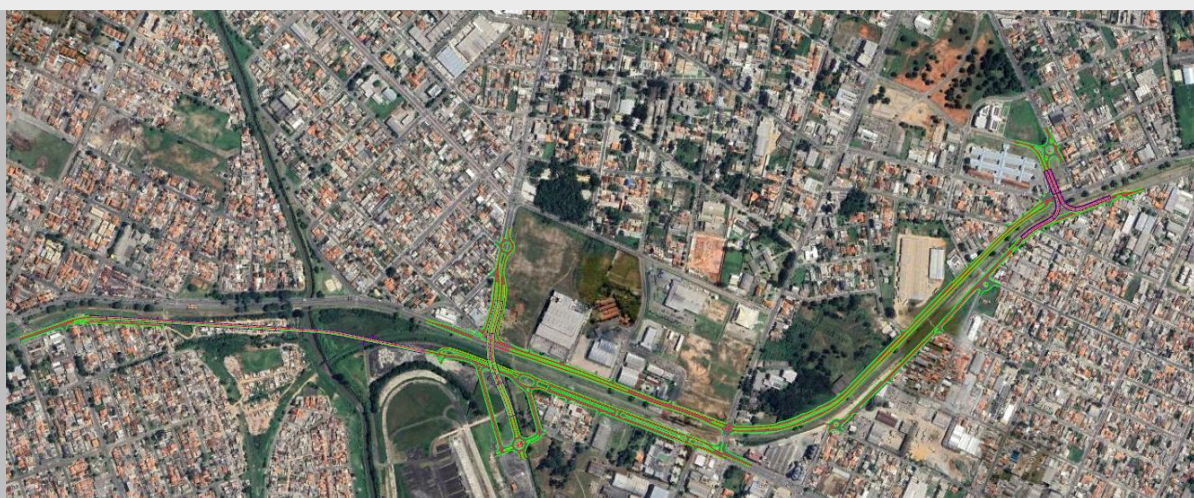


**PROJETO EXECUTIVO DO COMPLEXO VIÁRIO DE ACESSO
AO TERMINAL DE ÔNIBUS E AUTÓDROMO - PINHAIS/PR**



**VOLUME 3C – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS (TOMO 3)
VIADUTO (TRECHO 03)
REVISÃO R02**

SUMÁRIO

1.	APRESENTAÇÃO	2
2.	MAPA DE SITUAÇÃO.....	4
3.	PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS E CONTENÇÕES	5
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
3.1.1	<i>Normas.....</i>	6
3.1.2	<i>Sistema de Unidades</i>	6
3.1.3	<i>Software</i>	6
3.1.4	<i>Características dos Materiais</i>	6
3.2	CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS.....	7
3.2.1	<i>Metodologia de Cálculo para Capacidade Geotécnica das Fundações.....</i>	12
3.3	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	14
3.4	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	14
3.4.1	<i>Encontros Estruturados</i>	14
3.5	VIADUTOS (EIXOS E10 A E12)	23
3.5.1	<i>Infraestrutura</i>	23
3.5.2	<i>Mesoestrutura.....</i>	26
3.5.3	<i>Superestrutura.....</i>	27
3.6	CARREGAMENTOS.....	27
3.6.1	<i>Carga Permanente.....</i>	27
3.6.2	<i>Peso Próprio (DEAD).....</i>	28
3.6.3	<i>Pavimento - Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)</i>	28
3.6.4	<i>Barreiras e Mureta</i>	28
3.6.5	<i>Guarda-corpo Metálico</i>	29
3.6.6	<i>Sobrecarga</i>	29
3.6.7	<i>Coeficiente de Ponderação das Cargas Verticais</i>	30
3.6.8	<i>Força Centrífuga.....</i>	32
3.6.9	<i>Frenagem e Aceleração.....</i>	32
3.6.10	<i>Temperatura.....</i>	33
3.6.11	<i>Empuxo de Solo</i>	33
3.6.12	<i>Carga de Vento.....</i>	33
3.7	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	35
4.	TERMO DE ENCERRAMENTO	36
	ANEXO 1 - MODELO DE CÁLCULO	37

1. APRESENTAÇÃO

A Unidec Engenharia Consultiva Ltda. apresenta o projeto de infraestrutura viária do Complexo Viário de Acesso ao Terminal de Ônibus e Autódromo do município de Pinhais, no Estado do Paraná, contemplando:

Local:	Curitiba/PR – Pinhais/PR
Trecho de projeto:	Trecho 1 - Conexão da Av. Prefeito Maurício Fruet e Av. Iraí Trecho 2 - Viaduto Rua 24 de Maio e Revitalização da Avenida Iraí (Autódromo-Avenida Camilo di Lellis) - Pinhais/PR. Trecho 3 - Avenida Ayrton Senna da Silva e Rua Carlos Drummond de Andrade - Pinhais/PR
Ponto inicial:	Avenida Prefeito Maurício Fruet
Ponto final:	Terminal de Pinhais
Extensão:	9,45 km
Fase:	Projeto Executivo
Relatório:	Volume 3C – Memória de Cálculo de Estruturas (Tomo 2)

QUADRO 1 - APRESENTAÇÃO DO RELATÓRIO

A Fase de Projeto Executivo é composta pelos seguintes volumes:

- Volume 1 - Relatório do Projeto;
- Volume 2 - Projeto de Execução;
- Volume 3 – Memória Justificativa;
- Volume 3A – Estudos Geotécnicos e Levantamentos de Campo;
- Volume 3B – Notas de Serviço e Memória de Cálculo de Volumes de Terraplenagem;
- **Volume 3C – Memória de Cálculo de Estruturas;**
- Volume 3E – Memória de Cálculo de Quantidades.
- Volume 4 - Orçamento das Obras.

O projeto contempla as disciplinas necessárias para a completa implantação do sistema viário componente deste Lote de Execução, incluindo: estudos topográficos, geotécnicos e hidrológicos, e os projetos geométrico, de terraplenagem, drenagem e pavimentação, obras de arte especiais, sinalização e obras complementares, calçadas e acessibilidade, e iluminação. Além das planilhas de quantidades e das considerações básicas para o planejamento e execução das obras.

O projeto foi desenvolvido de acordo com as especificações de serviços do DER/PR e DNIT, além das normativas técnicas dos municípios envolvidos, visando garantir parâmetros técnicos de qualidade, com soluções que atendam técnica e economicamente as necessidades e expectativas dos usuários, com foco na máxima eficiência de mobilidade, interação entre meios de transporte, segurança e

conforto dos agentes envolvidos, sobretudo pedestres e ciclistas, e na integração com o meio ambiente do entorno.

2. MAPA DE SITUAÇÃO

Os municípios de Curitiba e Pinhais estão localizados na região sudeste do Estado do Paraná, com latitudes 25°25'47" sul e longitude 49°16'19" oeste (Curitiba) e latitudes 25°26'41" sul e longitude 49°11'33" oeste (Pinhais) . Possuem respectivamente extensão territorial de aproximadamente 435 km² (Curitiba) e 61 km² (Pinhais) e população estimada em 1.948.626 hab. (Curitiba) e 132.157 hab. (Pinhais), de acordo com Censo IBGE/2020.

Segue mapa de situação com a localização do empreendimento:

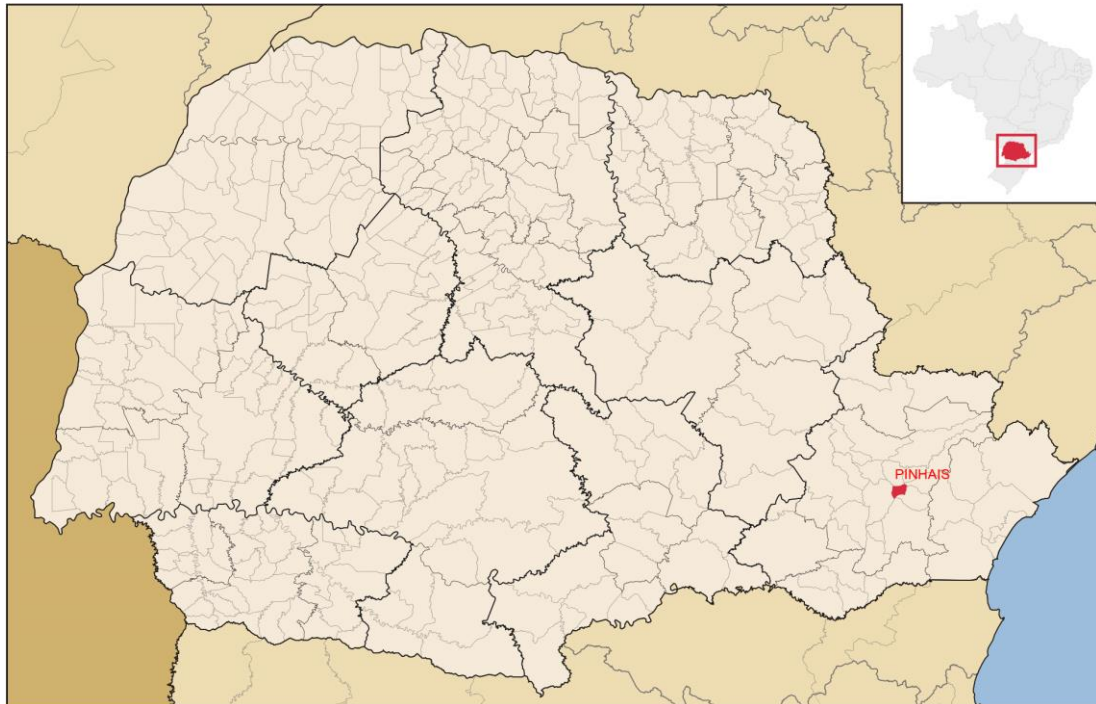


FIGURA 1 – PINHAIS - VISÃO GERAL

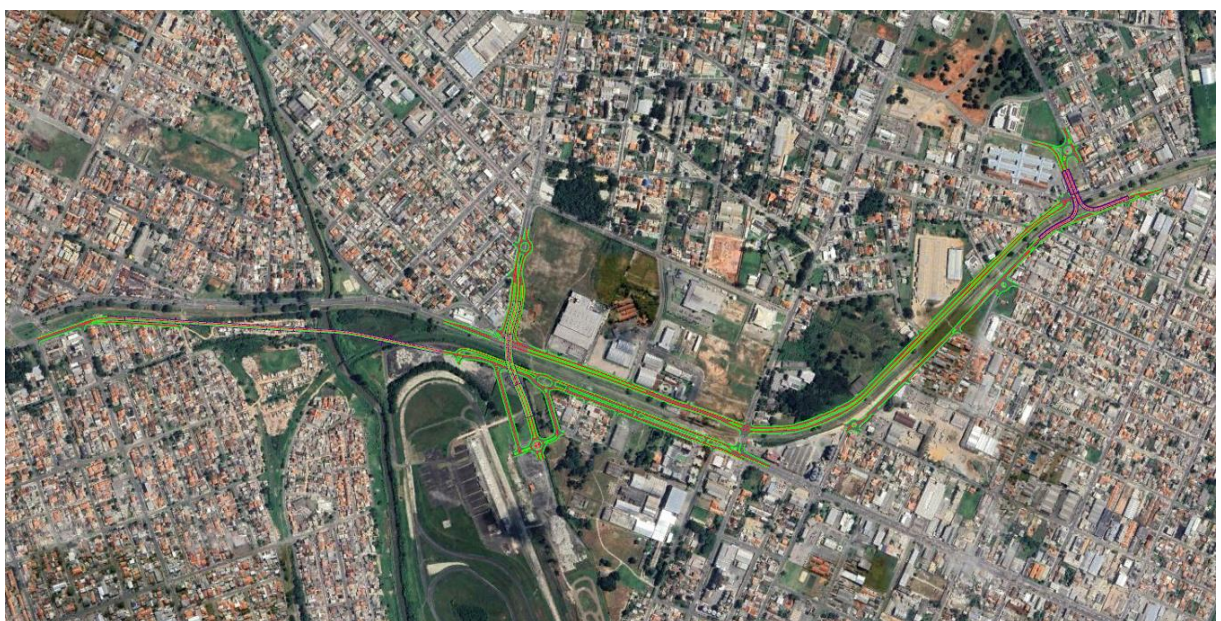


FIGURA 2 - TRECHO DE PROJETO

3. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS E CONTENÇÕES

O objetivo deste memorial é apresentar e justificar os critérios, especificações técnicas e dimensionamentos correspondentes ao projeto executivo das estruturas da OAE (Obra de Arte Especial) do viaduto de conexão entre a Avenida Ayrton Senna da Silva e Rua Carlos Drumond de Andrade localizado no município de Pinhais, no Paraná.

O viaduto, faz parte do complexo viário de acesso ao terminal de ônibus e autódromo de Pinhais, terá como objetivo a melhoria do tráfego de veículos e acesso ao terminal de ônibus de Pinhais.

A estrutura possui dois ramos, sendo eles, Ramo 300 com 223,60 m de comprimento total de tabuleiro e Ramo 400 com 227,14 m de comprimento total de tabuleiro. As figuras a seguir representam a OAE em questão.

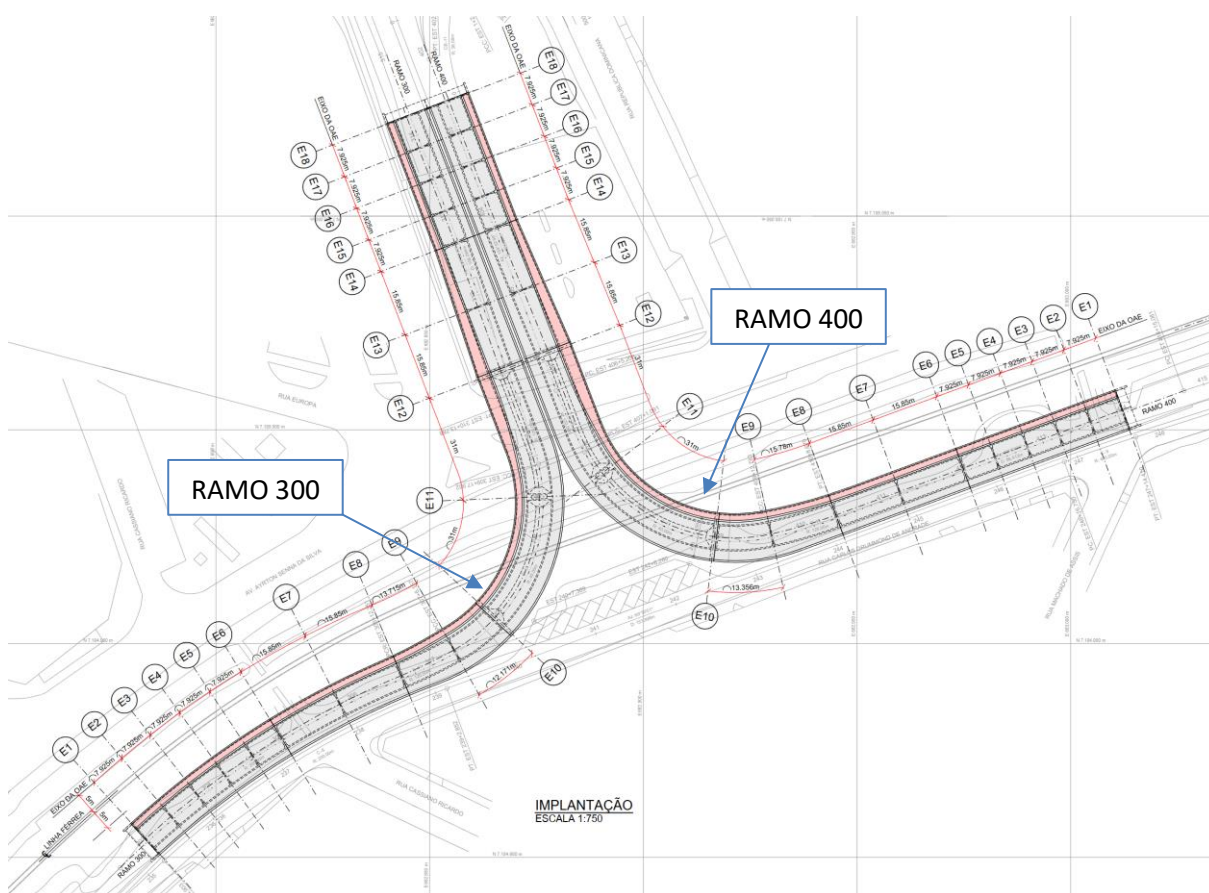


FIGURA 3 - IMPLANTAÇÃO GERAL

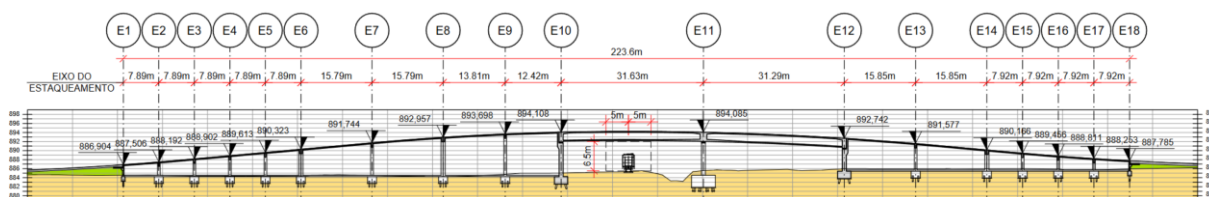


FIGURA 4 - ELEVÇÃO LONGITUDINAL - RAMO 300

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

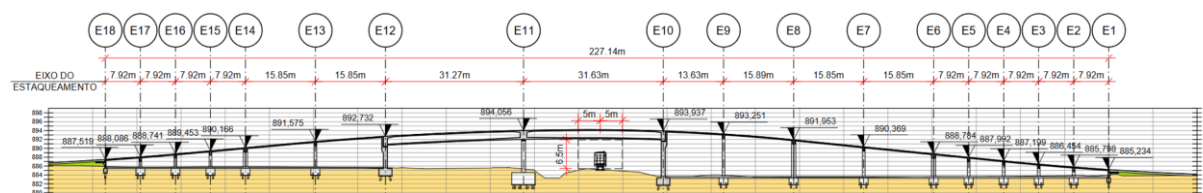


FIGURA 5 - ELEVÇÃO LONGITUDINAL - RAMO 400

3.1.1 Normas

Para o dimensionamento da estrutura foram utilizadas as seguintes normas:

- NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de concreto;
- NBR 6122:2022 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 6123:2023 – Forças devido ao vento em edificações;
- NBR 7187:2021 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 7188:2024 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

3.1.2 Sistema de Unidades

Todas as unidades são apresentadas no Sistema Internacional de Unidades (SI), exceto quando indicado contrário.

3.1.3 Software

Para a análise da estrutura foram utilizados os softwares CSiBridge, SAP 2000, PCalc, TQS, Calculadora de vigas protendidas V-Pro e, em cálculos auxiliares, foi utilizado o software MS Excel.

3.1.4 Características dos Materiais

Os elementos estruturais em concreto armado foram desenvolvidos de forma a atender as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Os parâmetros de resistência adotados para o concreto foram:

- Resistência característica a compressão (f_{ck}) para caixaão cimbrado protendido ≥ 40 MPa;
- Resistência característica a compressão (f_{ck}) para demais elementos estruturais ≥ 30 MPa;
- Cobrimento externo mínimo de 30 mm para lajes, vigas e de 50 mm para os blocos e pilares;

- Aço de armadura passiva do tipo CA-50 com resistência ao escoamento de 500MPa e módulo de elasticidade de 210GPa;
- Cordoalha para protensão CP190-RB com resistência de escoamento de 1710 MPa;
- Coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha adotado para o cálculo das perdas: $\mu = 0,2 / k = 0,002$;
- Barra de Ancoragem DYWIDAG – Diâmetro nominal 40 mm – Tensão de Escoamento (f_y) = 950 MPa.

Os elementos estruturais em aço foram desenvolvidos de forma a atender as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008).

- Estacas metálicas HP310x79 - Aço ASTM 572 GR50 - Resistência característica a compressão ≥ 35 MPa;

3.2 CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

A definição das condições geotécnicas foi realizada de acordo com os boletins de sondagens SPT, desenvolvidos pela CCL Serviços em Rodovias.

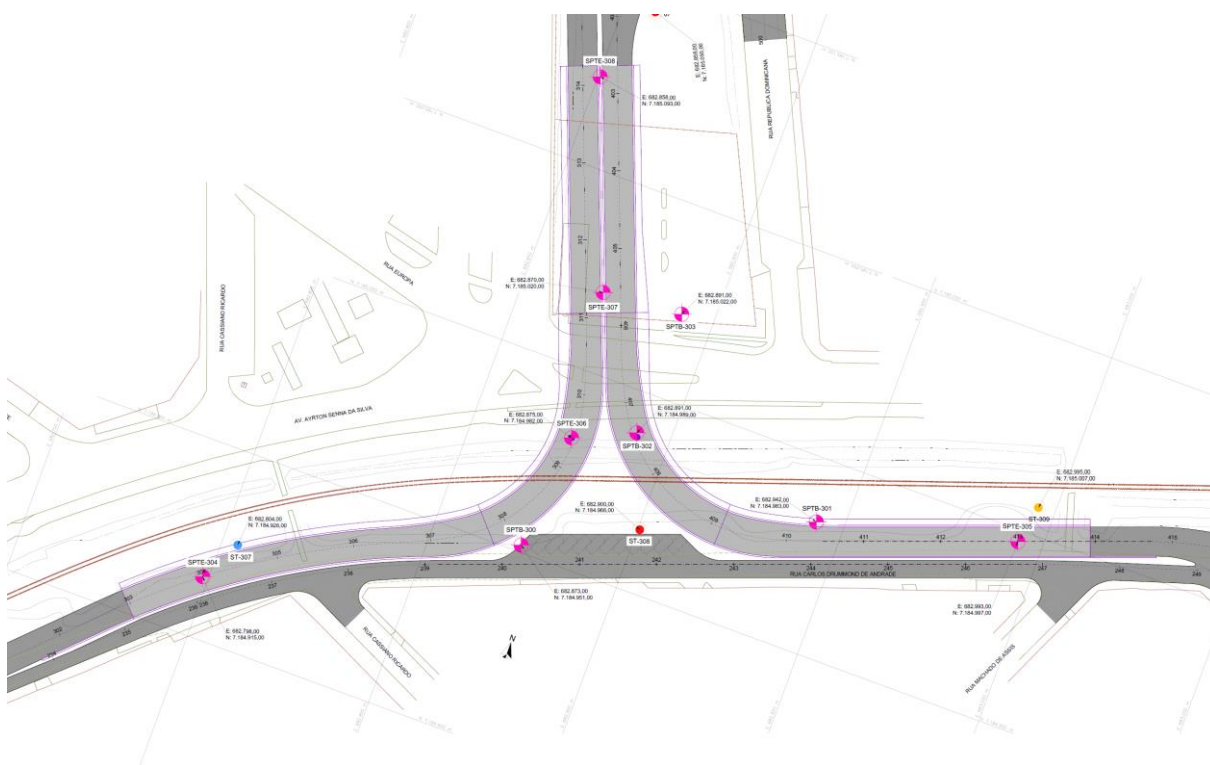


FIGURA 6 – SONDAGENS

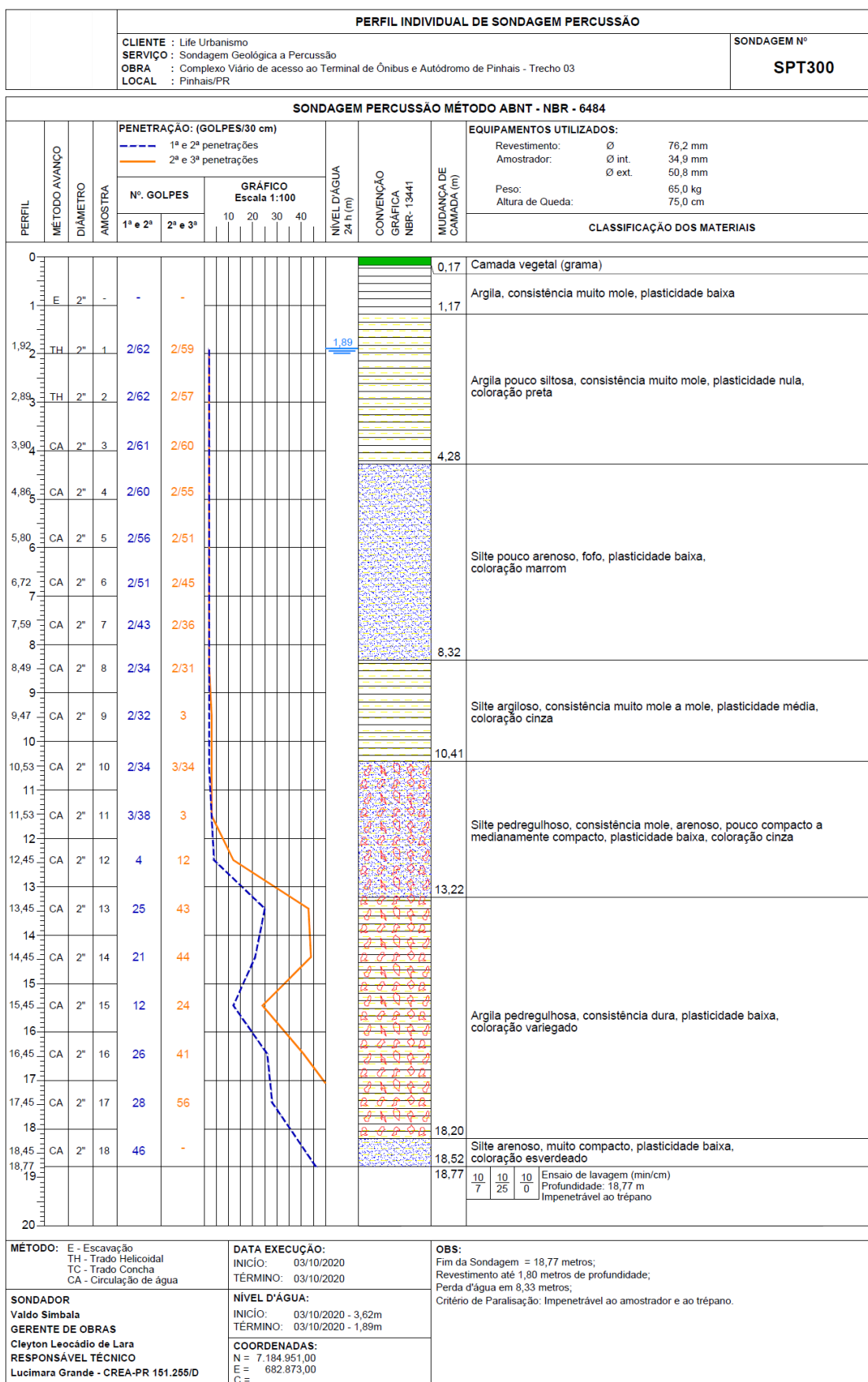


FIGURA 7 – RELATÓRIO SPT300

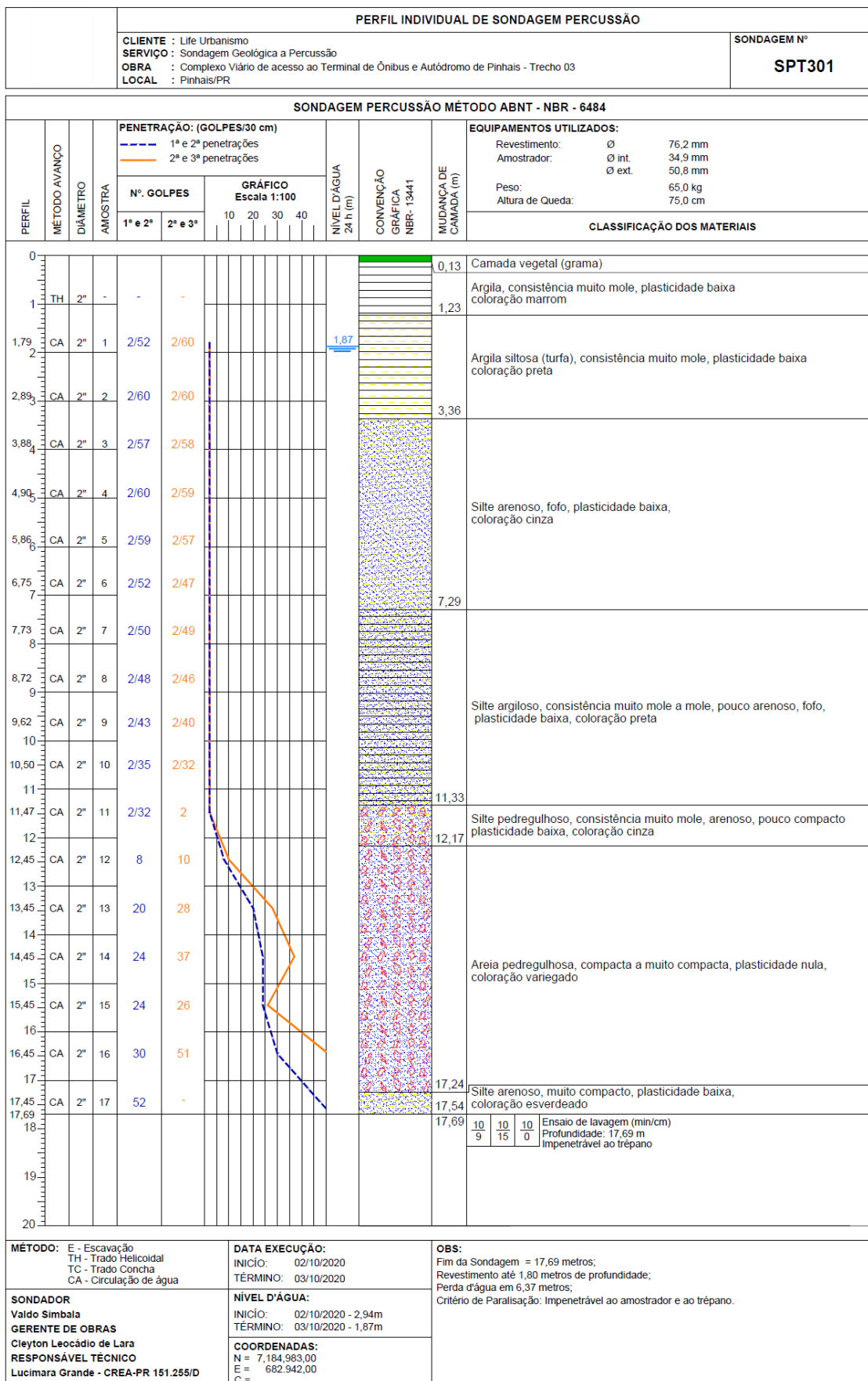


FIGURA 8 – RELATÓRIO SPT301

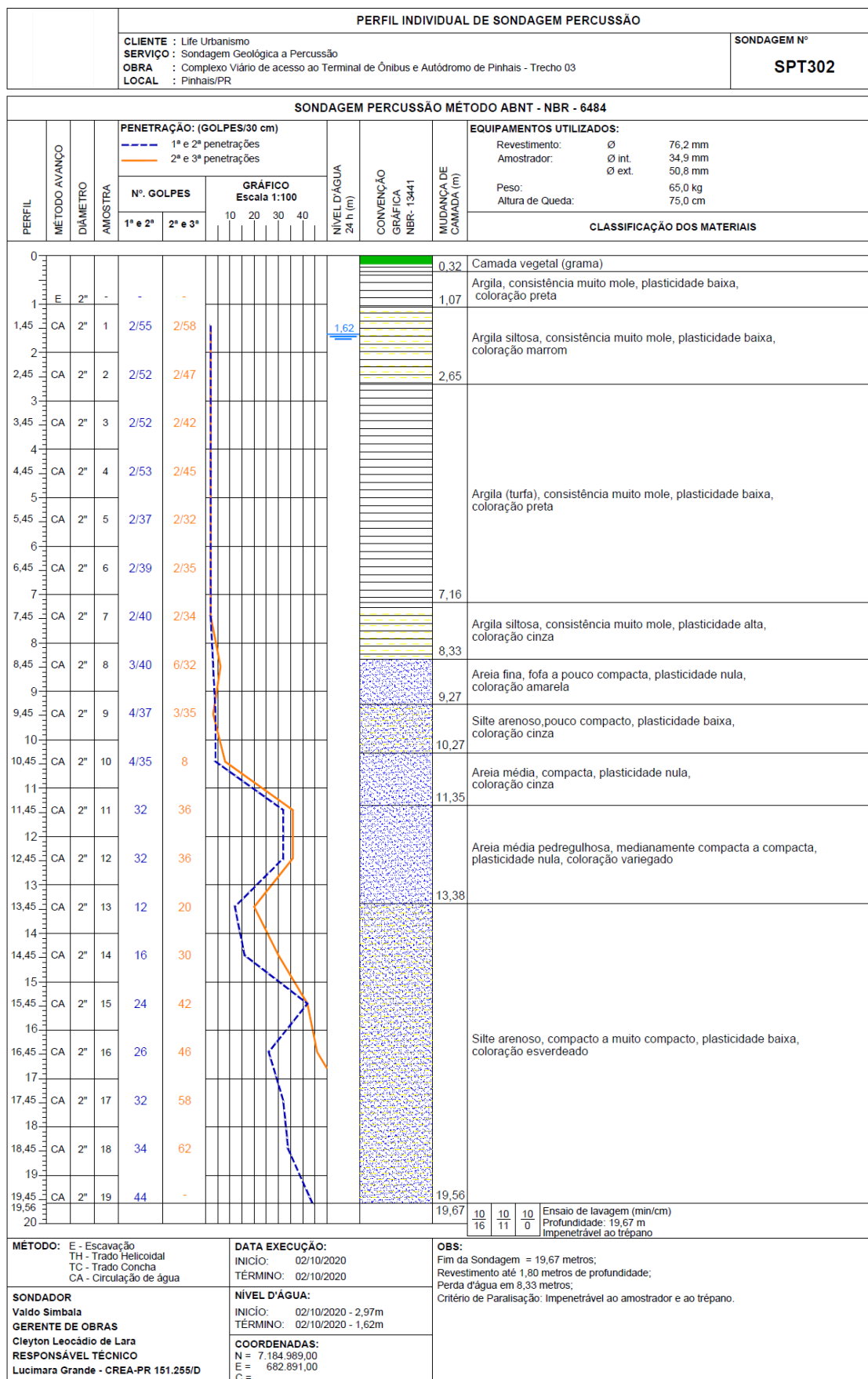


FIGURA 9 – RELATÓRIO SPT302

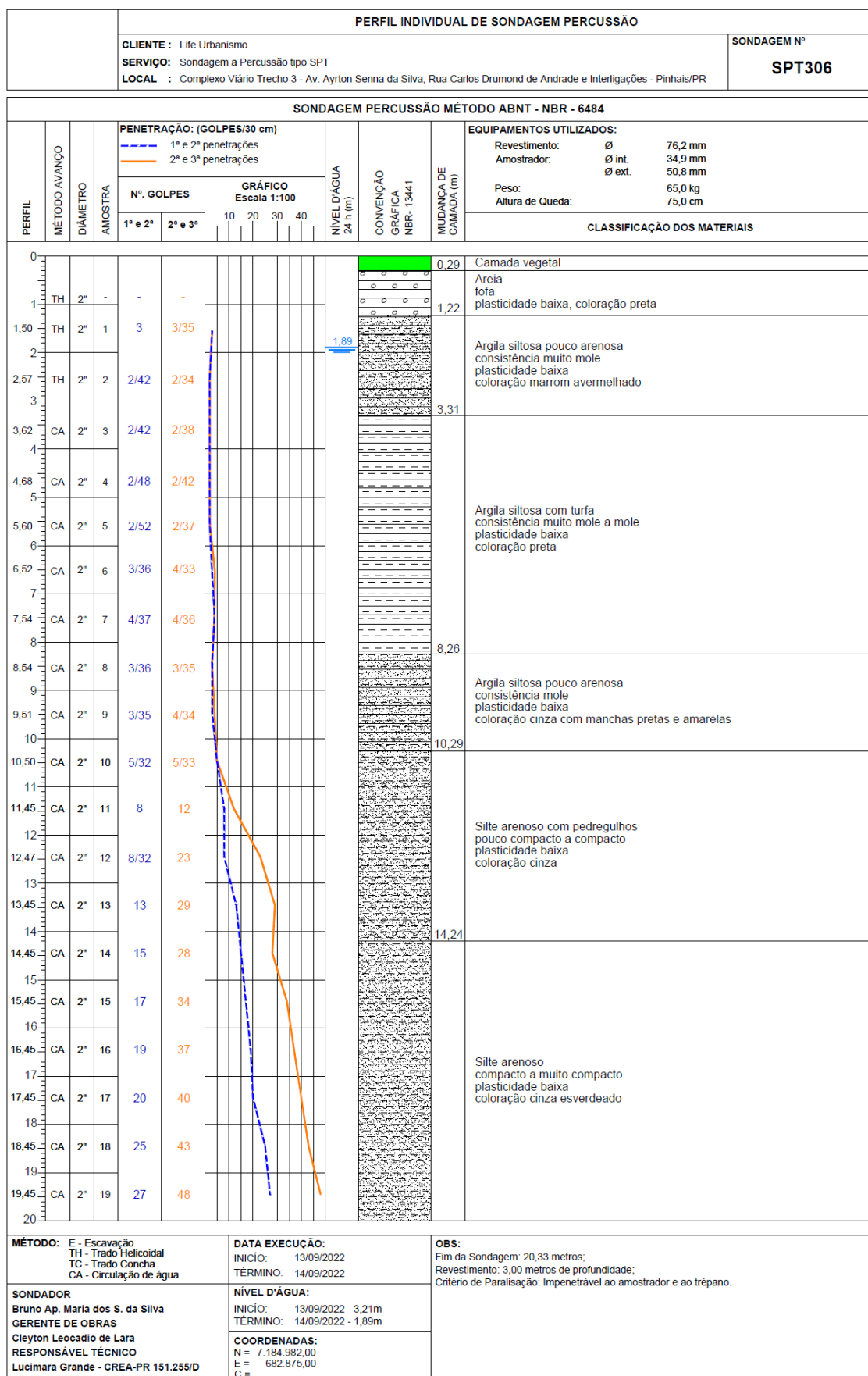


FIGURA 10 – RELATÓRIO SPT306 - 1/2

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDADE PERCUSSÃO																			
CLIENTE : Life Urbanismo SERVIÇO: Sondagem a Percussão tipo SPT LOCAL : Complexo Viário Trecho 3 - Av. Ayrton Senna da Silva, Rua Carlos Drumond de Andrade e Interligações - Pinhais/PR										SONDAGEM Nº SPT306									
SONDAGEM PERCUSSÃO MÉTODO ABNT - NBR - 6484																			
PERFIL	MÉTODO AVANÇO	DIÂMETRO	AMOSTRA	PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)										NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA NER-13441	MUDANÇA DE CAMADA (m)	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS:		
				1ª e 2ª penetrações			2ª e 3ª penetrações										Revestimento:	Ø	76,2 mm
																	Amostrador:	Ø int.	34,9 mm
																	Ø ext.	50,8 mm	
													Peso:		65,0 kg				
													Altura de Queda:		75,0 cm				
CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS																			
20	CA	2ª	20	48/27										20,27					
20,27														20,33					
20,33														10 3	10 2				
21														10 1					
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			
36																			
37																			
38																			
39																			
40																			
MÉTODO: E - Escavação TH - Trado Helicoidal TC - Trado Concha CA - Circulação de água				DATA EXECUÇÃO: INÍCIO: 13/09/2022 TÉRMINO: 14/09/2022				OBS: Fim da Sondagem: 20,33 metros; Revestimento: 3,00 metros de profundidade; Critério de Paralisação: Impenetrável ao amostrador e ao trépano.											
SONDADOR Bruno Ap. Maria dos S. da Silva GERENTE DE OBRAS Cleyton Leocadio de Lara RESPONSÁVEL TÉCNICO Lucimara Grande - CREA-PR 151.255/D				NÍVEL D'ÁGUA: INÍCIO: 13/09/2022 - 3,21m TÉRMINO: 14/09/2022 - 1,89m COORDENADAS: N = 7.184.982,00 E = 682.875,00 C =															

FIGURA 11 – RELATÓRIO SPT306 - 2/2

3.2.1 Metodologia de Cálculo para Capacidade Geotécnica das Fundações

Para a estimativa da capacidade geotécnica do solo, será utilizada a metodologia semiempírica proposta por Aoki & Velloso (1975). Essa metodologia caracteriza, por meio da formulação a seguir, a

resistência do sistema estaca-solo, denominada R , pela soma dos termos de resistência de atrito lateral e resistência de ponta.

$$R = \frac{K \times N_p}{F1} \times A_p + \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L)$$

Onde:

- R é a resistência do conjunto estaca-solo;
- K é um coeficiente relacionado ao tipo de solo;
- N_p e N_L são os números de golpes da camada;
- $F1$ e $F2$ são fatores de correção relacionado ao tipo de fundação;
- A_p é a área de ponta da estaca;
- U é o perímetro da estaca.

Na tabela abaixo estão apresentados os parâmetros sugeridos pelo autor do método.

MÉTODO AOKI VELOSO					
COEFICIENTE K E RAZÃO DE ATRITO α			FATORES DE CORREÇÃO F1 E F2		
Solo	K (kgf/cm ²)	α (%)	Tipo de estaca	F1	F2
Areia	8	1,4	Franki	2,5	5
Areia siltosa	6,65	1,95	Metálica	1,75	3,5
Areia silto-argilosa	6,15	2,4	Pré-moldada	1+D/0,80	2 x F1
Areia argilosa	5,65	3	Escavada	3	6
Areia argilo-siltosa	5,15	2,8	Escavada (betonita)	3	6
Silte	4,4	3	Hélice Contínua	3	3,8
Silte arenoso	5,15	2,6	Raiz	2,2	2,4
Silte areno-argiloso	4,15	2,9	Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)		
Silte argiloso	2,65	3,4			
Silte argilo-arenoso	3,15	3			
Argila	2,25	6			
Argila arenosa	4,15	3,2			
Argila areno-siltosa	3	3,65			
Argila siltosa	2,35	4,75			
Argila silto-arenosa	3,15	4			
Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)					

TABELA 3.1 – MÉTODO AOKI-VELLOSO – PARÂMETROS

O fator de segurança adotado para capacidade geotécnica das estacas estimadas por método semiempírico, conforme preconizado no parágrafo 6.2.1.2.1 da NBR 6122 (ABNT, 2022), deve ser igual a 2,0 quando comparadas a valores admissíveis de carregamento (ELS) ou 1,4 quando comparadas a valores de cálculo (ELU).

3.3 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

Dimensionou-se e verificou-se os elementos estruturais de acordo com os critérios estabelecidos pelo método dos Estados Limites Últimos (ELU), este que visa garantir que as estruturas atendam aos requisitos de segurança, resistência e estabilidade durante sua vida útil. São consideradas todas as possibilidades de esforços internos que ocorrem sob condições extremas de carga – sendo estas cargas permanentes, sobrecargas e cargas variáveis, bem como outros fatores que possam comprometer a segurança da estrutura.

Além disso, verificou-se as estruturas visando assegurar o cumprimento dos Estados Limites de Serviço (ELS) – critérios de desempenho que garantem o conforto e funcionalidade das edificações. Possuindo esses parâmetros que podem afetar a utilização normal da construção, sem, no entanto, comprometer a segurança estrutural.

Todos os cálculos e verificações foram realizados com base nas normas técnicas vigentes, previamente citadas no item 3.1, que orientam as práticas de projeto com ênfase no atendimento aos requisitos de segurança, durabilidade e desempenho da estrutura ao longo do tempo.

3.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

3.4.1 Encontros Estruturados

3.4.1.1 Infraestrutura

Para a infraestrutura dos encontros estruturados, foram adotadas como solução um conjunto de 224 estacas de perfil metálico HP250x62, dispostas nos 4 encontros. Para garantir a capacidade de resistência para as cargas atuantes, as estacas terão uma profundidade mínima de 22,00 m.

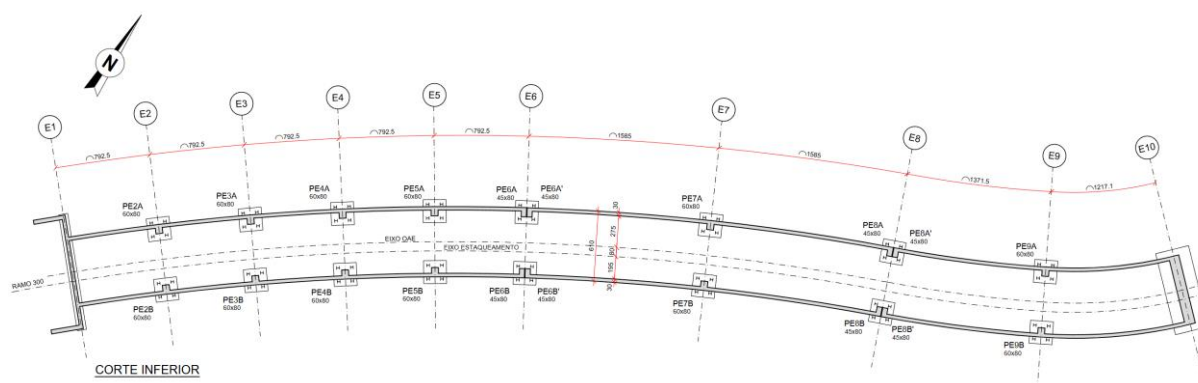
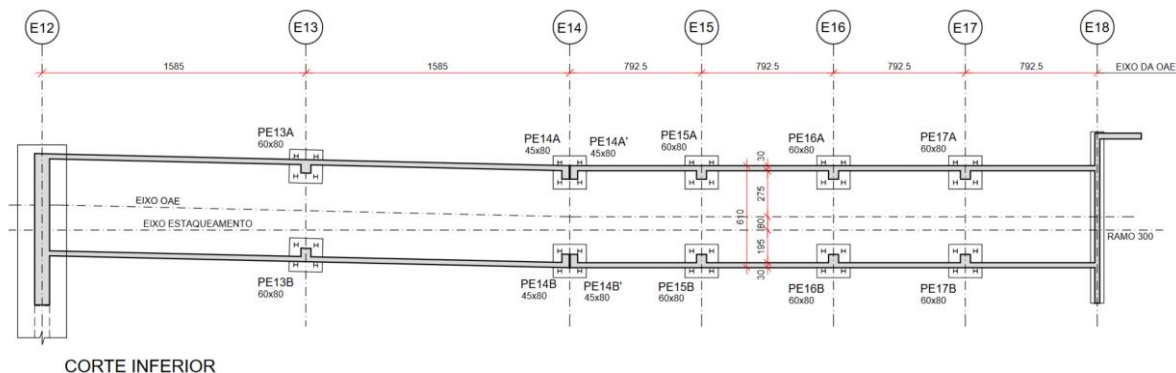
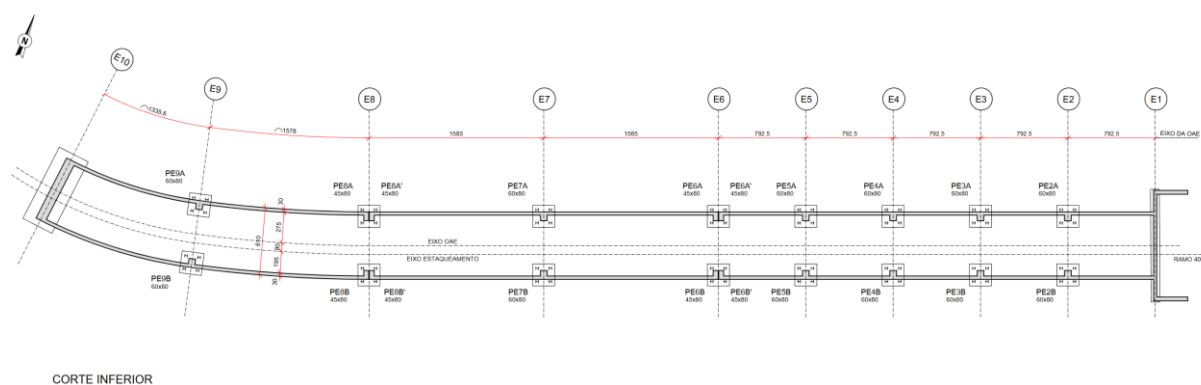


FIGURA 12 – RAMO 300 - DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E1 AO E9)



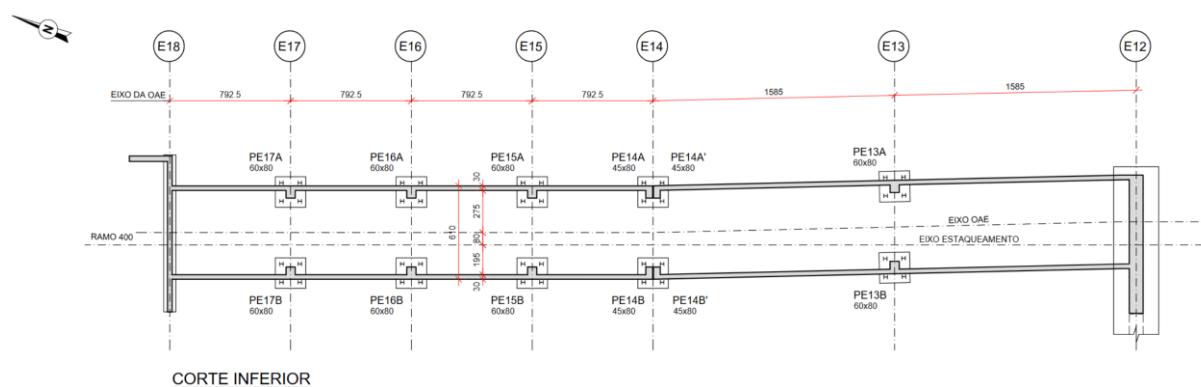
CORTE INFERIOR

FIGURA 13 - RAMO 300 - DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E12 AO E18)



CORTE INFERIOR

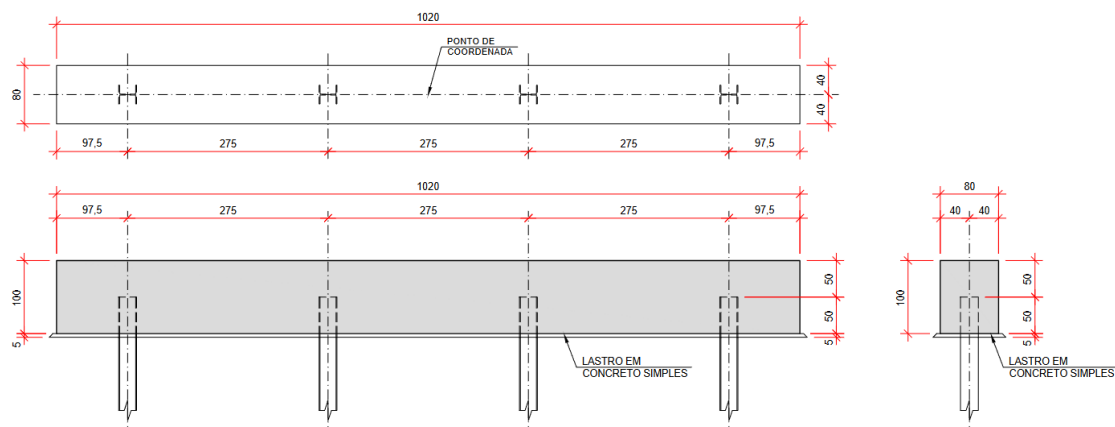
FIGURA 14 - RAMO 400 - DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E1 AO E9)



CORTE INFERIOR

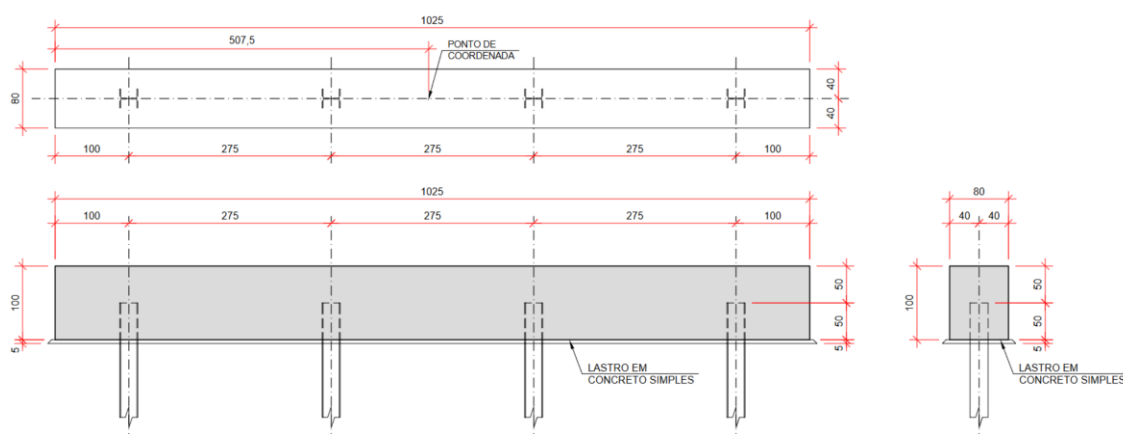
FIGURA 15 - RAMO 400 - DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E12 AO E18)

Nos Eixos E1, a infraestrutura é composta por um bloco de concreto por eixo, com dimensões em planta de 10,20m x 0,80m e altura de 1,00m. Nos Eixos E18, a infraestrutura é composta por um bloco de concreto por eixo, com dimensões em planta de 10,25m x 0,80m e altura de 1,00m. Cada bloco de fundação terá um conjunto de quatro estacas de perfil metálico HP250x62.



FORMA DO BLOCO - EIXO E1

FIGURA 16 - DETALHES DO BLOCO DE FUNDAÇÃO EIXOS E1



FORMA DO BLOCO - EIXO E18

FIGURA 17 - DETALHES DO BLOCO DE FUNDAÇÃO EIXOS E18

Nos Eixos E2 a E9 e E13 a E17, a infraestrutura é composta por dois blocos de concreto por eixo, com dimensões em planta de 2,00 m x 2,00 m e altura de 1,50 m. Cada bloco de fundação terá um conjunto de quatro estacas de perfil metálico HP250x62.

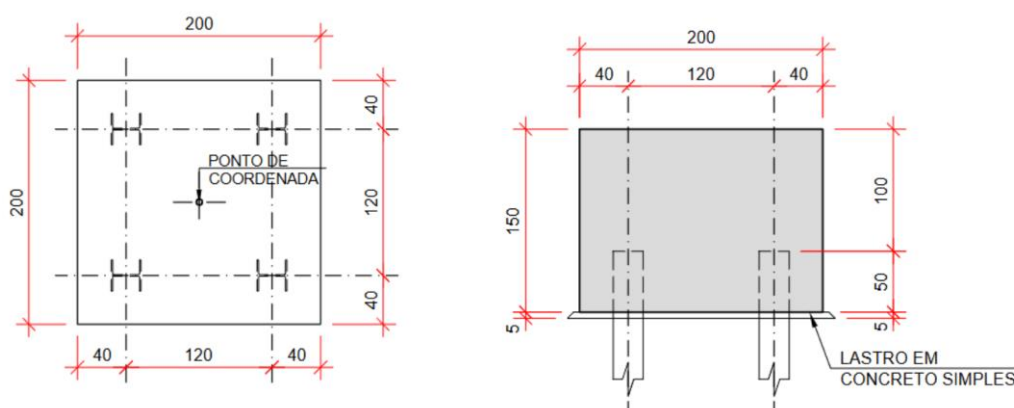


FIGURA 18 - DETALHES DO BLOCO DE FUNDAÇÃO (EIXOS E2 A E9, E E13 A E17)

3.4.1.2 Mesoestrutura

Seguem abaixo as imagens da mesoestrutura para os encontros estruturados.

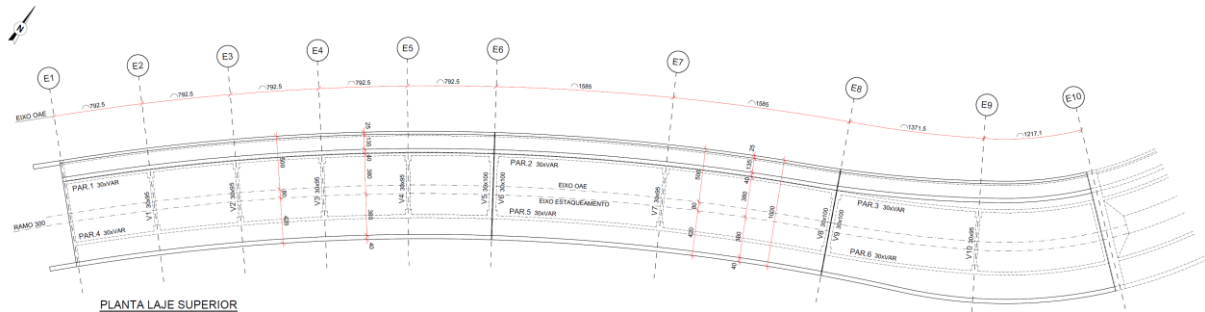


FIGURA 19 - RAMO 300 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E1 A E10)

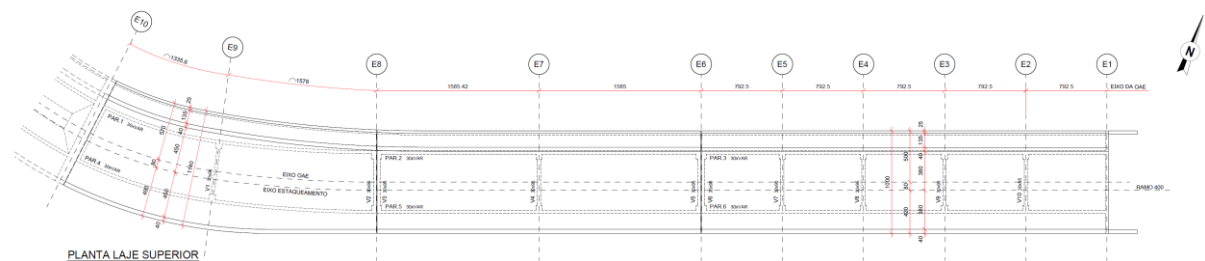


FIGURA 20 - RAMO 400 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E1 A E10)

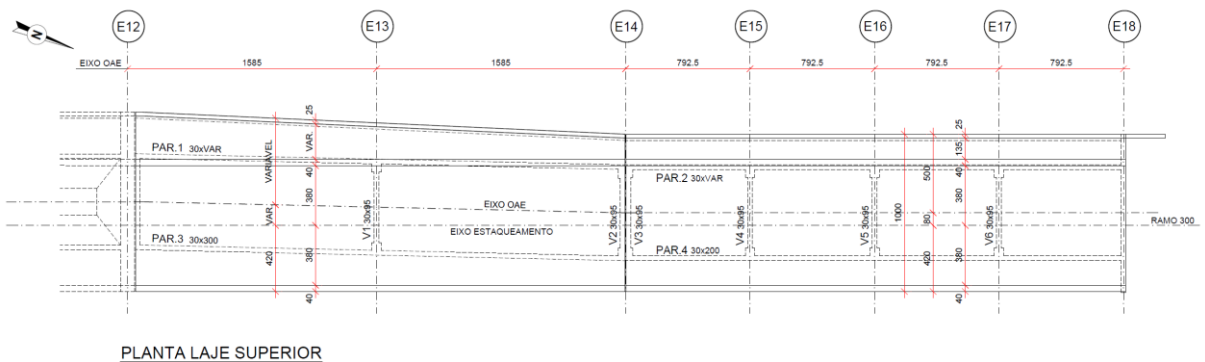


FIGURA 21 - RAMO 300 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E12 A E18)

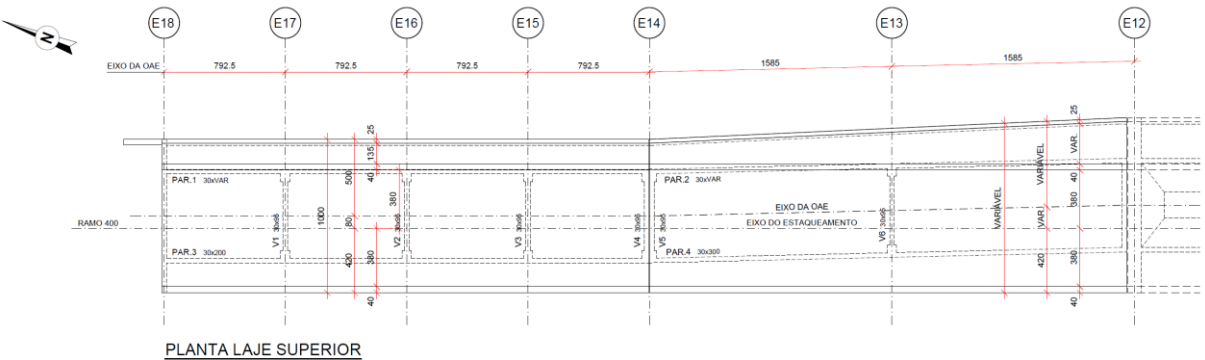
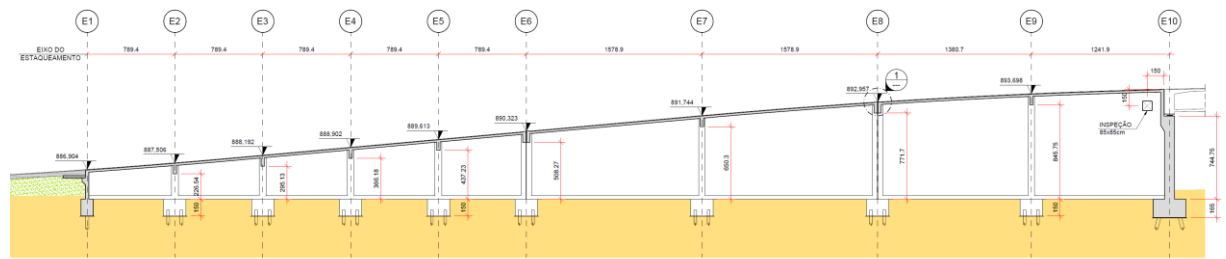
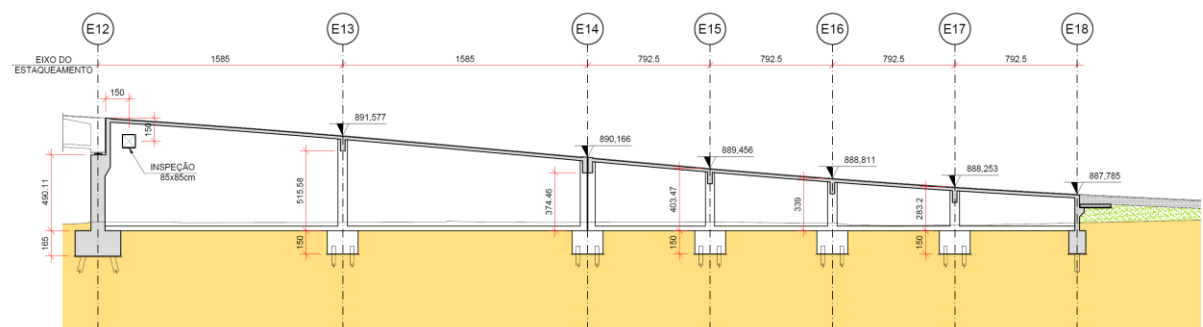


FIGURA 22 - RAMO 400 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E12 A E18)



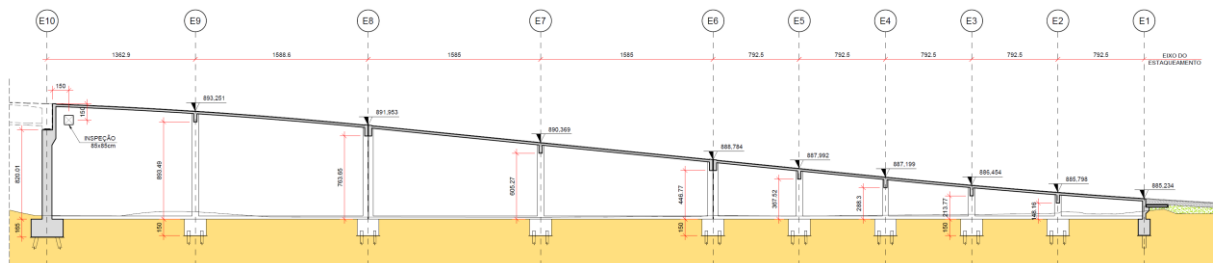
PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA 23 - RAMO 300 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E1 A E10)



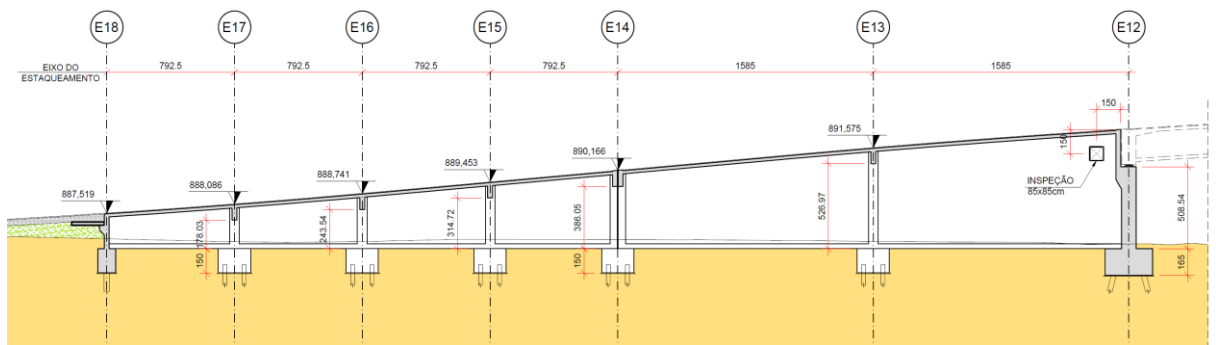
PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA 24 - RAMO 300 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E12 A E18)



PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA 25 - RAMO 400 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E1 A E10)



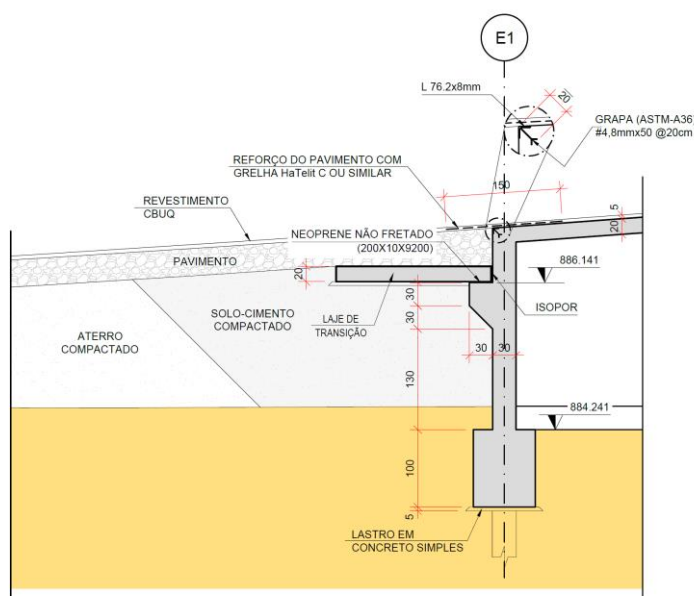
PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA 26 - RAMO 400 - PLANTA ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E12 A E18)

a) Paredes

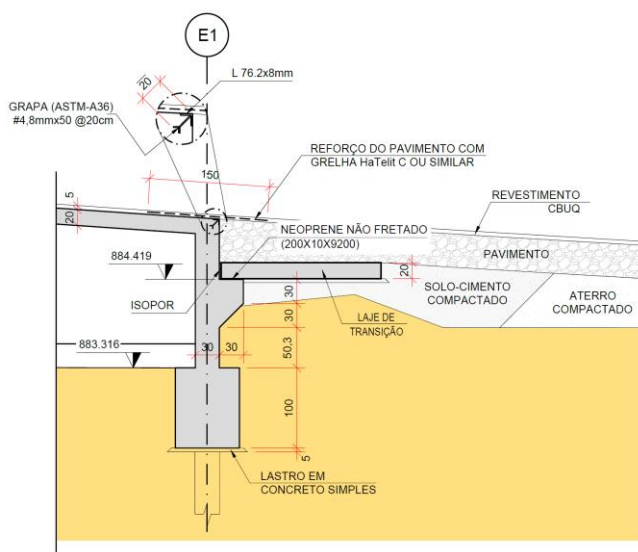
Nas extremidades (Eixos E1 e E18), a mesoestrutura é formada por uma parede de concreto com 30 cm de espessura. A estrutura da parede possui um consolo para apoio da laje de transição e tem formato de U, para suportar as cargas do aterro.

Cada apoio extremo conta com uma camada de solo-cimento, cuja principal função é garantir transição de rigidez do pavimento sobre o solo e sobre a estrutura, bem como evitar fuga de material – visando mitigar manifestações patológicas na região inicial da OAE. Patologias essas comuns nas regiões de transições, tais como degraus na pista.



SEÇÃO TRANSVERSAL

FIGURA 27 - RAMO 300 – SEÇÃO (EIXO E1)



SEÇÃO TRANSVERSAL

FIGURA 28 - RAMO 400 – SEÇÃO (EIXO E1)

Nas laterais foram detalhadas paredes de contenção com 30 cm de espessura com comprimento e altura variáveis. Nas bases foi projetada uma viga de concreto com seção 30 x 80 cm, que percorre por toda a extensão da parede.

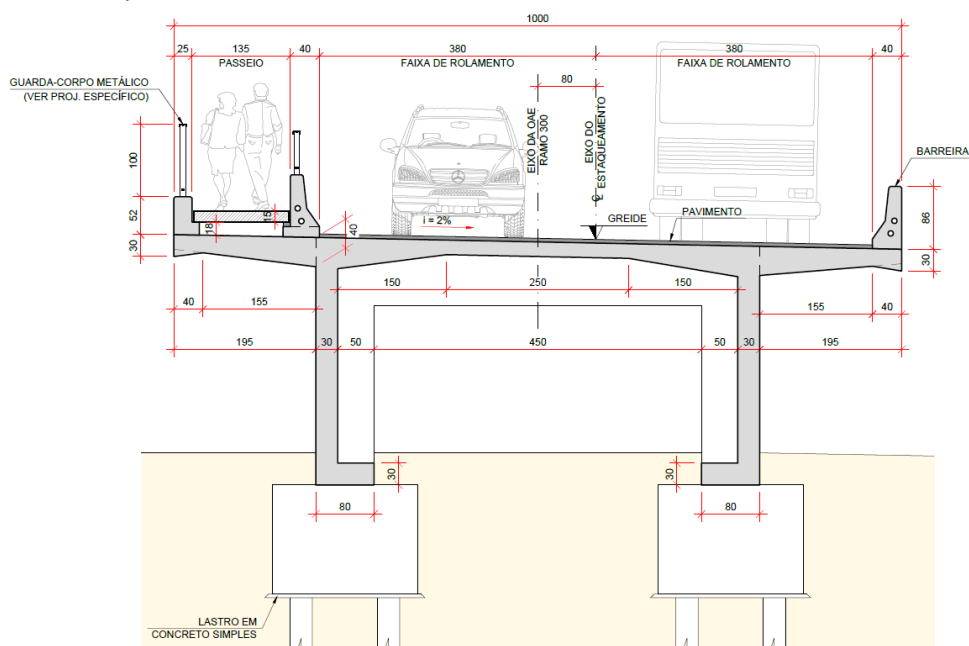


FIGURA 29 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

Segue abaixo o detalhe nas juntas de expansão, nos eixos 6.

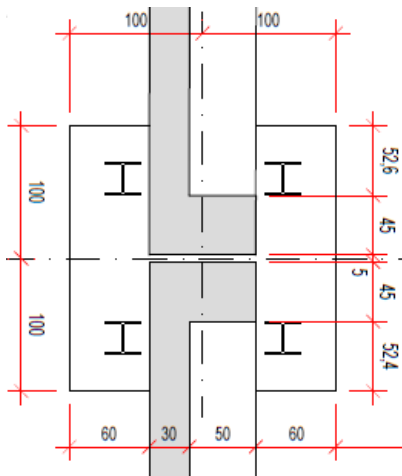


FIGURA 30 – DETALHES JUNTAS DE EXPANSÃO

Nos eixos de encontro com o viaduto, (Eixos E10) foram projetadas paredes finas de 90 cm de espessura, que se solidarizam sobre um bloco de fundação apoiando sobre as estacas de perfil metálico HP310x93. No topo da parede serão posicionados 2 aparelhos de apoio, que servirão de base para as vigas caixão da superestrutura do viaduto.

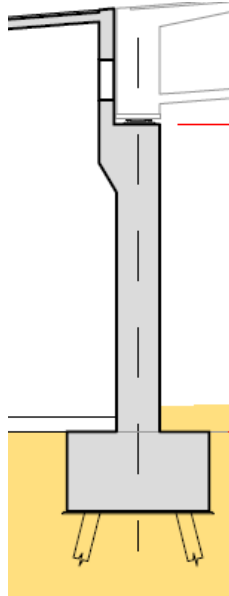


FIGURA 31 – SEÇÃO DAS PAREDES EIXOS E10

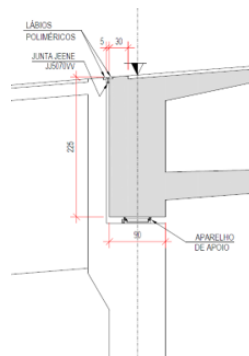


FIGURA 32 – DETALHE TÍPICO APOIO EIXOS E10

b) Pilares

Nos eixos que contêm a junta de expansão (Eixos E6) foram projetados pilares de concreto retangulares de 45 x 80 cm em planta e altura variável, que ligam a superestrutura com cada bloco de fundação, sendo quatro pilares por eixo.

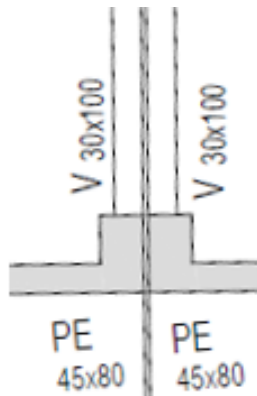


FIGURA 33 – DETALHE TÍPICO DOS PILARES (EIXOS E6 E E14)

Nos demais eixos foram detalhados pilares retangulares de 60 x 80 cm em planta e altura variável, que ligam a superestrutura com cada bloco de fundação, sendo dois pilares por eixo.

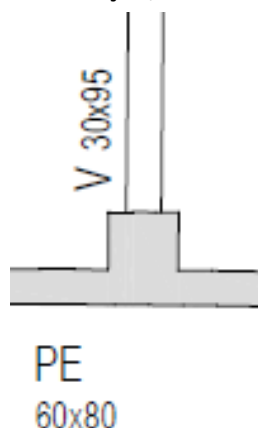


FIGURA 34 – DETALHE TÍPICO DOS PILARES (DEMAIS EIXOS)

3.4.1.3 Superestrutura

A superestrutura dos encontros estruturados é formada pelas vigas e a laje do tabuleiro.

a) Vigas

No sentido transversal foram detalhadas vigas com 4,7 m de comprimento apoiadas sobre os pilares. Nos eixos que contêm a junta de expansão (Eixos E6) foram utilizadas vigas com seção de 30 x 100 cm, sendo duas vigas por eixo.

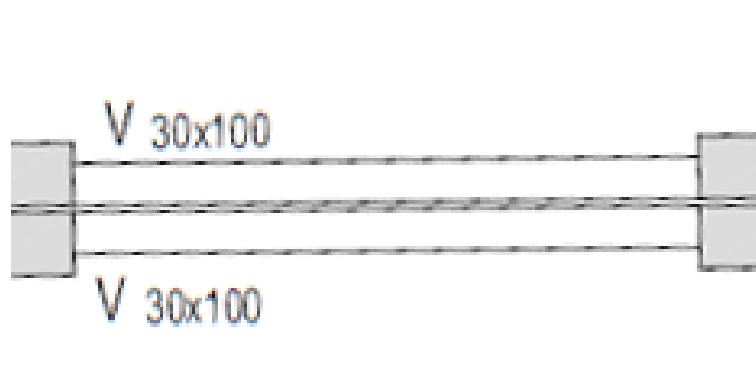


FIGURA 35 – DETALHE TÍPICO DAS VIGAS - EIXOS E6 E14

Nos demais eixos foram utilizadas vigas com seção de 30 x 95 cm.

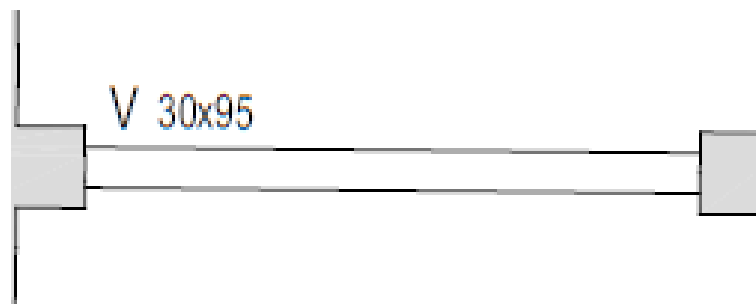


FIGURA 36 – DETALHE TÍPICO DAS VIGAS - EIXOS E2, E3, E4, E5, E7, E8, E9, E13, E15, E16, E17

a) Lajes

Sobre as vigas será executada a laje do tabuleiro. Para finalizar e dar o acabamento da ponte, haverá a complementação do tabuleiro, que receberá uma camada de 5 cm de CBUQ em toda sua superfície. Para segurança dos veículos e pedestres que circulam pela OAE, são posicionadas barreiras de concreto armado in-loco do tipo New Jersey.

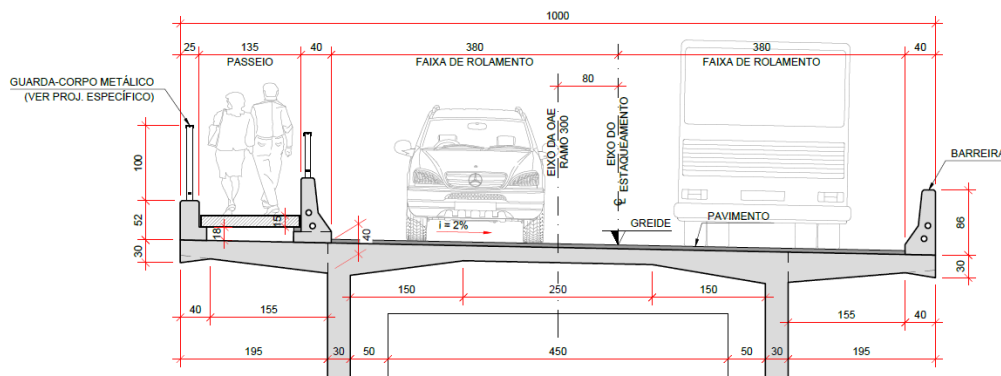


FIGURA 37 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DO ENCONTRO ESTRUTURADO

3.5 VIADUTOS (EIXOS E10 A E12)

3.5.1 Infraestrutura

a) Bloco de fundação

Para infraestrutura do viaduto, foi adotada como solução um conjunto de 72 estacas de perfil metálico HP310x93, dispostas em três eixos em cada ramo. Para garantir a capacidade de resistência para as cargas atuantes, as estacas terão uma profundidade mínima de 21,50 m.

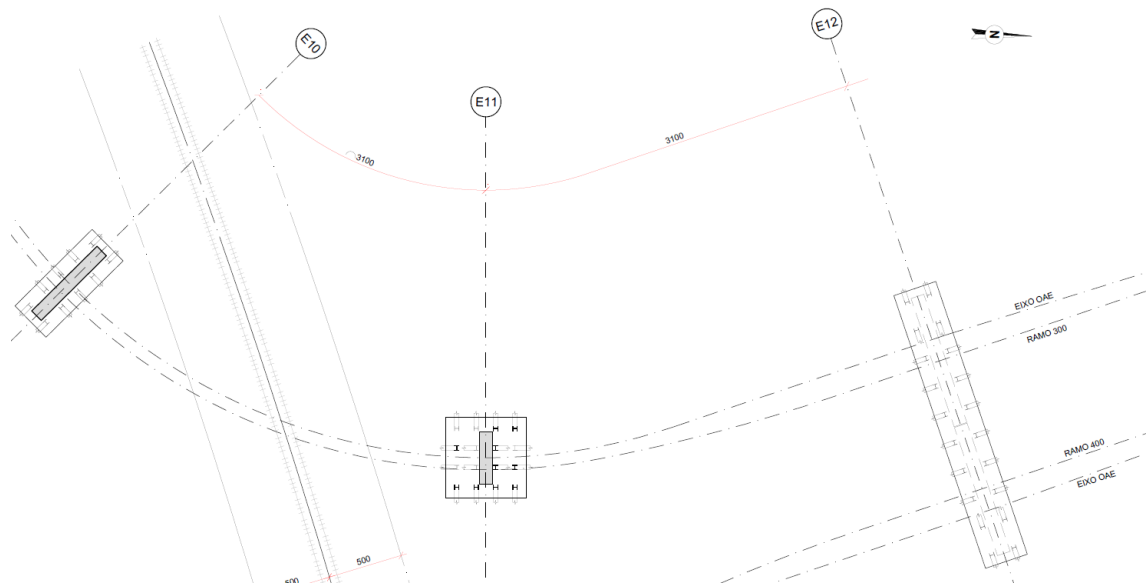


FIGURA 38 – DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO – EIXOS E10 AO E12 (RAMO 300)

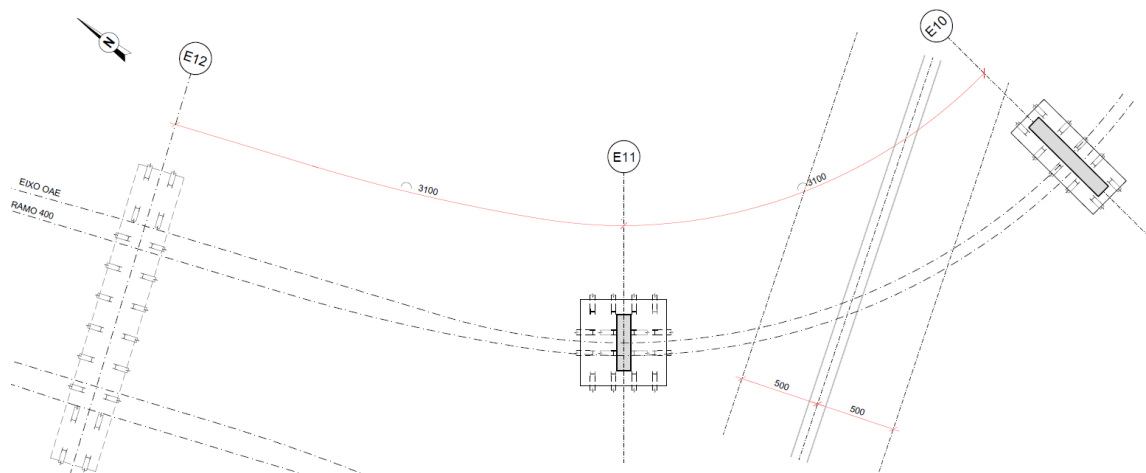


FIGURA 39 – DISTRIBUIÇÃO DAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO – EIXOS E10 AO E12 (RAMO 400)

Nos Eixos e E10, a infraestrutura é composta por um bloco de concreto com dimensões em planta de 7,25 m x 2,95 m, e altura de 1,65 m, com um conjunto de 20 estacas.

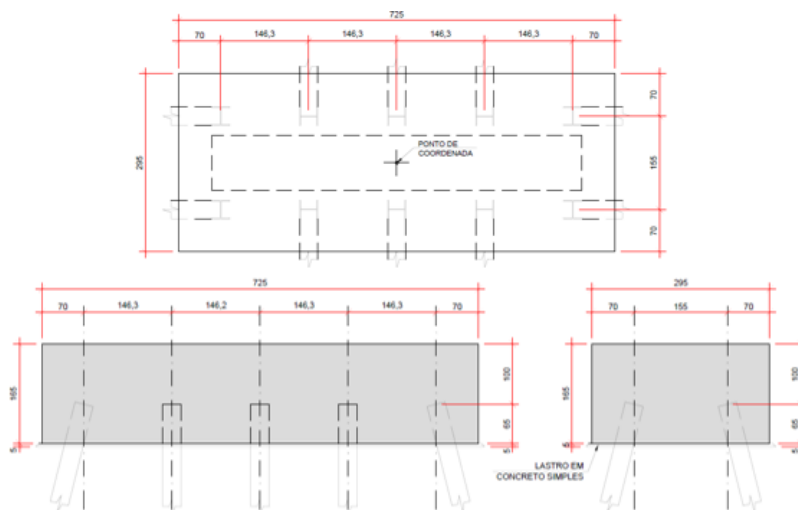


FIGURA 40 – DETALHES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E10)

Nos Eixo e E12, a infraestrutura é composta por um bloco de concreto com dimensões em planta de 19,20 m x 2,95 m, e altura de 1,65 m, com um conjunto de 20 estacas.

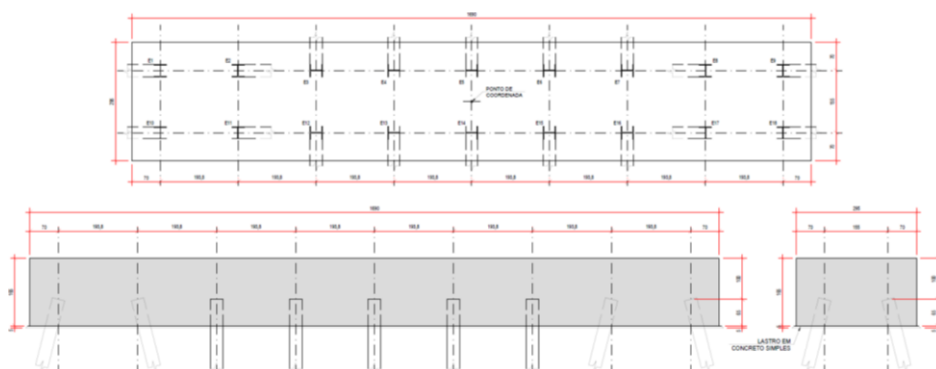


FIGURA 41 – DETALHES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E8 E E12)

Nos demais eixos, a infraestrutura é composta por um bloco de concreto por eixo, com dimensões em planta, de 5,30 m x 5,30 m e altura de 2,70 m. Cada bloco de fundação terá um conjunto de dezesseis estacas de perfil metálico HP310x93.

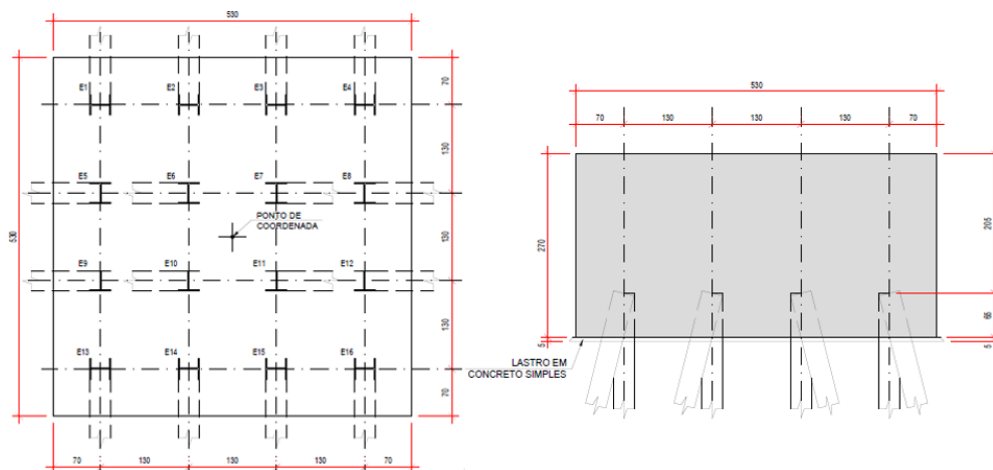


FIGURA 42 – DETALHES DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO (EIXOS E9N E E11S)

3.5.2 Mesoestrutura

a) Pilares

No trecho do viaduto, a mesoestrutura é formada por pilares retangulares com dimensões em planta de 3,50 m x 0,90 m e altura variáveis.

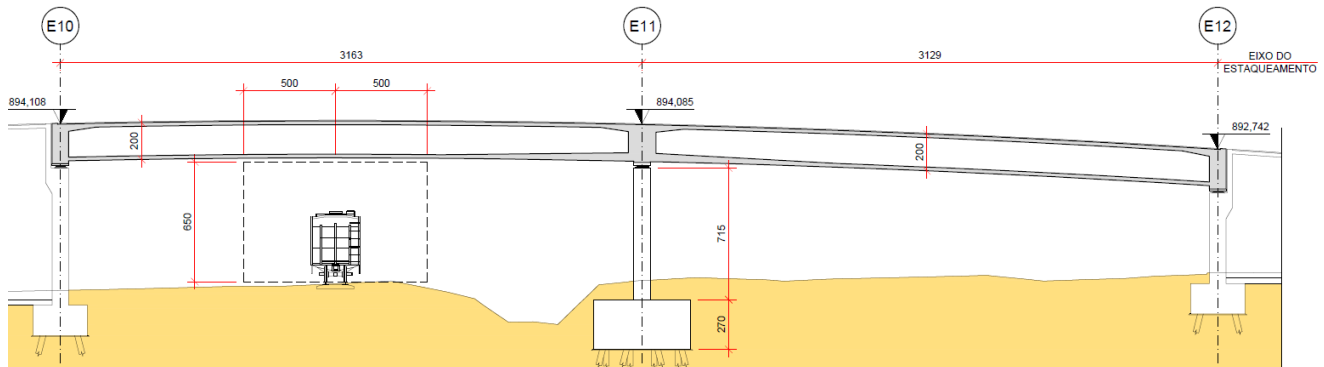


FIGURA 43 – ELEVÇÃO VIADUTO (RAMO 300)

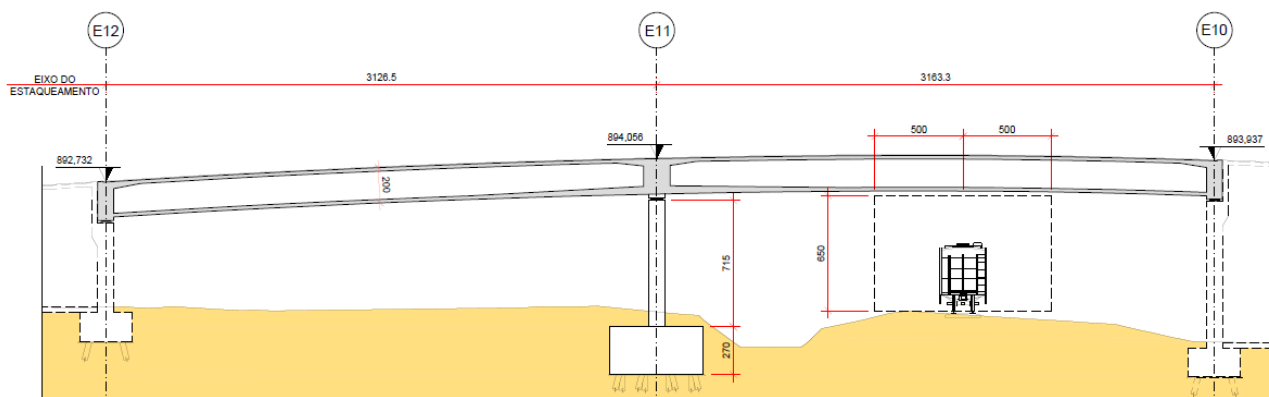


FIGURA 44 – ELEVÇÃO VIADUTO (RAMO 400)

Na parte superior dos pilares serão colocados aparelhos de apoio, onde são posicionadas as vigas caixão da superestrutura.

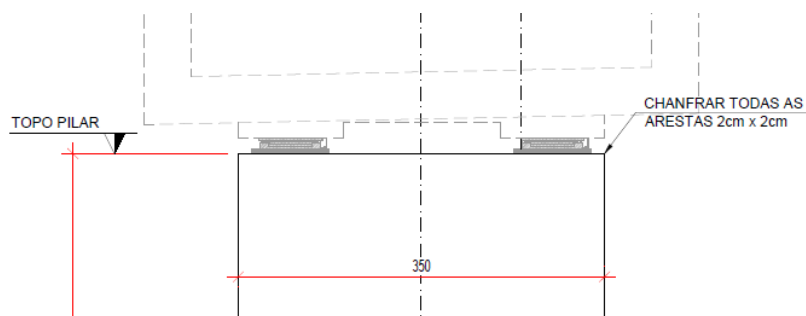


FIGURA 45 – DETALHE DO TOPO DOS PILARES

3.5.3 Superestructura

A superestrutura do viaduto é formada por vigas seção caixão que se juntam a laje do tabuleiro como uma única peça.

a) Vigas seção caixão

Na estrutura do viaduto foram projetadas vigas do tipo seção caixão ligadas a laje do tabuleiro. As vigas são apoiadas sobre os pilares nos eixos intermediários e apoiadas nas paredes de contenção nos eixos E10 e E12. Para finalizar e dar o acabamento da ponte, haverá a complementação do tabuleiro, que receberá uma camada de 5 cm de CBUQ em toda sua superfície.

Para segurança dos veículos e pedestres que circulam pela OAE, são posicionadas barreiras de concreto armado in loco do tipo New Jersey.

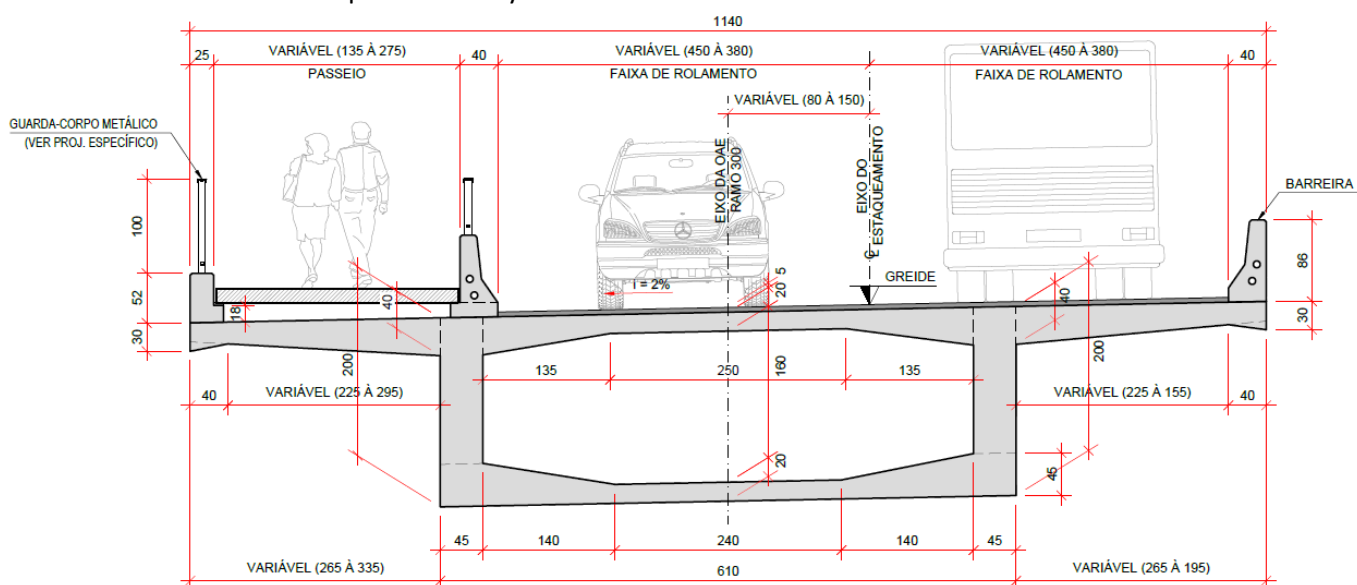


FIGURA 46 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DO VIADUTO

3.6 CARREGAMENTOS

A estrutura do viaduto está submetida à diferentes tipologias de esforços provenientes de carregamentos estáticos, como o peso próprio das estruturas que compõe a OAE e de sobrecargas verticais e os efeitos ocasionados pelos carregamentos móveis sobre a laje da estrutura (veículos e pedestres).

São também consideradas ações ocasionadas por fenômenos naturais, tais como o vento atuante sobre a face longitudinal do viaduto, o empuxo do solo sobre as estruturas dos encontros e os efeitos ocasionados pela variação de temperatura sobre a estrutura.

3.6.1 Carga Permanente

As imagens a seguir apresentam os elementos nas estruturas dos Encontros Estruturados e do Viaduto, que foram considerados como cargas permanentes.



FIGURA 47 – ELEMENTOS CARGA PERMANENTE



FIGURA 48 – ELEMENTOS - CARGA PERMANENTE - VIADUTO

3.6.2 Peso Próprio (DEAD)

O peso próprio das estruturas é gerado automaticamente pelo software CSiBridge e pelo SAP2000, a partir dos dados de entrada dos materiais e seções, válido para todas as seções e elementos estruturais.

3.6.3 Pavimento - Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)

Para a pavimentação da estrutura em CBUQ foi adotado um peso específico de 2400 kg/m³ em toda a faixa de rolagem, considerando uma espessura igual a 5cm.

PAVIMENTO E RECAPEAMENTO			
$P_{\text{pvto+recapeamento}} = h \cdot \gamma + \text{recapeamento}$			
$h = \text{Altura pvto.}$			
$h =$	0,05	m	
$\gamma =$	2,4	tf/m ³	
recapeamento =	0,20	tf/m ²	
			$P_{\text{PERM}} = 0,32 \text{ tf/m}^2$

FIGURA 49 – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS – PAVIMENTO

3.6.4 Barreiras e Mureta

Para o guarda-rodas de concreto foi adotado um peso específico de 2500 kg/m³. As cargas foram aplicadas na estrutura nas respectivas áreas onde estarão as barreiras e a mureta.

PESO BARREIRAS E MURETA				
$P_{\text{BARREIRA/MURETA}} = \text{Área} \cdot \gamma_c / L$				
$L = \text{Largura transversal}$				
$L =$	0,40	m		
$\gamma_c =$	2,50	tf/m ³		
Área barreira =	0,24	m ²	$P_{\text{BARREIRA}} =$	1,50 tf/m ²
Área mureta =	0,15	m ²	$P_{\text{MURETA}} =$	0,94 tf/m ²

FIGURA 50 – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS – GUARDA-RODAS

3.6.5 Guarda-corpo Metálico

O carregamento referente ao guarda-corpo metálico foi calculado conforme mostra na figura abaixo.

GUARDA-CORPO METÁLICO				
$P_{\text{GUARDA-CORPO}} = (\text{Carga}_{\text{GC}} + PP_{\text{GC}}) / L$				
$L = \text{Largura guarda-corpo}$				
$\text{Carga}_{\text{GC}} =$	0,20	tf/m		
$PP_{\text{GC}} =$	0,10	tf/m		
$L =$	0,40	m	$P_{\text{GUARDA-CORPO}} =$	0,12 tf/m ²

FIGURA 51 – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS – GUARDA-RODAS

3.6.6 Sobrecarga

Conforme as recomendações da NBR 7188 (ABNT, 2024), foi considerada a atuação de uma sobrecarga no valor de 0,5 tf/m² sobre toda a área da faixa de rolagem, e 0,3 tf/m² sobre a faixa de passeio, correspondente à sobrecarga de multidão. O valor correspondente à carga foi configurado para atuar concomitantemente com o veículo tipo definido para atuação sobre a laje durante a modelagem da estrutura, conforme as definições detalhadas no item a seguir.

Foi considerado o tráfego do caminhão de projeto TB-45, conforme preconizado na NBR 7188 (ABNT, 2024) e ilustrado na figura a seguir.

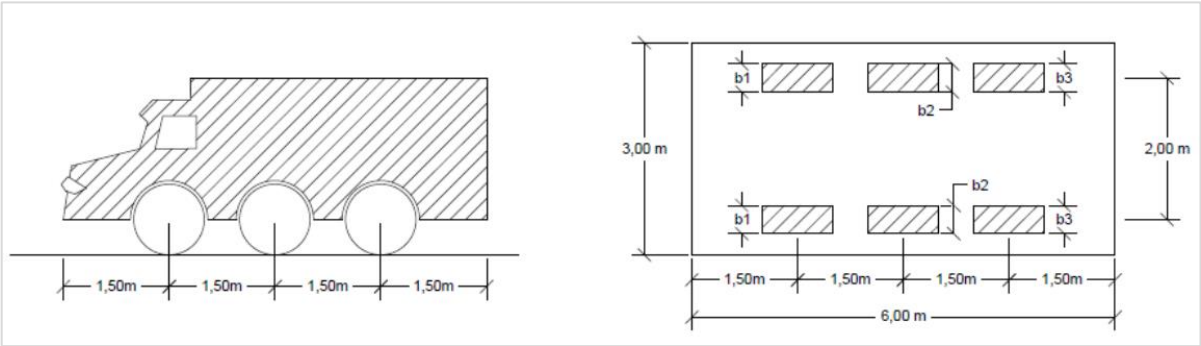


FIGURA 52 – ESPECIFICAÇÃO DO TREM-TIPO

3.6.7 Coeficiente de Ponderação das Cargas Verticais

Conforme estabelecido na NBR 7188 (ABNT, 2024), o efeito das ações dinâmicas poderá ser ponderado através dos coeficientes descritos a seguir:

- Coeficiente de impacto vertical – CIV:
 - Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Onde:

Liv = Vão em metros para o cálculo do CIV, conforme o tipo de estrutura

- Coeficiente de número de faixas – CNF

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2)$$

Onde:

n = número de faixas de tráfego

- Coeficiente de impacto adicional – CIA, utilizado para o dimensionamento da estrutura nas regiões das juntas estruturais a extremidade da obra.

Estruturas em concreto: $CIA = 1,25$

CARGAS MÓVEIS**Coefficiente de Impacto Vertical**

Onde: LIV é o vão em metros para o cálculo CIV, conforme o tipo da estrutura.

$CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor que 10m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot (20 / (LIV + 50))$$

$$LIV = 31,45 \text{ m}$$

$$CIV = 1,26$$

Coefficiente de Número de Faixas

Onde: Número de faixas de tráfego rodoviário, não considerar acostamentos e faixas de segurança

***Este coeficiente não se aplica a elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego como laje, transversinas, etc.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

$$n = 2,00$$

$$CNF = 1,00$$

Coefficiente de Impacto Adicional

***Este coeficiente se aplica a regiões de juntas estruturais e extremidade de obra. E a todos as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal a junta, inferior à 5,00m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural. Assim essas regiões devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto adicional.

$CIA = 1,25$ para obras em concretos ou mistas

$CIA = 1,15$ para obras em aço

$$CIA = 1,25$$

Portanto, temos os seguintes coeficientes:

A 5,0m da junta:

$$CIV \cdot CNF \cdot CIA = 1,58$$

Restante da obra:

$$CIV \cdot CNF = 1,26$$

Trem-tipo - Modelo de Cálculo**Multidão**

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF$$

$$p = 0,50 \text{ tf/m}^2$$

Veículo - TB-450

$$Q = (P/3) \cdot CIV \cdot CNF$$

$$P = 36,00 \text{ tf}$$

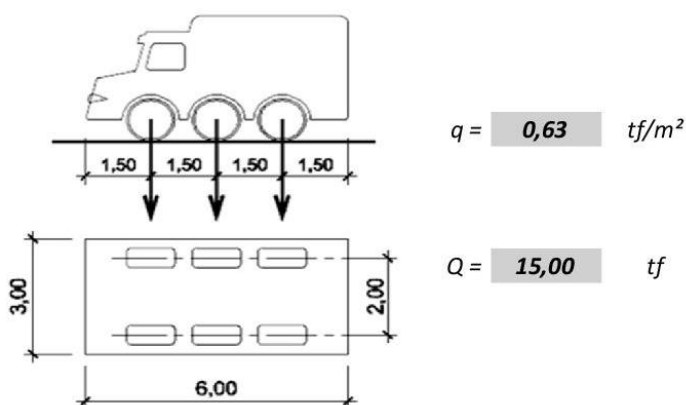


FIGURA 53 – CÁLCULO CARGAS MÓVEIS

3.6.8 Força Centrífuga

Atribuída diretamente no modelo em elementos finitos e calculada em função da velocidade atuante, esta calculada em função do raio da obra e parcela da carga referente a uma roda do trem-tipo rodoviário.

FORÇA CENTRÍFUGA		
<u>Para $R \leq 200 \text{ m}$</u>		
$H_{fc} = 2,4 \cdot P$		
$R = 39,20 \text{ m}$	$H_{fc} =$	18,00 tf
<u>CSiBridge</u>		
$H_{fc} = 2,4 \cdot mg$		
$H_{fc} = mv^2/R$		
$2,4 \cdot g = v^2/R$		
$v^2 = 2,4 \cdot R \cdot g$	$v =$	30,38 m/s

FIGURA 54 – CÁLCULO FORÇA CENTRÍFUGA

3.6.9 Frenagem e Aceleração

As forças de frenagem e aceleração dos veículos em movimento sobre o tabuleiro da ponte são consideradas na estrutura conforme as especificações da NBR 7188 (ABNT, 2024), sendo:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

FRENAÇÃO E ACELERAÇÃO		
$F_{\text{FRENAÇÃO/ACEL.}} \geq 0,3 \cdot (6P)$		
$P = 7,5$		tf
$F_{\text{FRENAÇÃO/ACEL.}} \geq 13,5$		tf
$0,05 \cdot p \cdot B \cdot L \cdot CNF$		
$p = 0,50$		tf/m ²
$B = 10,65$		m
$L = 63,80$		m
$CNF = 1,00$		
$F_{\text{FRENAÇÃO/ACEL.}} = 16,99$		tf
$F_{\text{FRENAÇÃO/ACEL.}} = 16,99$		tf
$F_{\text{adotada}} = [F_h / (B \cdot H_{\text{laje}})] / N^{\circ} \text{ placas}$		
$H_{\text{laje}} = 0,20$		m
$N^{\circ} \text{ de shells} = 164$		unidades
$F_{\text{FRENAÇÃO/ACEL.}} = 0,05$		tf/shell

FIGURA 55 – CÁLCULO FRENAGEM E ACELERAÇÃO

Onde:

- B = Largura efetiva
- L = Comprimento concomitante
- CNF = Coeficiente do número de faixas

Segundo a norma NBR 7188 as forças de frenagem devem ser maiores que 13,5 tf ($H_f \geq 13,5$ tf).

3.6.10 Temperatura

Os efeitos de temperatura foram simulados através da aplicação de um carregamento de “variação de temperatura” com variações entre 4,8°C e 34,80°C, gerando uma variação de $\pm 30^\circ\text{C}$.

3.6.11 Empuxo de Solo

Para os carregamentos provenientes dos empuxos de solo, foi considerada uma camada de solo típica onde foram adotados os seguintes parâmetros para a determinação do carregamento atuante sobre a estrutura:

- Peso específico do solo: $\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$
- Ângulo de atrito: 30°
- $K_a = 0,333$
- $h = 2,2 \text{ m}$
- $E_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot h^2 \quad \therefore \quad E_a = 1437,48 \text{ kgf/m}^2$

3.6.12 Carga de Vento

As cargas de vento na estrutura são calculadas para a análise estática, sendo calculadas as componentes de força nas direções x (transversal ao eixo do tabuleiro), y (no sentido do tabuleiro) e z (vertical), conforme indicado pela NBR6123 (ABNT, 2003).

Os dados considerados para o cálculo da pressão de obstrução, conforme indicado pela NBR 6123 (ABNT, 2023), estão descritos a seguir, bem como o cálculo dos carregamentos adotados no modelo.

VENTO	
<u>Velocidade Característica do Vento</u>	
$V_0 =$	42 m/s
$S_1 =$	1,00 (terreno plano)
$S_2 =$	0,82 (para $z = 13$, categoria IV e classe C)
$S_3 =$	1,11 (obras de infraestrutura)
<u>Coefficiente de Força na Direção X</u>	
$C_x = 0,21 + 1,9304 \cdot (B/H_{eq})^{-1,279}$	
$B =$	11,40 m
$H_{eq} =$	4,00 m
$C_x =$	0,72
<u>Componente Fx</u>	
$F_x = 1/2 \cdot r \cdot V_k^2 \cdot B \cdot C_x$	
$r =$	1,226 kg/m ³
$V_k =$	38,04 m/s
$B =$	11,40 m
$C_x =$	0,72
$h_{viga\ modelo} =$	1,80 m
	$F_x =$ 0,40 tf/m ²
<u>Coefficiente de Força na Direção Z</u>	
$C_z = -0,0428 \cdot (B/H_{eq}) \pm 0,7472$	
$B =$	11,4 m
$H_{eq} =$	4,00 m
$C_z (+) =$	0,63
$C_z (-) =$	-0,87
<u>Componente Fz</u>	
$F_z = 1/2 \cdot r \cdot V_k^2 \cdot B \cdot C_z$	
$r =$	1,226 kg/m ³
$V_k =$	38,04 m/s
$B =$	11,4 m
$C_z (+) =$	0,63
$C_z (-) =$	-0,87
	$F_z =$ 0,63 tf/m
	$F_z =$ -0,88 tf/m
	Adotado = -0,08 tf/m ²
<u>Componente Fy</u>	
$F_y = 0,25 \cdot F_x$	
	$F_y =$ 0,10 tf/m ²

FIGURA 56 – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS – VENTO

3.7 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Neste projeto, as ações consideradas para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis são o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes, a carga móvel do trem-tipo máxima e mínima, as cargas de empuxo, vento e temperatura. Todas as combinações foram criadas conforme as especificações da norma NBR 8681.

Foram geradas combinações para o Estado Limite Último (ELU), cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais e o dimensionamento geotécnico das fundações e para o Estado Limite de Serviço (ELS), para a avaliação dos estados limites de descompressão, formação e abertura de fissuras e limites de deslocamento.

As combinações para o Estado Limite Último (ELU) são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

O índice "g" refere-se às cargas permanentes, consideradas em todas as combinações. O índice "ε" representa as ações indiretas permanentes e variáveis, como a temperatura. As ações variáveis diretas, identificadas com o índice "q", são combinadas aplicando-se os coeficientes de majoração pertinentes em função da natureza da ação, permitindo a redução de ações de diferentes naturezas com os coeficientes de redução ψ_0 .

CARGAS	γ_i		ψ_0
	D	F	
Permanentes (γ_g)	1,35	1,0	-
Móveis (γ_q)	1,5	-	0,7
Vento (γ_q)	1,4	-	0,6
Temperatura ($\gamma_{\varepsilon q}$)	1,2	-	0,6

TABELA 3.2 – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES (ELU)

A partir dos carregamentos atuantes na estrutura foram definidos grupos de combinações, a fim de reproduzir as condições necessárias para a obtenção dos esforços máximos nos elementos estruturais e verificar o comportamento global da estrutura.

COMBINAÇÃO	CARGAS PERMANENTES	SOBRECARGAS (VEÍCULO + SC. MULT. + FRENAGEM)	TEMPERATURA	VENTO
ELU 1	1,35	1,50	0,72	0,84
ELU 2	1,35	1,05	1,20	0,84
ELU 3	1,35	1,05	0,72	1,40
ELU 4	1,00	1,50	0,72	0,84
ELU 5	1,00	1,05	1,20	0,84
ELU 6	1,00	1,05	0,72	1,40

TABELA 3.3 – COMBINAÇÕES BÁSICAS (ELU)

Para a apresentação dos esforços máximos nos elementos estruturais foi gerado uma combinação envoltória nos modelos de cálculo elaborados no SAP2000. Essa combinação considera todas as possíveis situações de carregamentos, seguindo os critérios das combinações básicas apresentadas na tabela acima.

4. TERMO DE ENCERRAMENTO

O Volume 3C – Memória de Cálculo de Estruturas do Projeto Executivo de infraestrutura viária do Complexo Viário de Acesso ao Terminal de Ônibus e Autódromo do município de Pinhais, no Estado do Paraná, contemplando o **Trecho 1: Conexão da Avenida Prefeito Maurício Fruet (Curitiba/PR) e Avenida Iraí (Pinhais/PR). Trecho 2: Viaduto Rua 24 de Maio e Revitalização da Avenida Iraí (Autódromo-Avenida Camilo di Lellis) - Pinhais/PR. Trecho 3: Avenida Ayrton Senna da Silva e Rua Carlos Drummond de Andrade - Pinhais/PR.**, é composto por 228 páginas, numeradas sequencialmente a partir do sumário.

ANEXO 1 - MEMÓRIA DE CÁLCULO DO VIADUTO

ANEXO 1 - MODELO DE CÁLCULO

ENCONTRO ESTRUTURADO (EIXOS E-1 AO E-10)

Este item apresenta o modelo estrutural do encontro estruturado com as considerações e os critérios de modelagem adotados para as estruturas, no software SAP2000.

4.1.1 Materiais

O concreto adotado foi classe C30, com resistência característica a compressão (f_{ck}) 30 MPa.

FIGURA 57 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL.

4.1.2 Definição das seções

Para definição das seções foram utilizadas tipologias de elementos finitos incorporadas no software SAP 2000. Foram adotados elementos do tipo “placa” para a definição das lajes, e elementos tipo “barra” para os pilares e vigas.

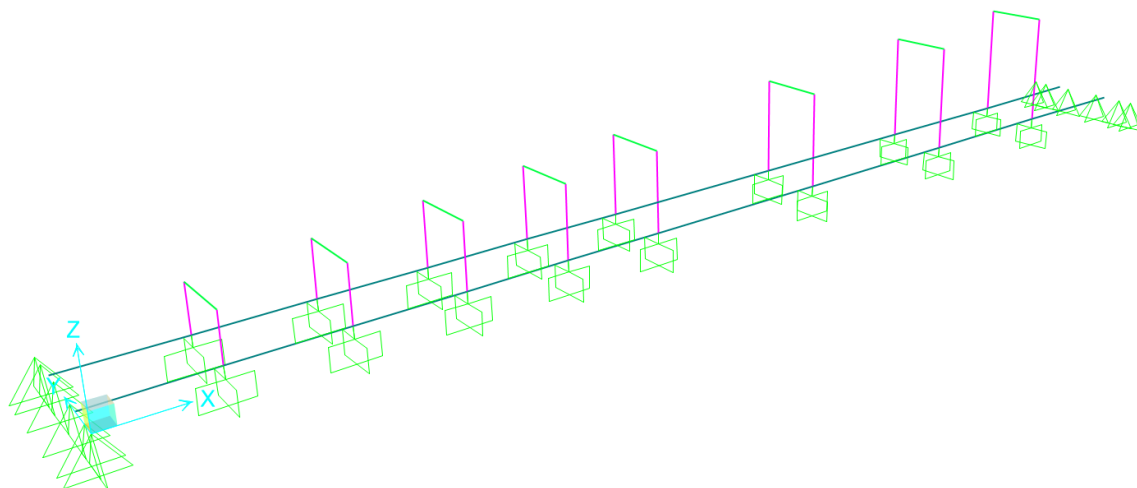


FIGURA 58 – MODELO 3D – SAP 2000

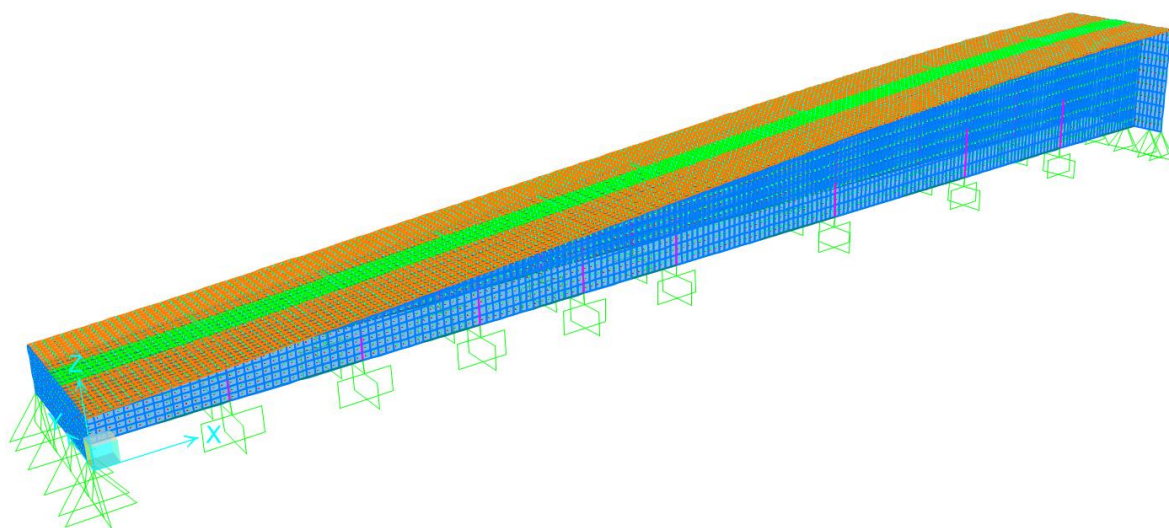


FIGURA 59 – MODELO 3D – SAP2000.

Para definição das seções foram utilizadas tipologias de elementos finitos incorporadas no software SAP2000. Foram adotados elementos do tipo “shell” para a definição das lajes, blocos e pilares, e mais elementos tipo “frame” para as estacas.

Para a análise das estruturas foi considerada a não linearidade física dos materiais através da redução das rigidezes dos elementos estruturais segundo os parâmetros do item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023):

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,5.E_{cl}c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,8.E_{cl}c$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8.E_{cl}c$

Onde:

- I_c = Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;
- E_c = Valor representativo do módulo de deformação do co

Os itens a seguir apresentam as seções definidas no modelo computacional e suas respectivas localizações.

4.1.2.1 Mesoestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais de mesoestrutura do encontro estruturado.

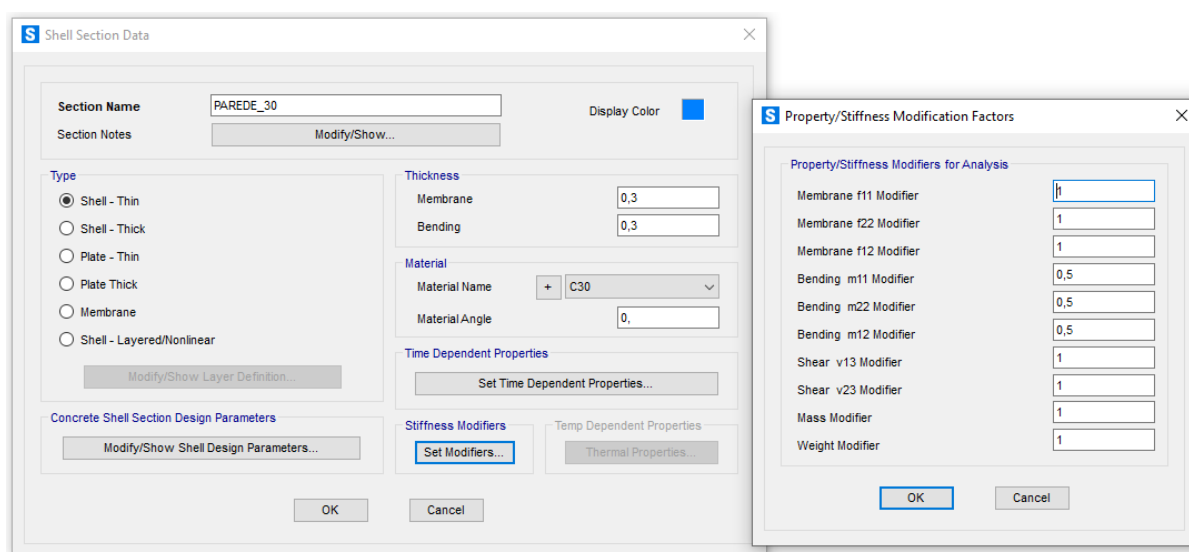


FIGURA 60 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DA PAREDE DE 30 CM NO SAP 2000.

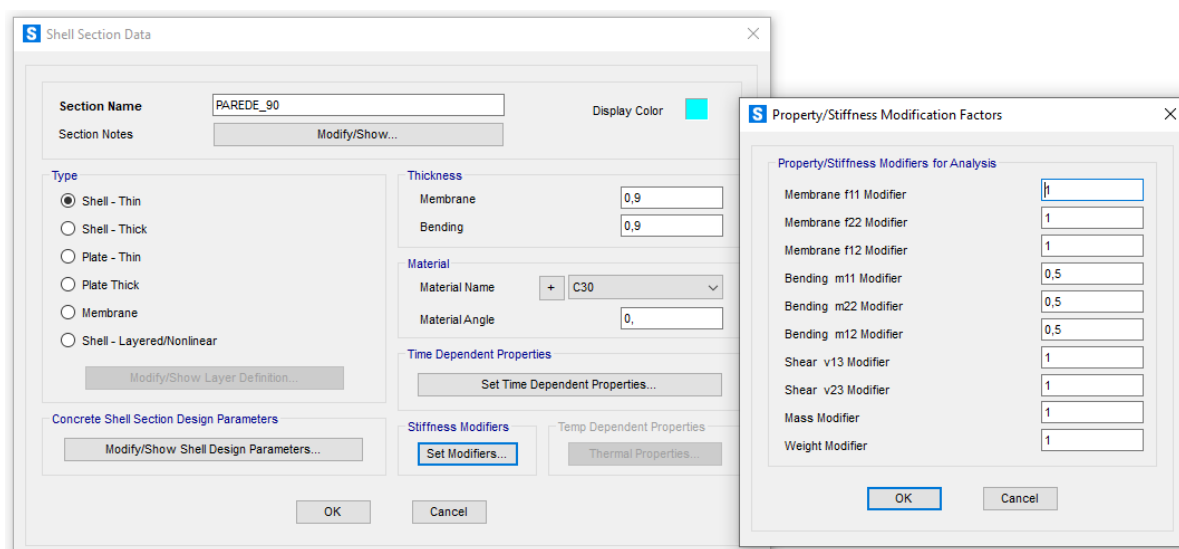


FIGURA 61 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DA PAREDE DE 90 CM NO SAP 2000.

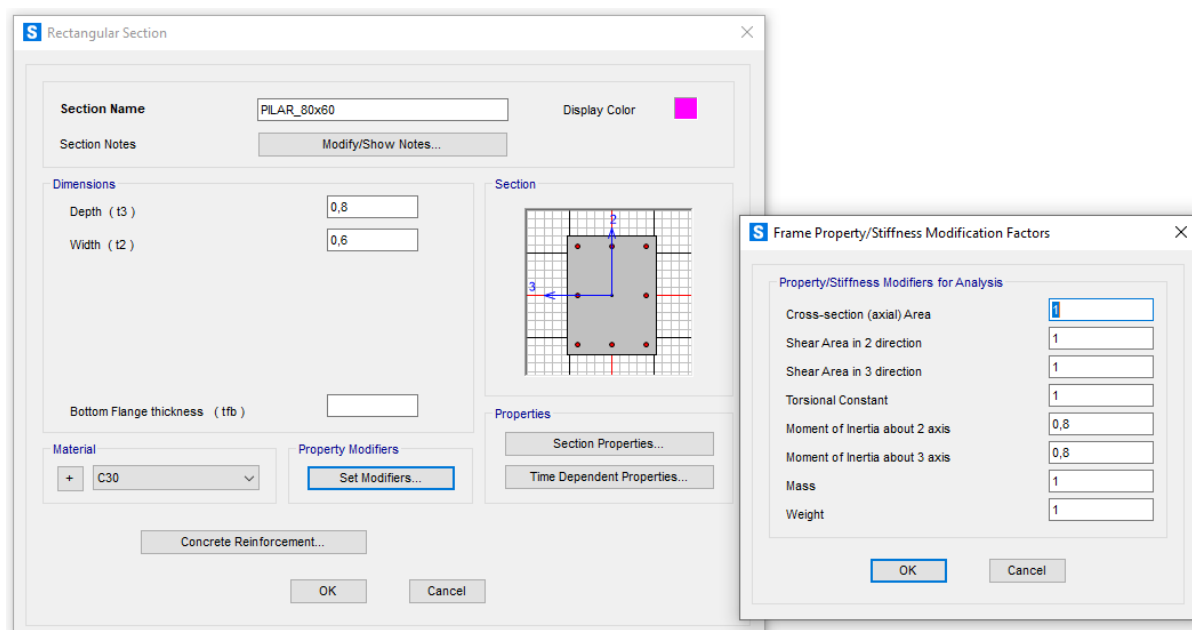


FIGURA 62 – DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES DOS PILARES 80 X 60 CM NO SAP 2000.

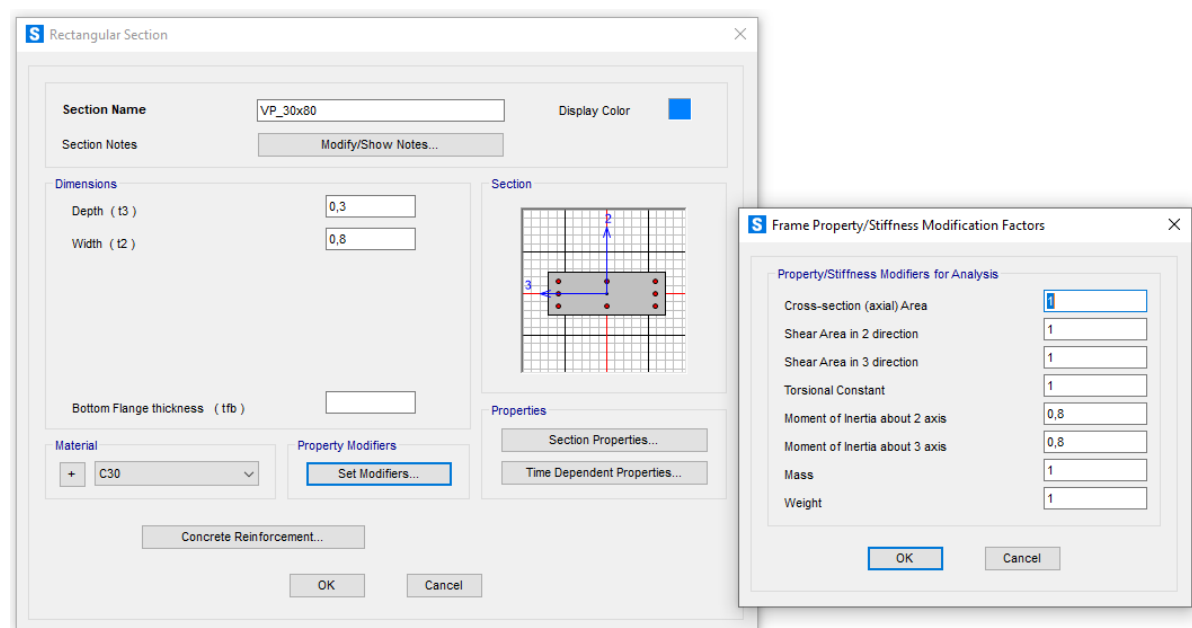
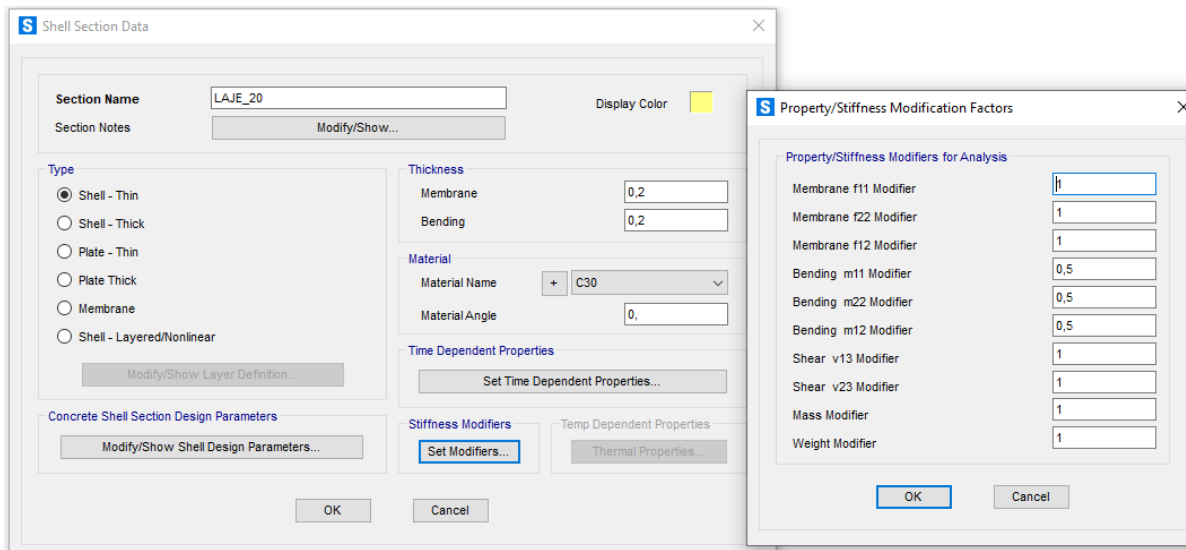
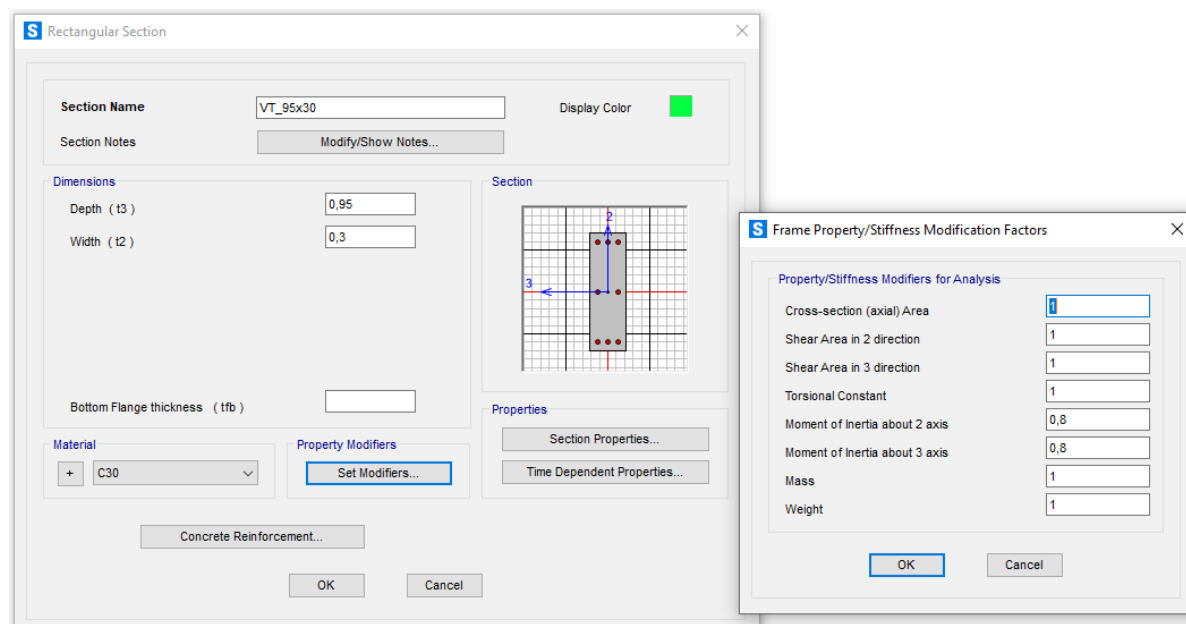


FIGURA 63 – DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES DA VIGA LONGITUDINAL 30 X 80 CM DA BASE DA PAREDE NO SAP 2000.

4.1.2.2 Superestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais de superestrutura do viaduto.



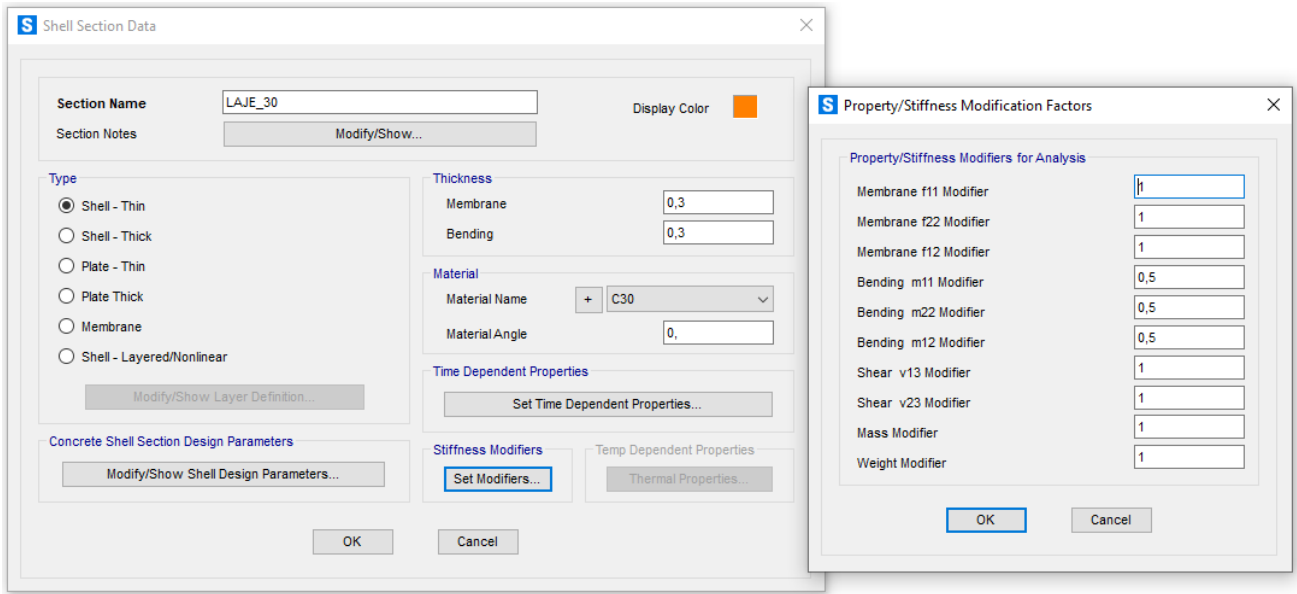


FIGURA 66 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DA LAJE DE 30 CM DO TABULEIRO NO SAP 2000.

4.1.3 Carregamentos

Para a definição dos carregamentos sobre a estrutura foram levadas em consideração as situações críticas dos casos de carga.

4.1.3.1 Pavimento - Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)

A carga proveniente do revestimento asfáltico foi dimensionada conforme especificações do item 4.1.2.

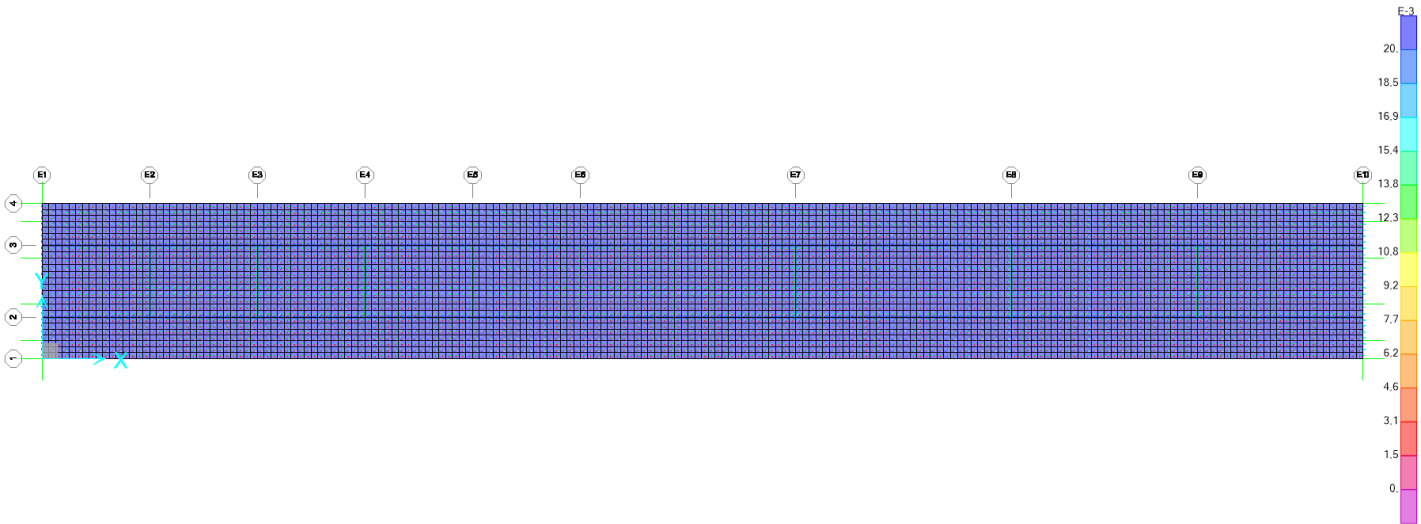


FIGURA 67 – CARREGAMENTO CBUQ (KGF/M²)

4.1.3.2 Guarda-rodas

A carga proveniente do guarda-rodas foi dimensionada conforme especificações do item 4.1.3.

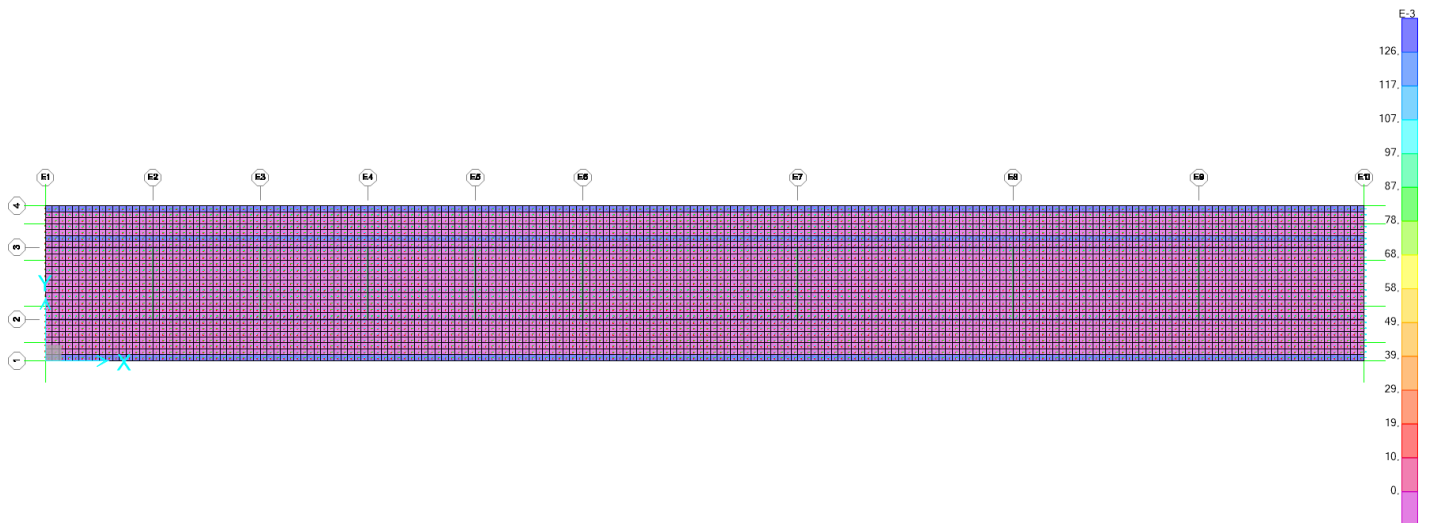


FIGURA 68 – CARREGAMENTO GUARDA-RODAS (KGF/M²)

4.1.3.3 Guarda-corpo metálico

A carga proveniente do guarda-corpo metálico foi dimensionada conforme especificações do item 4.1.4.

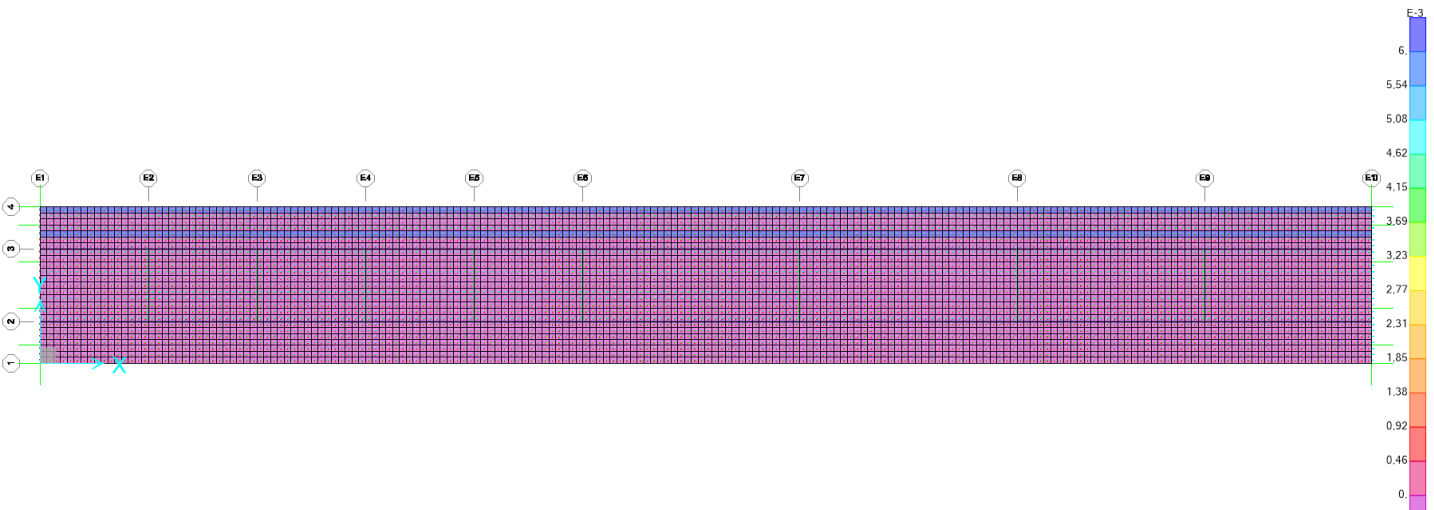


FIGURA 69 – CARREGAMENTO DO GUARDA CORPO (KGF/M²)

4.1.3.4 Laje Pré-moldada

A carga proveniente das lajes pré-moldadas foi dimensionada conforme especificações do item 4.1.5.

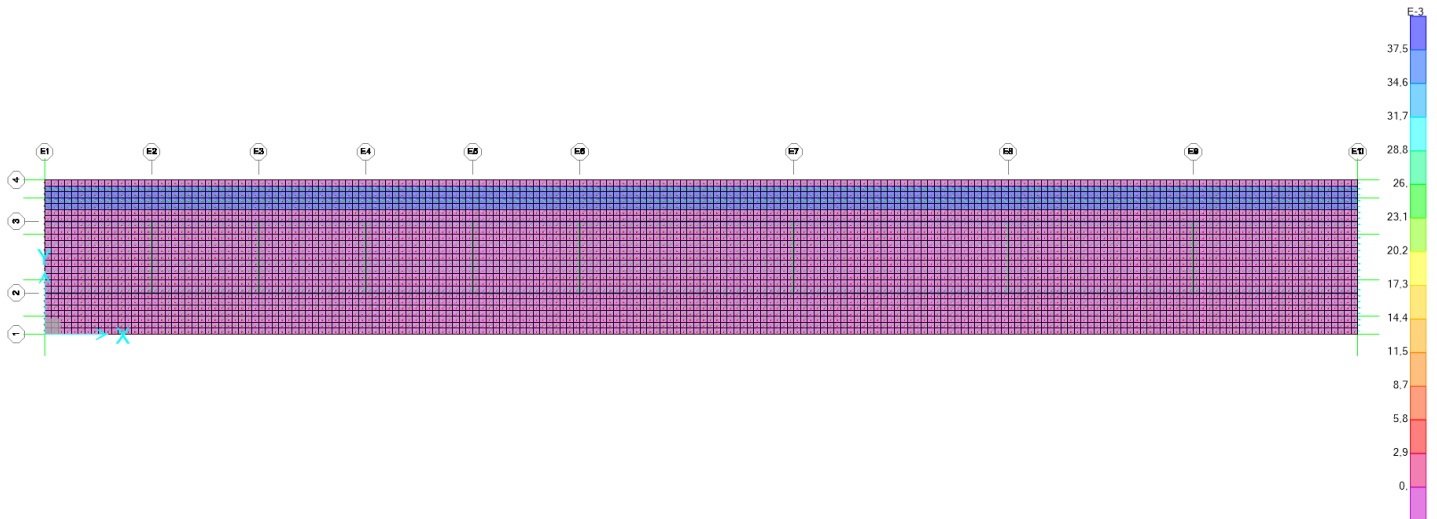


FIGURA 70 – CARREGAMENTO DA LAJE PRÉ-MOLDADA (KGF/M²) – EIXOS E1 A E4

4.1.3.5 Frenagem

As cargas de frenagem foram aplicadas em 8 pontos da estrutura, e foram dimensionadas conforme item 4.2.2.

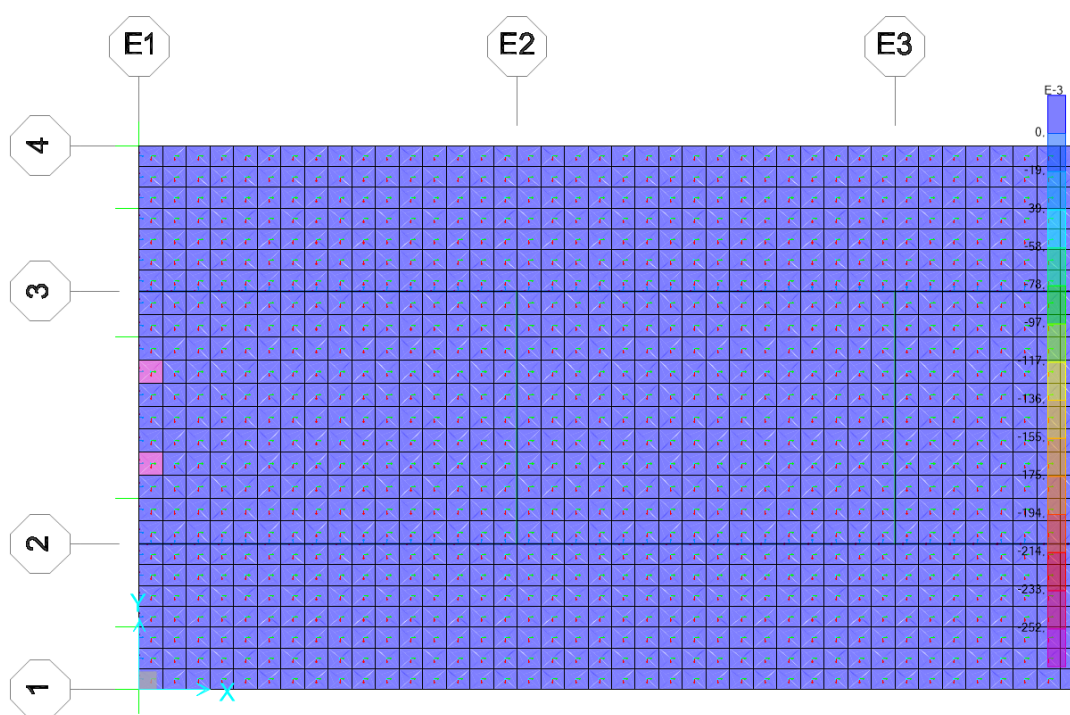


FIGURA 71 – FRENAGEM PONTO 1 (KG/M²)

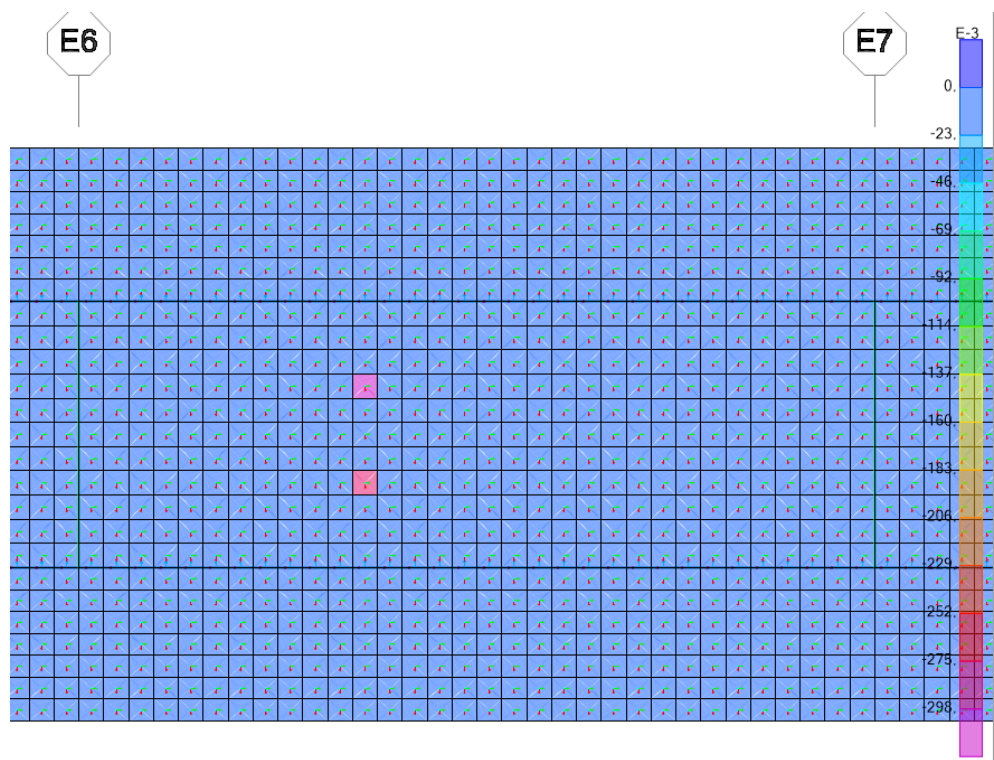


FIGURA 72 – FRENAGEM PONTO 2 (KG/M²)

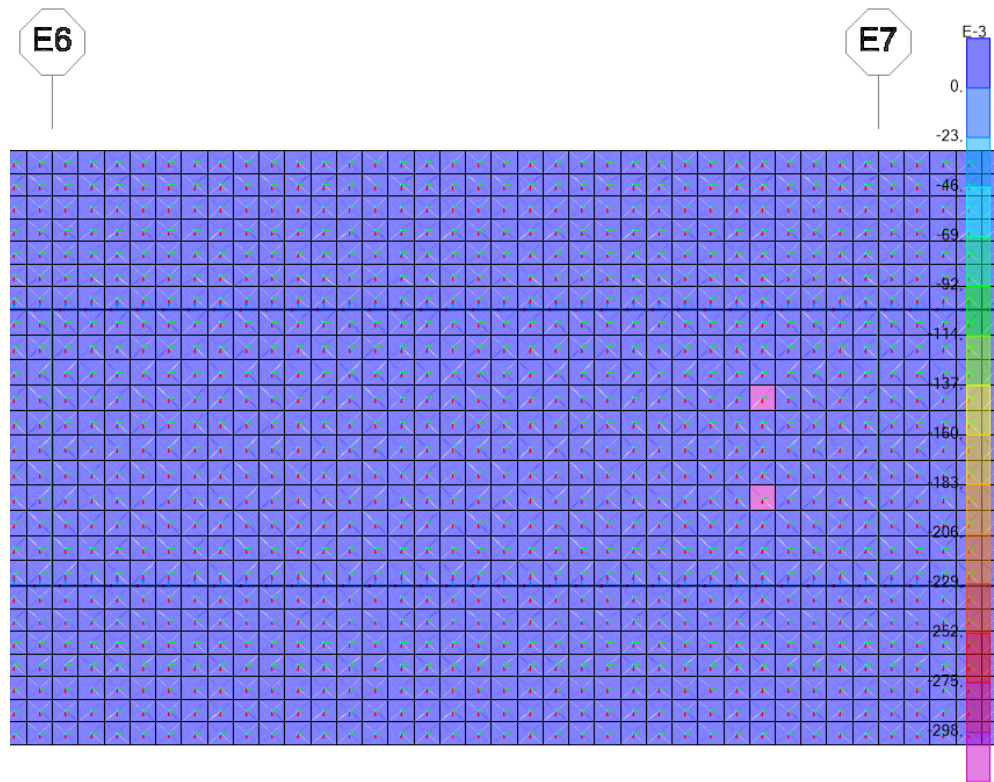


FIGURA 73 – FRENAGEM PONTO 3 (KG/M²)

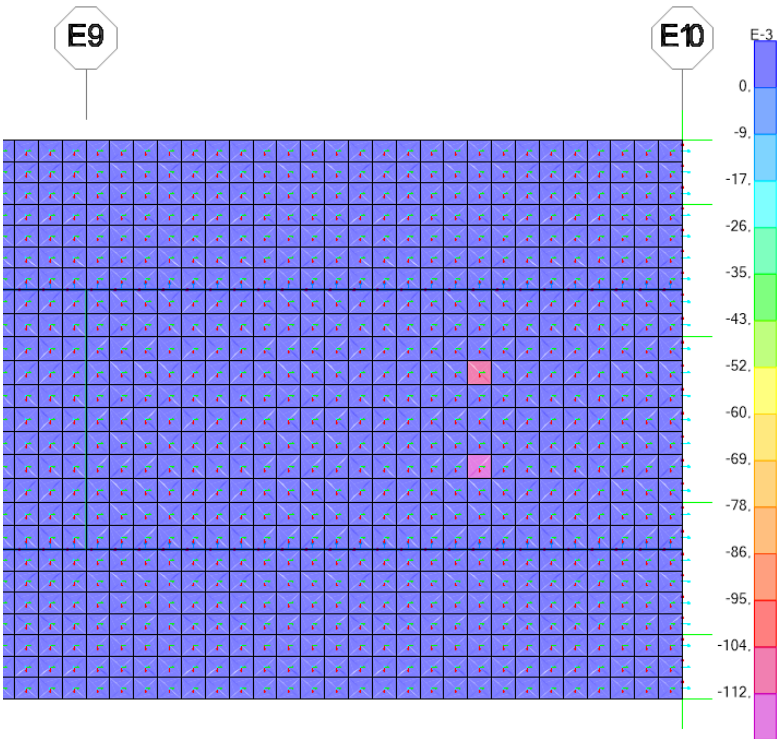


FIGURA 74 – FRENAGEM PONTO 4 (KG/M²)

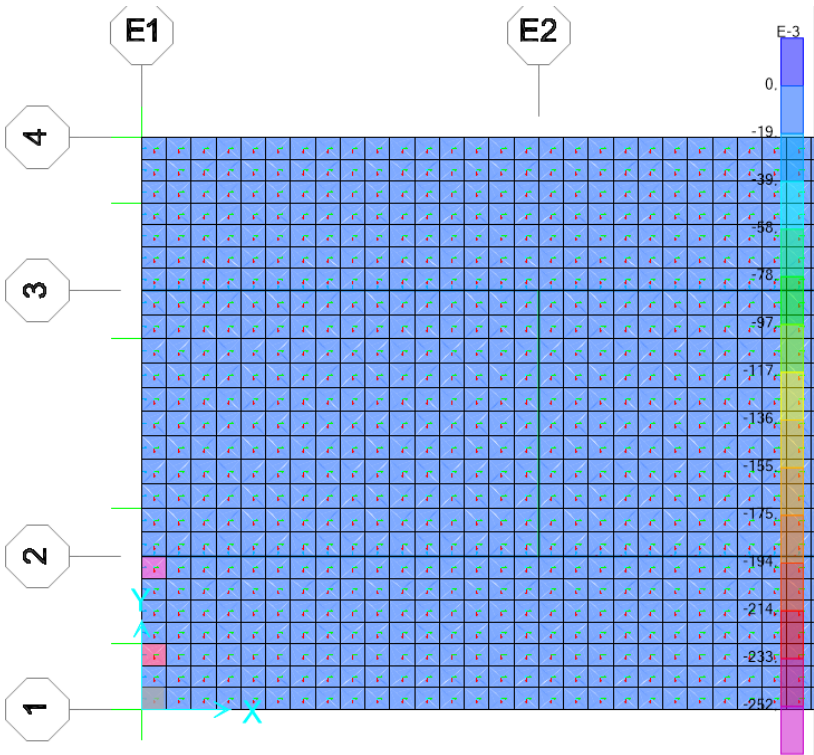


FIGURA 75 – FRENAGEM PONTO 5 (KG/M²)

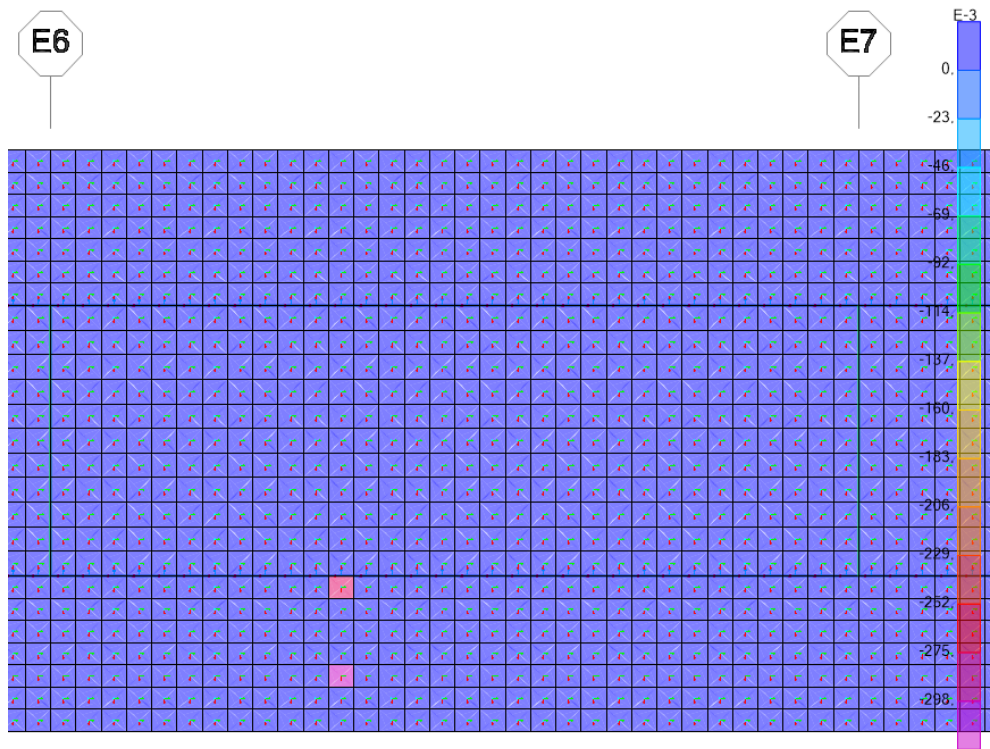
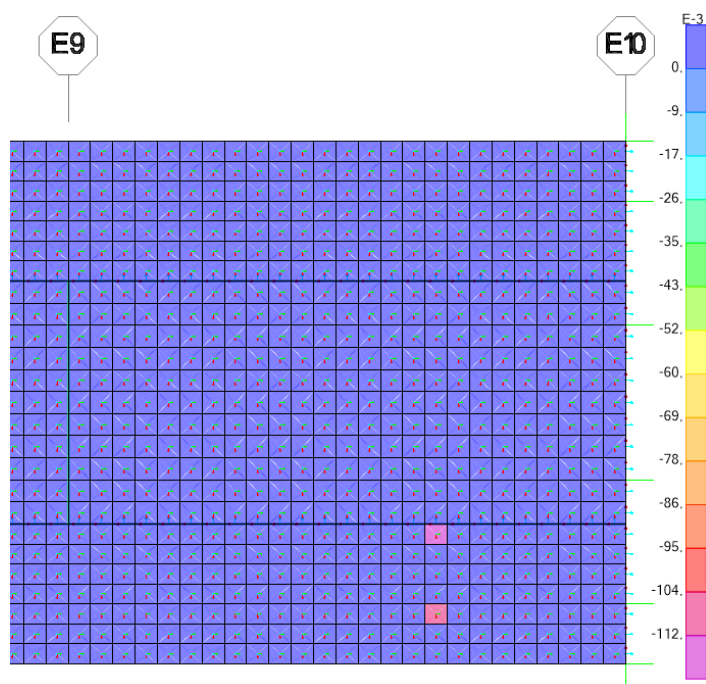


FIGURA 76 – FRENAGEM PONTO 6 (KG/M²)

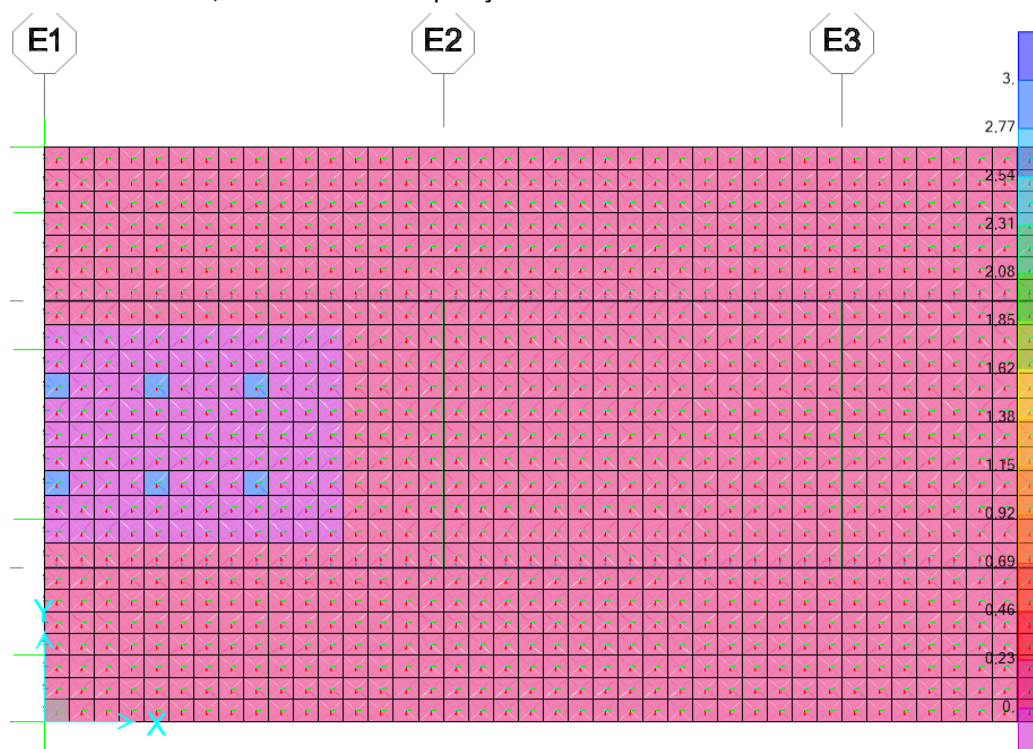


FIGURA 77 – FRENAGEM PONTO 7 (KG/M²)

FIGURA 78 – FRENAGEM PONTO 8 (KG/M²)

4.1.3.6 Trem-tipo

A carga do trem tipo foi dimensionada de acordo com as cargas do caminhão de projeto TB-45, como especificado no item 4.2, atuando em oito posições diferentes.

FIGURA 79 – TREM TIPO POSIÇÃO 1 (KGF/M²)

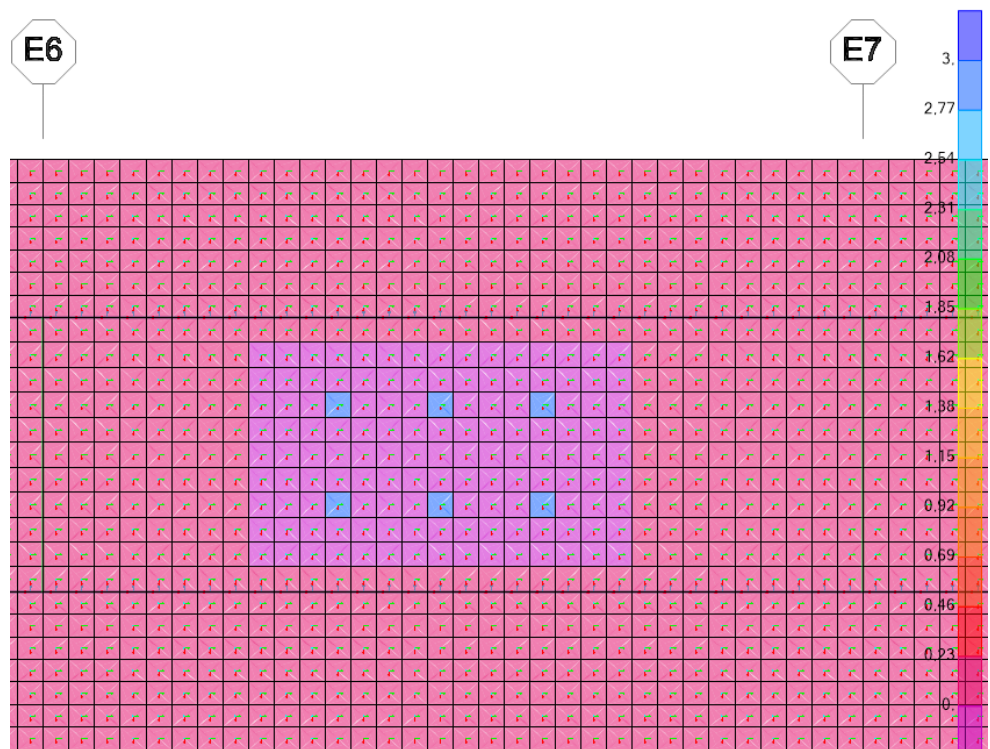


FIGURA 80 – TREM TIPO POSIÇÃO 2 (KGF/M²)

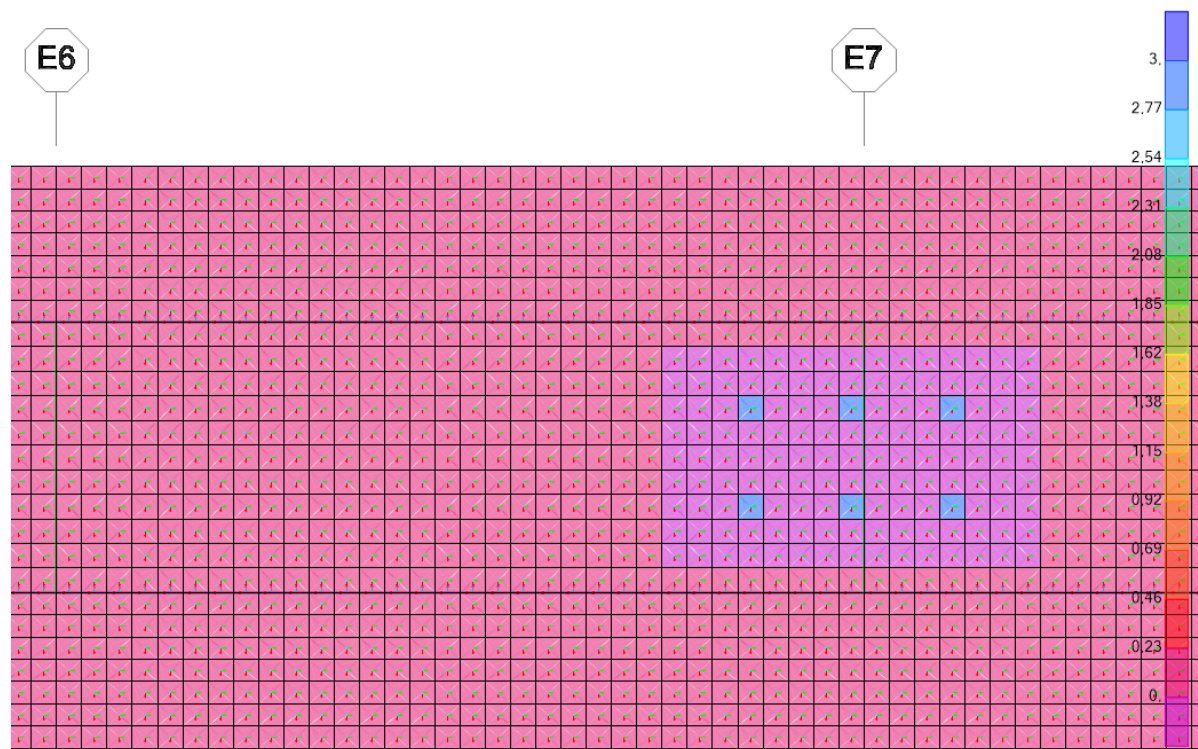


FIGURA 81 – TREM TIPO POSIÇÃO 3 (KGF/M²)

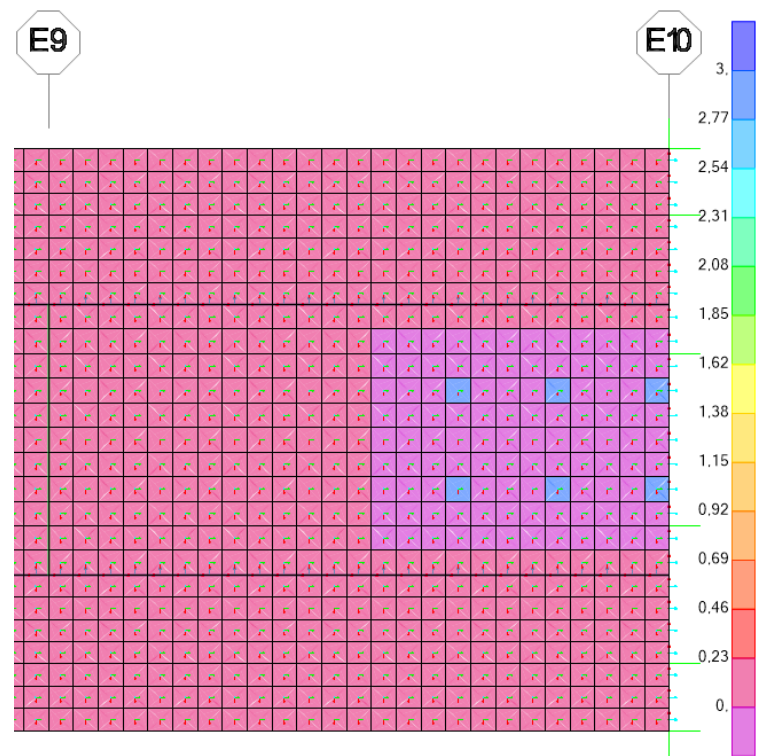


FIGURA 82 – TREM TIPO POSIÇÃO 4 (KGF/M²)



FIGURA 83 – TREM TIPO POSIÇÃO 5 (KGF/M²)

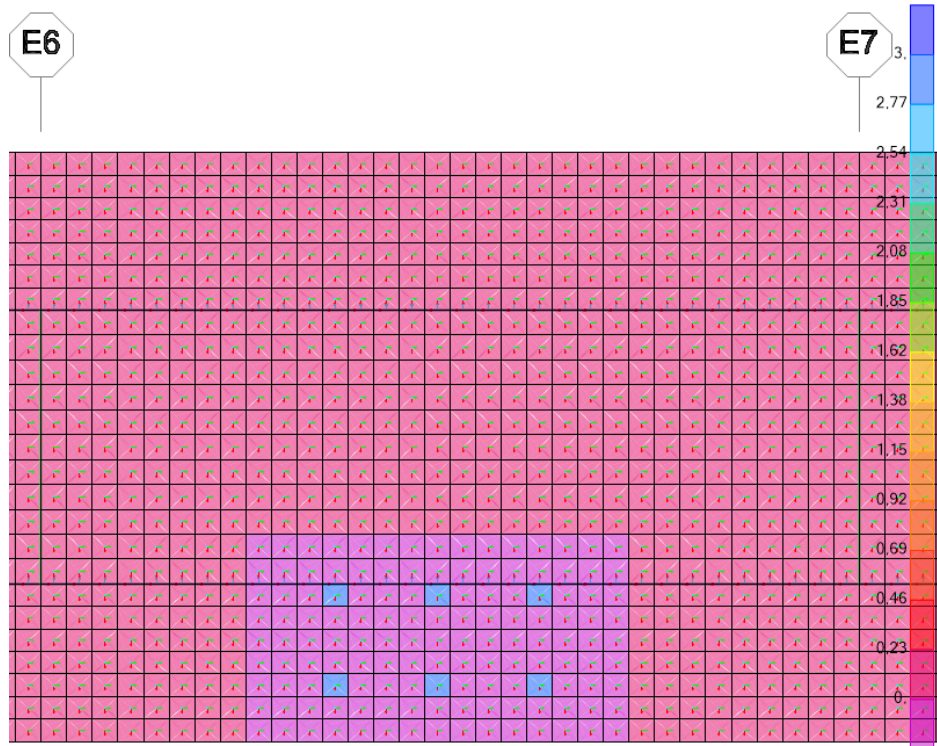


FIGURA 84 – TREM TIPO POSIÇÃO 6 (KGF/M²)



FIGURA 85 – TREM TIPO POSIÇÃO 7 (KGF/M²)

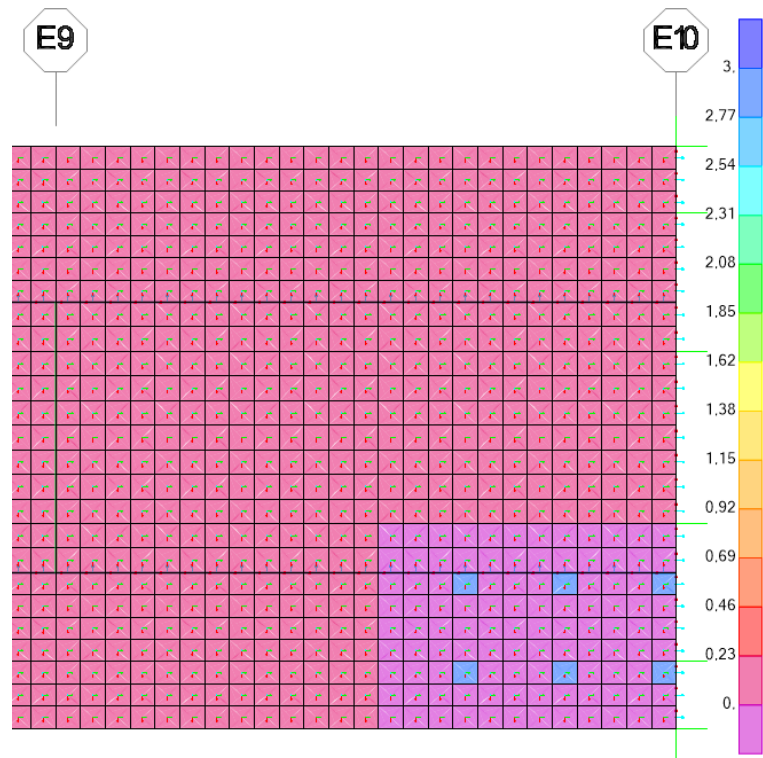


FIGURA 86 – TREM TIPO POSIÇÃO 8 (KGF/M²)

4.1.3.7 Vento

A carga do vento atuante sobre a estrutura foi dimensionada conforme especificações do item 3.6.12.

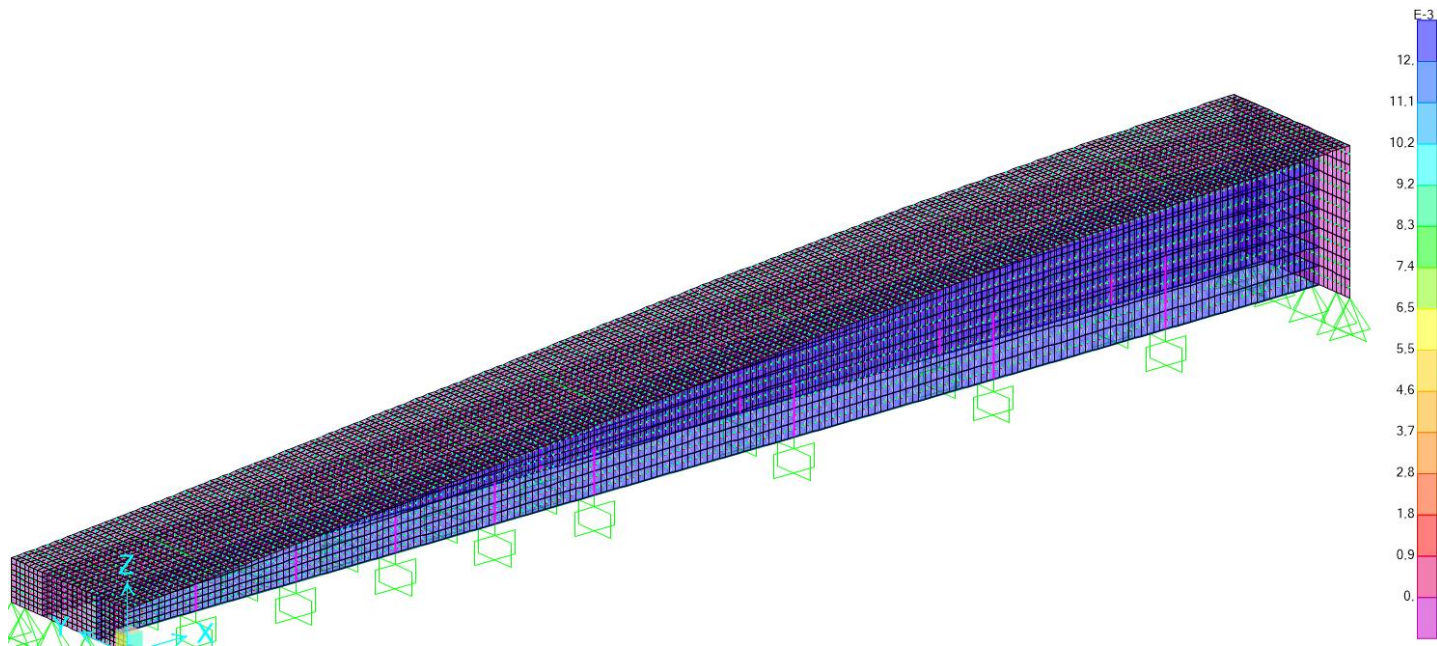


FIGURA 87 – VENTO SOBRE A ESTRUTURA (KGF/M²)

4.1.3.8 Temperatura

As variações de temperaturas foram aplicadas conforme especificações do item 4.4

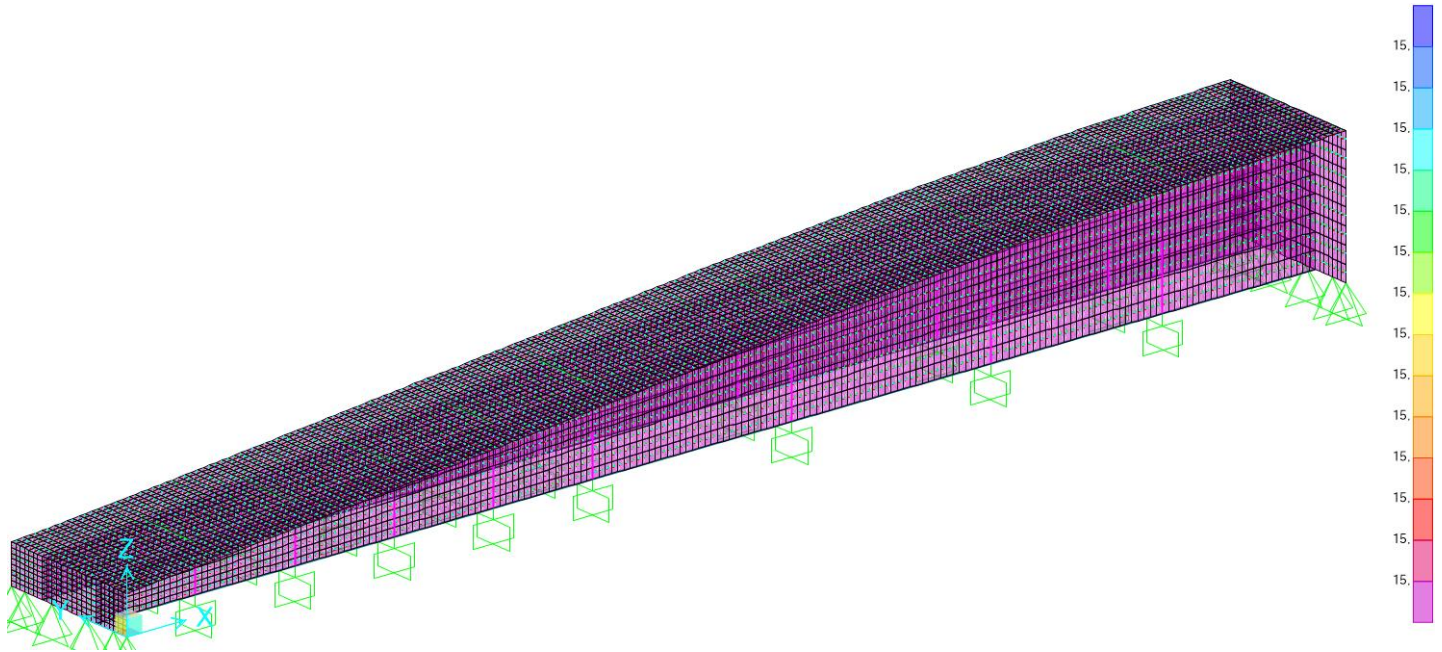


FIGURA 88 – TEMPERATURA POSITIVA

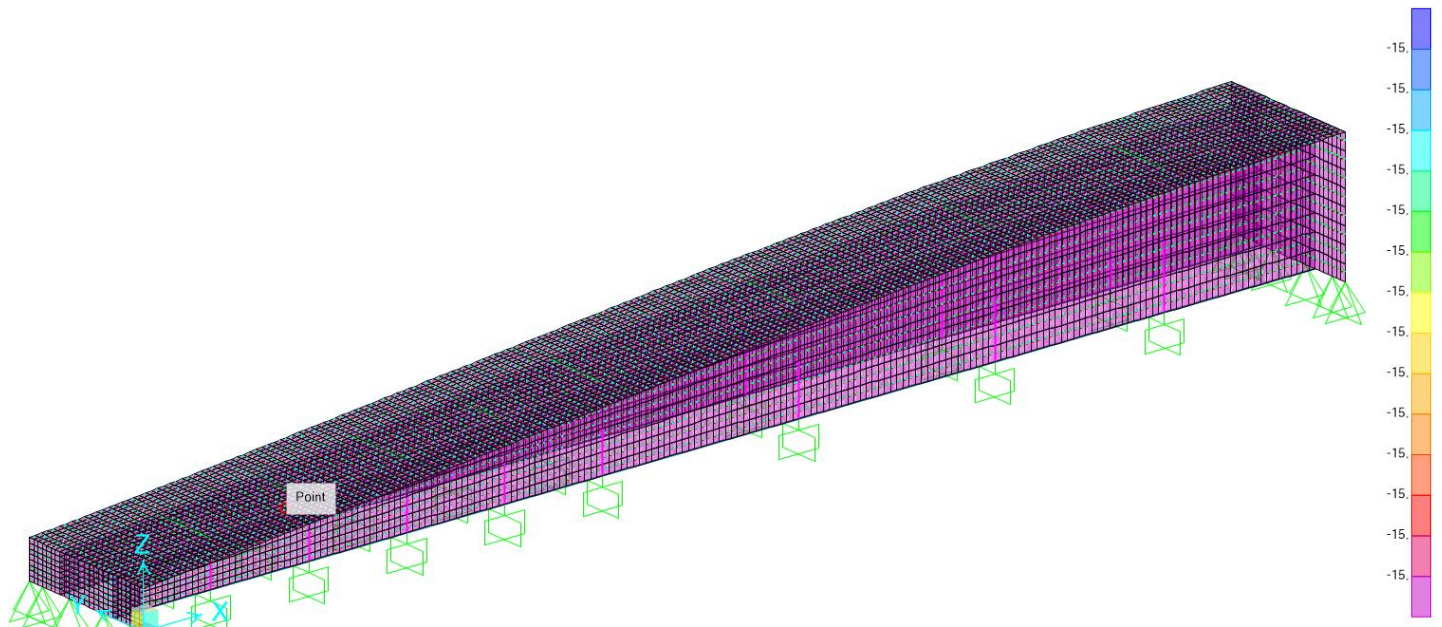


FIGURA 89 – TEMPERATURA NEGATIVA

4.1.3.9 Empuxo do Solo

As cargas de solo sobre a estrutura foram dimensionadas conforme item 4.5.

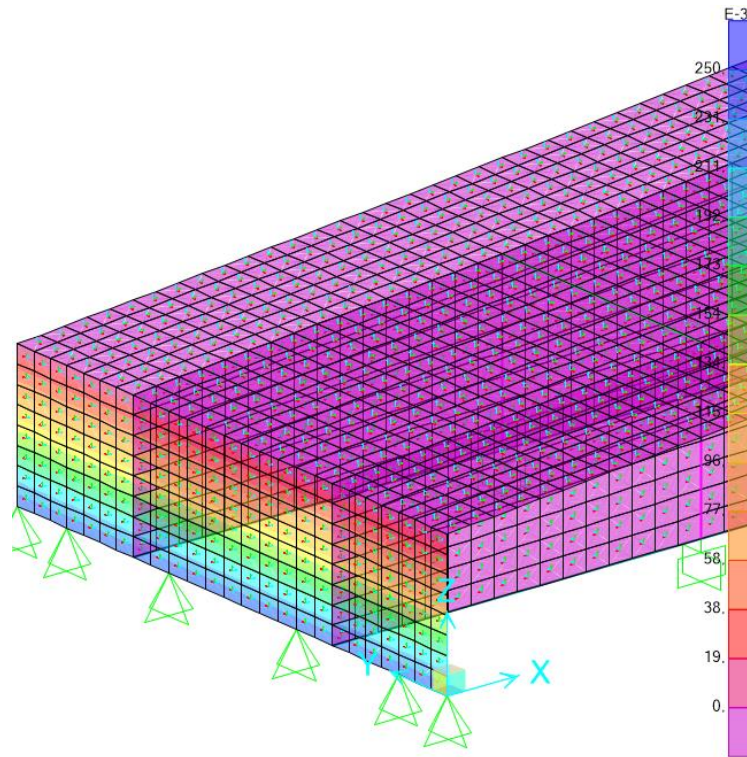
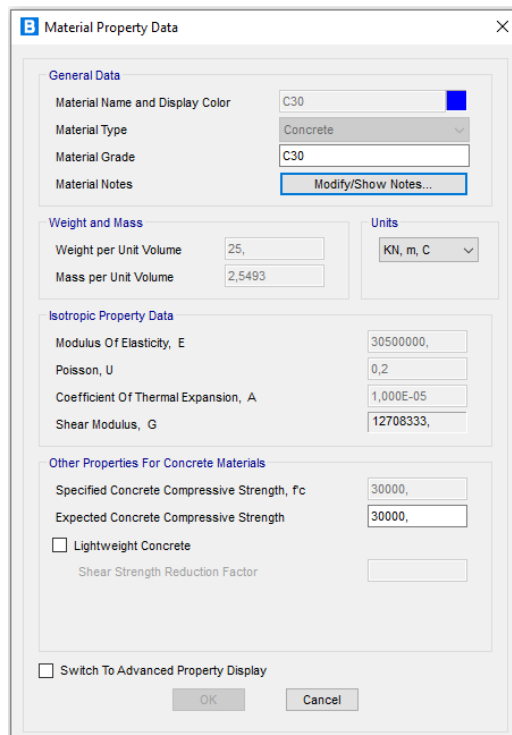


FIGURA 90 – EMPUXO DO SOLO (KGF/M²)

VIADUTO (EIXOS E-10 AO E-12)

4.1.4 Materiais

Os seguintes materiais foram adotados para a elaboração do modelo de cálculo em elementos finitos.



B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C30 [Color: Blue]

Material Type: Concrete

Material Grade: C30

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25, []

Mass per Unit Volume: 2,5493 []

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 30500000, []

Poisson, U: 0,2 []

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05 []

Shear Modulus, G: 12708333, []

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 30000, []

Expected Concrete Compressive Strength: 30000, []

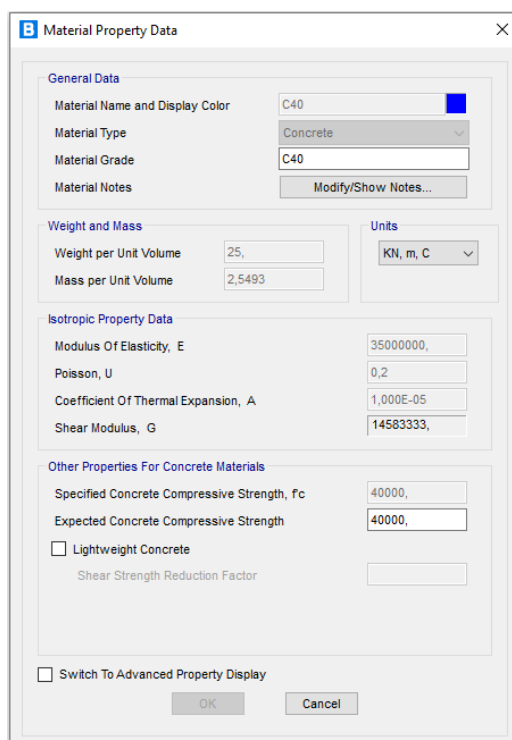
☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

FIGURA 91 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL – CONCRETO C30



B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C40 [Color: Blue]

Material Type: Concrete

Material Grade: C40

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25, []

Mass per Unit Volume: 2,5493 []

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 35000000, []

Poisson, U: 0,2 []

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05 []

Shear Modulus, G: 14583333, []

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 40000, []

Expected Concrete Compressive Strength: 40000, []

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

FIGURA 92 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL – CONCRETO C40

B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A572Gr50 [Red Color Box]

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 50

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1,999E+08

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 76903069,

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 344737,9

Minimum Tensile Stress, Fu: 448159,3

Expected Yield Stress, Fye: 379211,7

Expected Tensile Stress, Fue: 492975,2

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

FIGURA 93 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL – CONCRETO C40

4.1.5 Definição das Seções

Para o dimensionamento da estrutura foi elaborado um modelo de cálculo representando o trecho do viaduto no software CSiBridge.

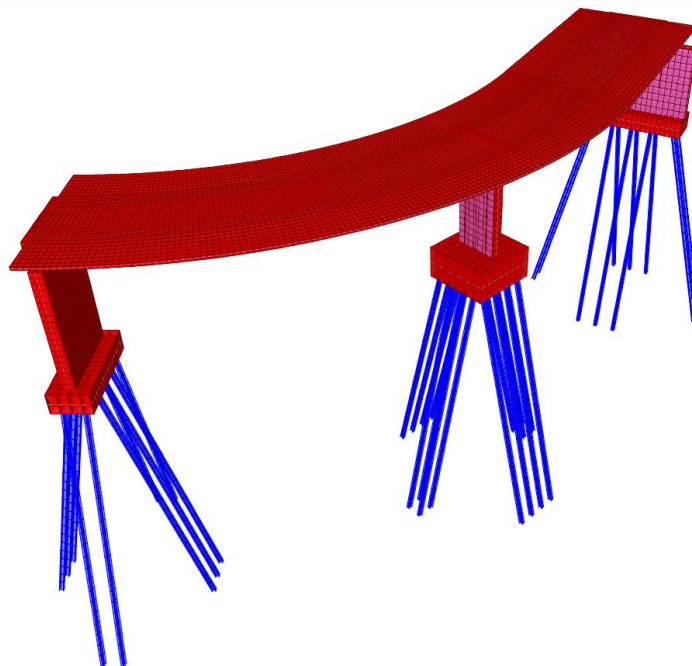


FIGURA 94 – MODELO 3D – CSIBRIDGE

Apresenta-se abaixo, imagens representando a sequência construtiva do modelo em elementos finitos.

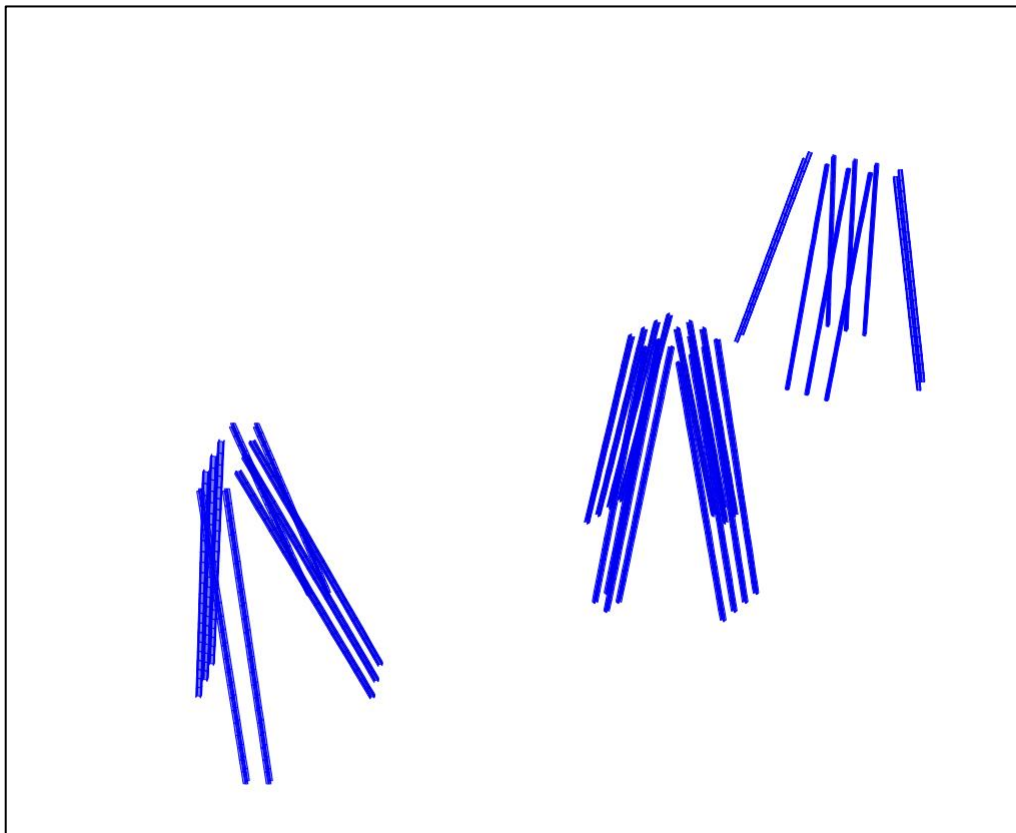


FIGURA 95 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 1/7

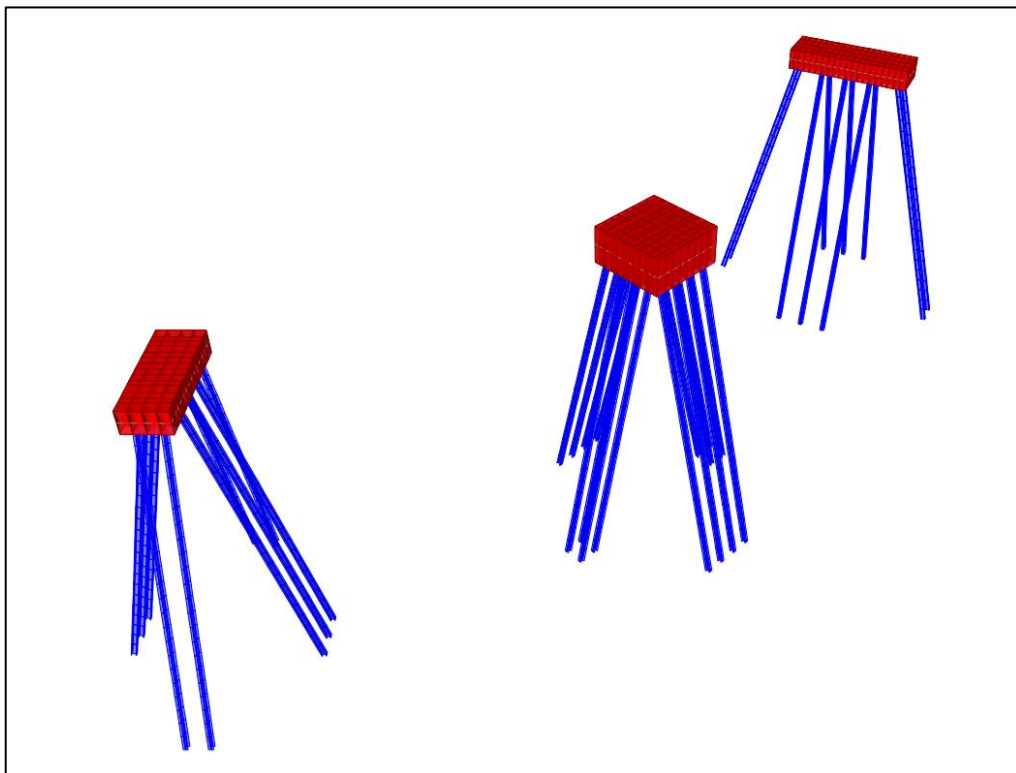


FIGURA 96 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 2/7

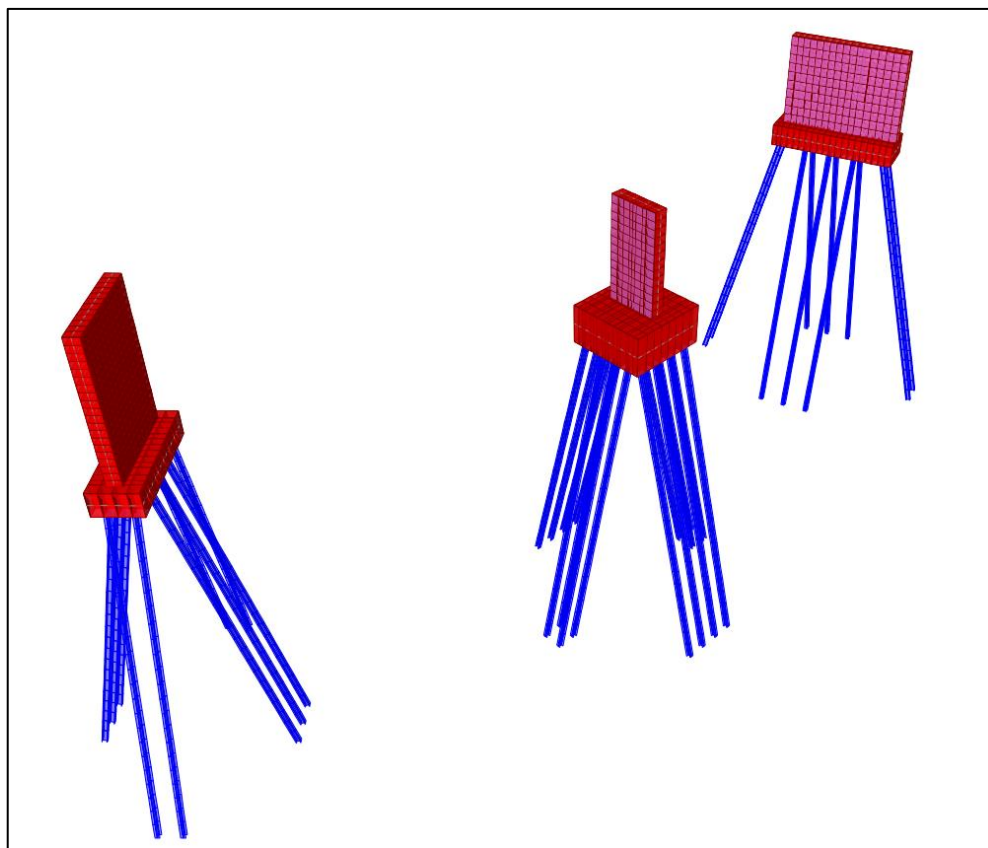


FIGURA 97 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 3/7

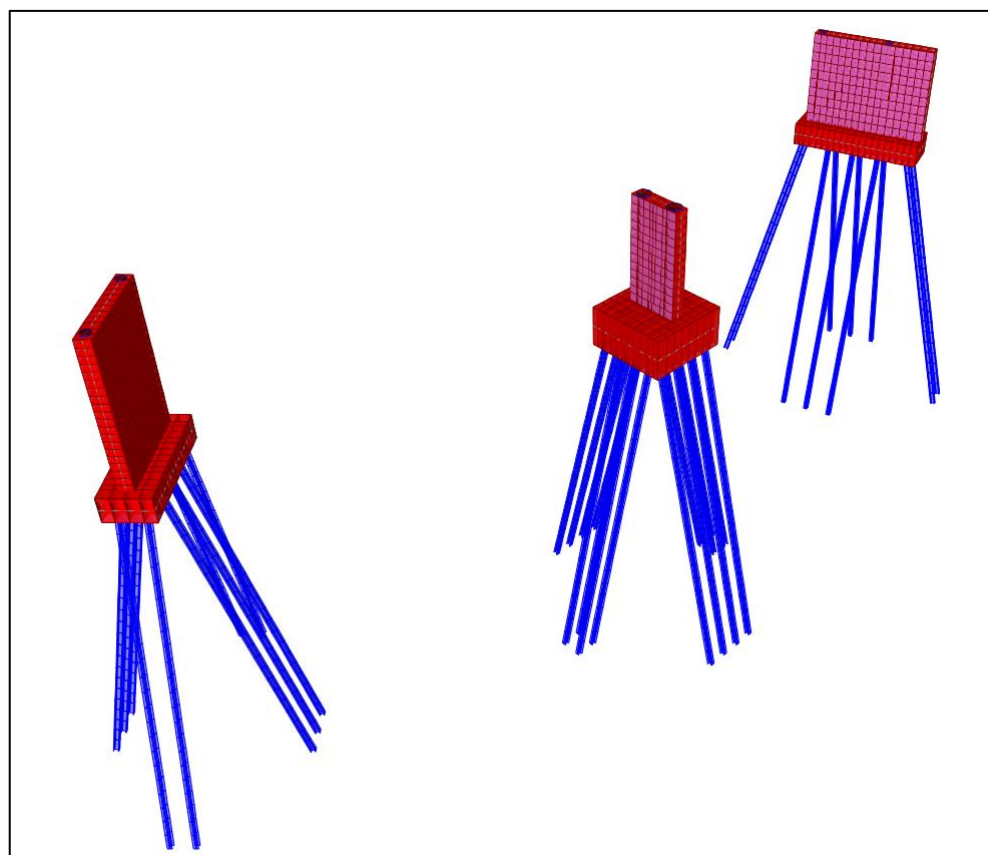


FIGURA 98 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 4/7

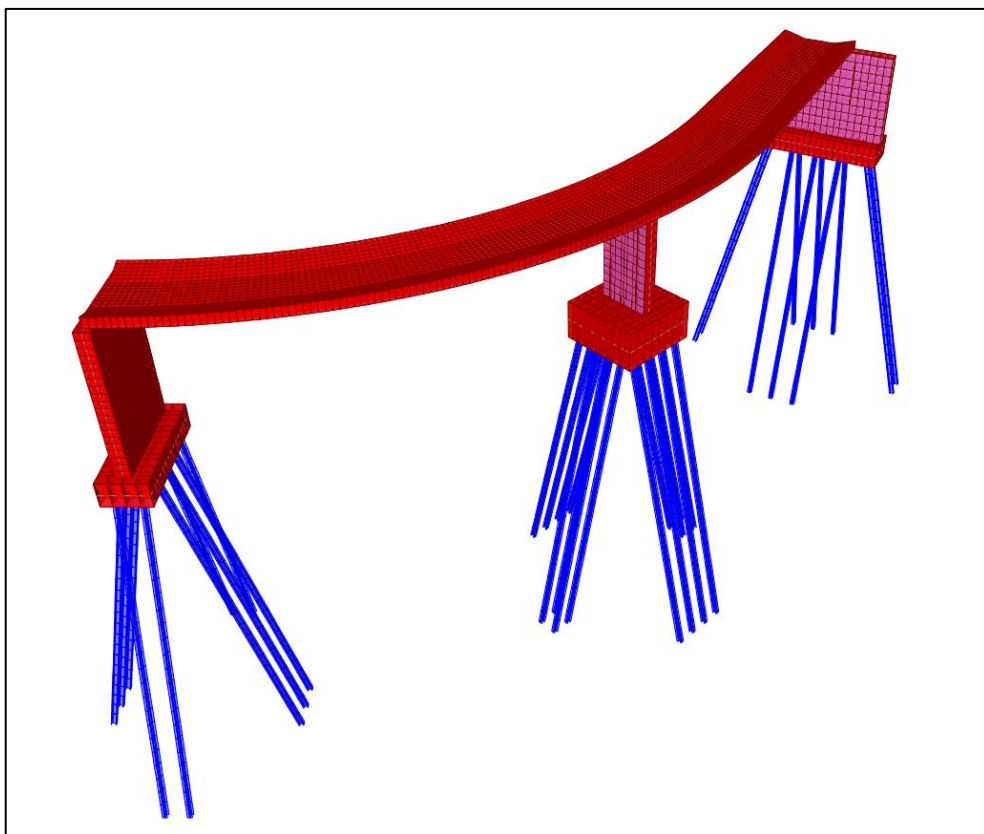


FIGURA 99 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 5/7

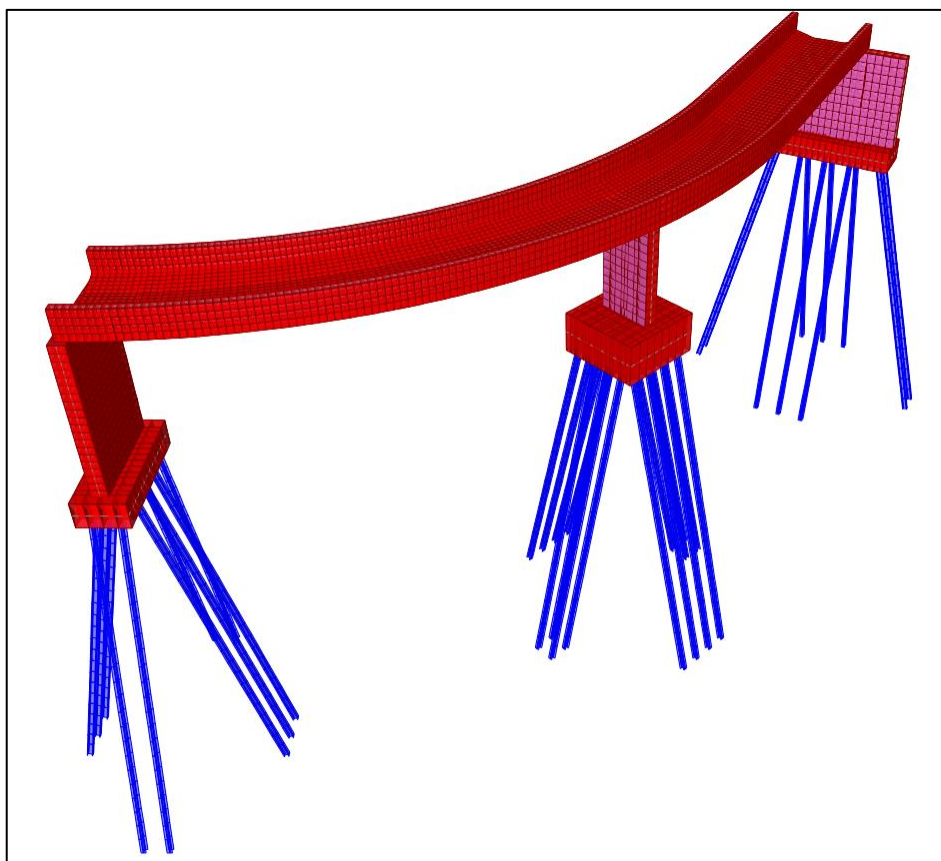


FIGURA 100 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 6/7

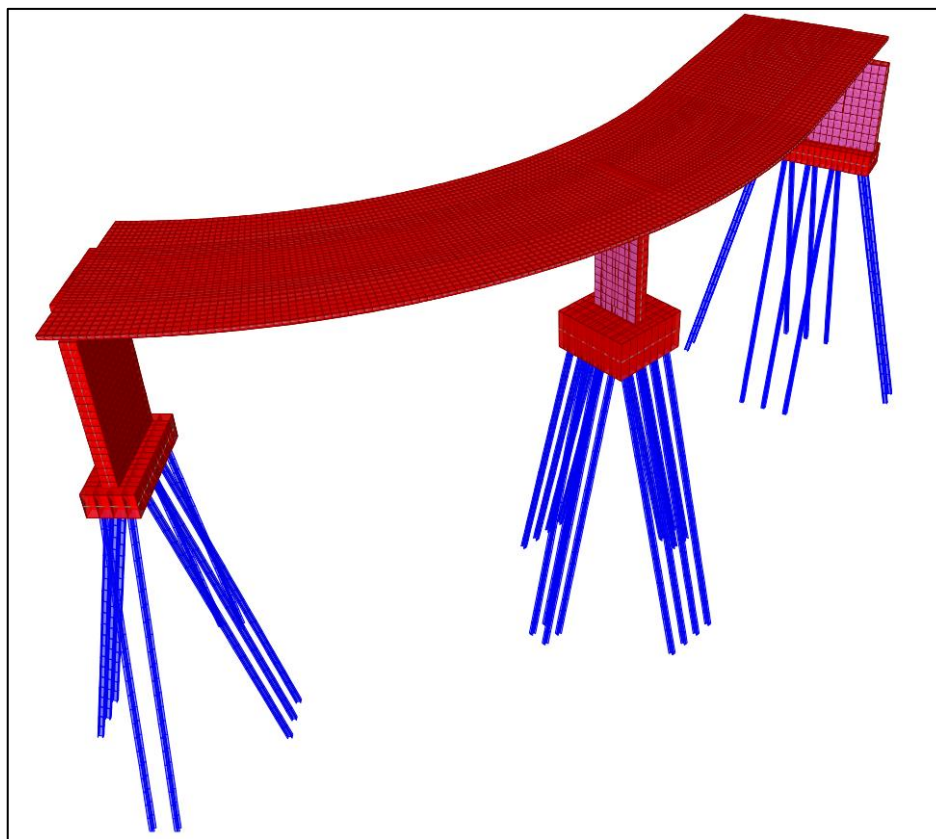


FIGURA 101 – SEQUÊNCIA MODELO 3D – CSIBRIDGE - 6/7

Para definição das seções foram utilizadas tipologias de elementos finitos incorporadas no software CSiBridge. Foram adotados elementos do tipo “shell” para a definição das lajes, blocos e pilares, e mais elementos tipo “frame” para as estacas.

Para a análise das estruturas foi considerada a não linearidade física dos materiais através da redução das rigidezes dos elementos estruturais segundo os parâmetros do item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023):

- *Lajes:* $(EI)_{sec} = 0,5.EcIc$
- *Vigas:* $(EI)_{sec} = 0,8.EcIc$
- *Pilares:* $(EI)_{sec} = 0,8.EcIc$

Onde:

- *Ic = Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;*
- *Ec = Valor representativo do módulo de deformação do co*

Os itens a seguir apresentam as seções definidas no modelo computacional e suas respectivas localizações.

4.1.5.1 Infraestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais da infraestrutura.

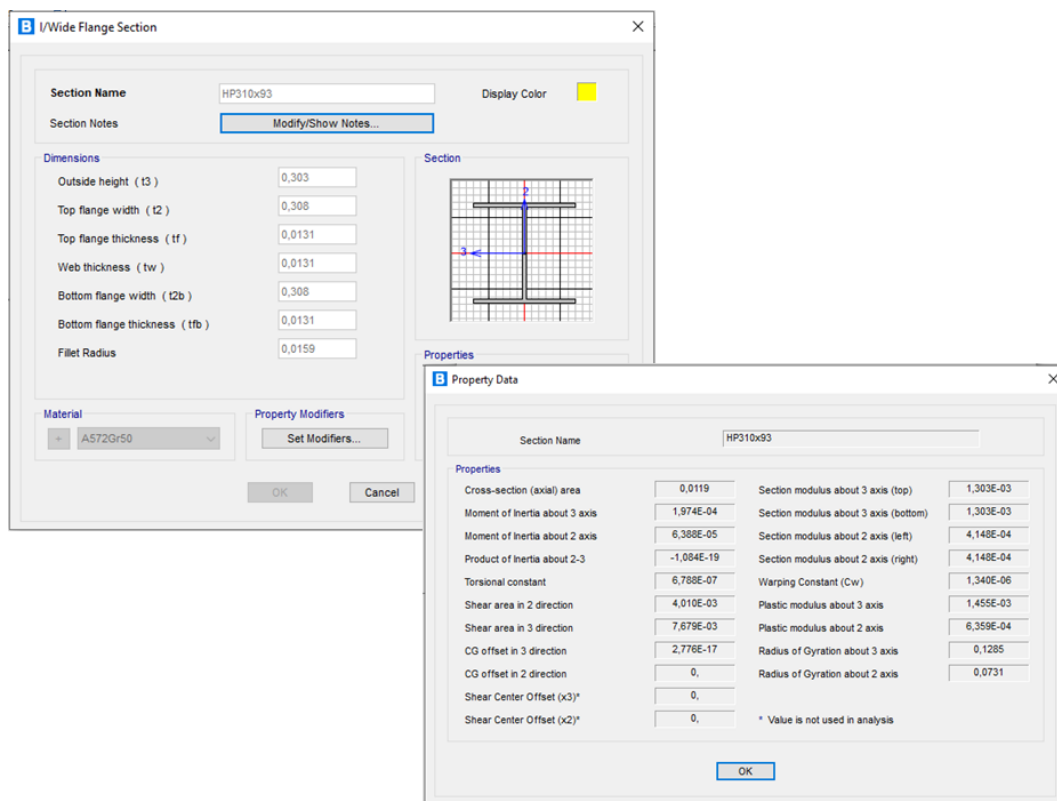
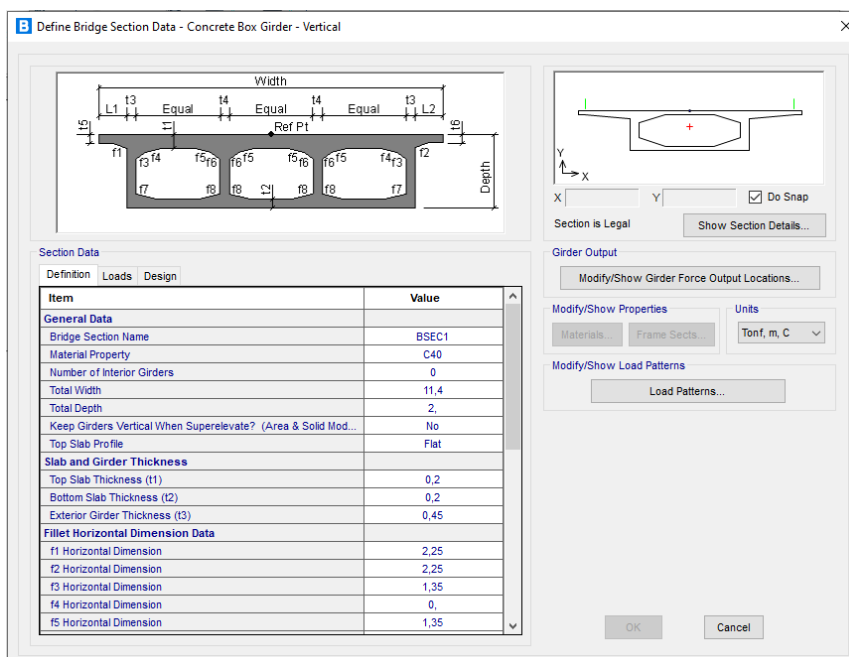


FIGURA 102 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS ESTACAS METÁLICAS PERFIL HP310X93

4.1.5.2 Superestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais da infraestrutura.



B Define Bridge Section Data - Concrete Box Girder - Vertical

Section Data

Definition Loads Design

Item	Value
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	2,25
f2 Horizontal Dimension	2,25
f3 Horizontal Dimension	1,35
f4 Horizontal Dimension	0,
f5 Horizontal Dimension	1,35
f6 Horizontal Dimension	0,
f7 Horizontal Dimension	1,4
f8 Horizontal Dimension	1,4
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0,17
f2 Vertical Dimension	0,17
f3 Vertical Dimension	0,4
f4 Vertical Dimension	0,
f5 Vertical Dimension	0,23
f6 Vertical Dimension	0,23
f7 Vertical Dimension	0,45
f8 Vertical Dimension	0,

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects...

Units

Tonf, m, C

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

OK Cancel

FIGURA 104 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DA SEÇÃO CAIXÃO - 2/3

B Define Bridge Section Data - Concrete Box Girder - Vertical

Section Data

Definition Loads Design

Item	Value
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0,17
f2 Vertical Dimension	0,17
f3 Vertical Dimension	0,4
f4 Vertical Dimension	0,
f5 Vertical Dimension	0,23
f6 Vertical Dimension	0,23
f7 Vertical Dimension	0,45
f8 Vertical Dimension	0,
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	2,65
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0,23
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	2,65
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0,23
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0,
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0,

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects...

Units

Tonf, m, C

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

OK Cancel

FIGURA 105 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DA SEÇÃO CAIXÃO - 3/3

B Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name:

Units:

Select Diaphragm Type

- ☒ Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- ☐ Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- ☐ Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- ☐ Steel Plate (Applies to Steel U-Girder Internal Only)
- ☐ Closure Pour (Applies to Concrete Precast I-Girder, Precast Box Girder and Super-T Bridges Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness:

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and Super-T Bridge Section):

☒ Use Girder Depth (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material:

☒ Use Slab Material (except User Bridge Sections)

OK Cancel

FIGURA 106 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS VIGAS TRANSVERSINAS 150CM

B Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name:

Units:

Select Diaphragm Type

- ☒ Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- ☐ Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- ☐ Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- ☐ Steel Plate (Applies to Steel U-Girder Internal Only)
- ☐ Closure Pour (Applies to Concrete Precast I-Girder, Precast Box Girder and Super-T Bridges Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness:

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and Super-T Bridge Section):

☒ Use Girder Depth (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material:

☒ Use Slab Material (except User Bridge Sections)

OK Cancel

FIGURA 107 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS VIGAS TRANSVERSINAS 90CM

4.1.6 Definição das Condições de Apoio

A interação entre as estacas e o terreno foi modelada por meio do uso de molas elásticas com rigidez denominada k_h . A metodologia e parâmetros geotécnicos utilizados para determinação da rigidez lateral das molas foram calculados segundo método p-y.

Os apoios elásticos foram definidos a cada metro ao longo da estaca, considerando o diâmetro da estaca como a largura de contato.

No quadro abaixo, está apresentada a distribuição dos coeficientes lineares adotados para os apoios elásticos das estacas:

MOLAS ADOTADAS - PY-CURVE			
Profundidade (m)	Nspt	Mola k_h (kN/m)	Mola k_h (tf/m)
1	0	127,28	12,73
2	3	277,15	27,71
3	2	193,43	19,34
4	2	193,43	19,34
5	2	193,43	19,34
6	2	193,43	19,34
7	4	483,58	48,36
8	4	483,58	48,36
9	3	338,50	33,85
10	4	392,08	39,21
11	5	754,02	75,40
12	12	2387,03	238,70
13	23	5109,48	510,95
14	29	6177,86	617,79
15	28	7445,66	744,57
16	34	8686,60	868,66
17	37	16743,05	1674,30
18	40	18835,93	1883,59
19	43	20928,81	2092,88
20	48	23021,69	2302,17

TABELA 4.1 – LINEARES ELÁSTICOS PARA MÉTODO P-Y

4.1.7 Carregamentos

Para a definição dos carregamentos sobre a estrutura foram levadas em consideração as situações críticas dos casos de carga.

4.1.7.1 Permanentes

- b) Pavimento – Concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ)

A carga proveniente do revestimento asfáltico foi dimensionada conforme especificações do item 3.6.3 e aplicada nas áreas das lajes.

c) Guarda-rodas

A carga proveniente do guarda-rodas foi dimensionada conforme especificações do item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e aplicada na área das lajes, na região das barreiras.

a) Guarda-corpo metálico

A carga proveniente do guarda-rodas foi dimensionada conforme especificações do item 3.6.5 e aplicada na área das lajes, onde será instalado o guarda-corpo metálico.

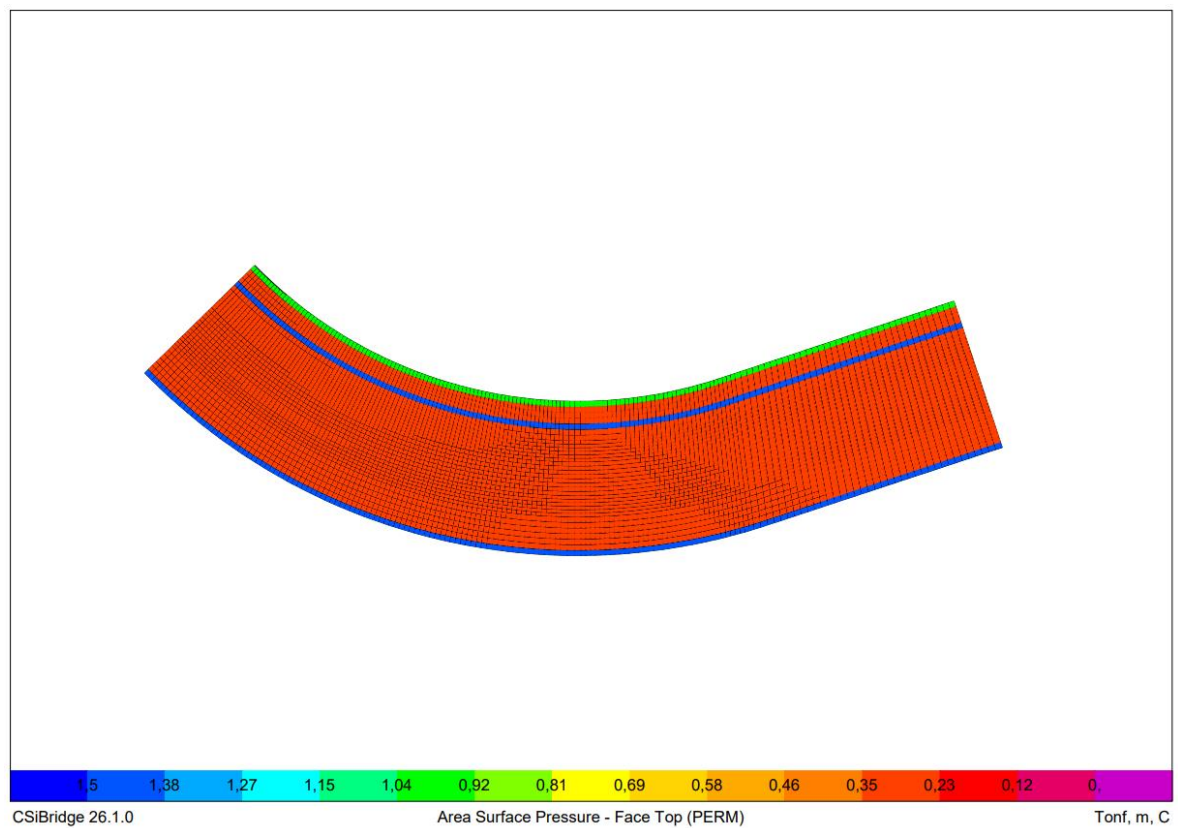


FIGURA 108 – CARREGAMENTO ESFORÇOS PERMANENTES - CSIBRIDGE

4.1.7.2 Frenagem e Aceleração

A carga de frenagem foi dimensionada conforme item 3.6.9 e aplicada como carga uniforme na área das lajes.

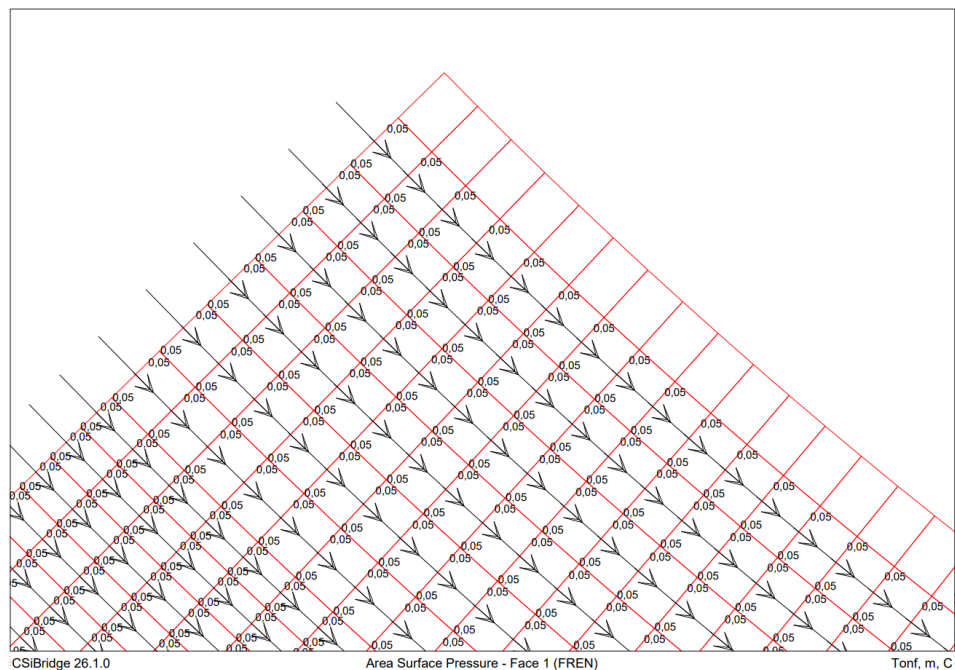


FIGURA 109 – CARREGAMENTO ESFORÇOS DE FRENAGEM – CSIBRIDGE

4.1.7.3 Temperatura

As variações de temperatura foram aplicadas conforme especificações do item 3.6.10. Foi considerado a carga de temperatura na superestrutura.

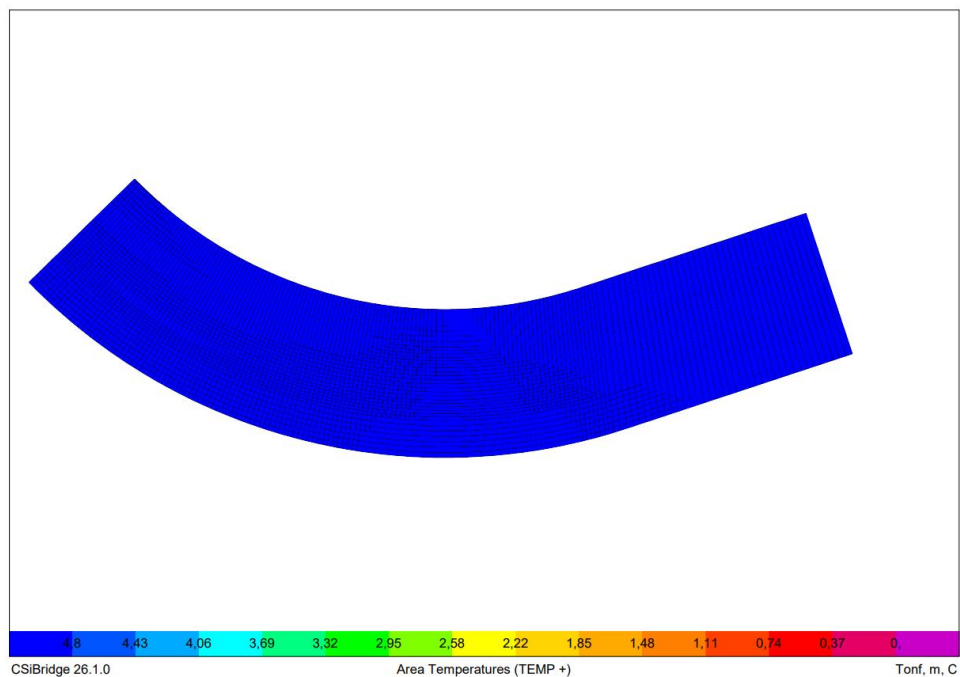


FIGURA 110 – CARREGAMENTO ESFORÇOS DE TEMPERATURA(+) – CSIBRIDGE

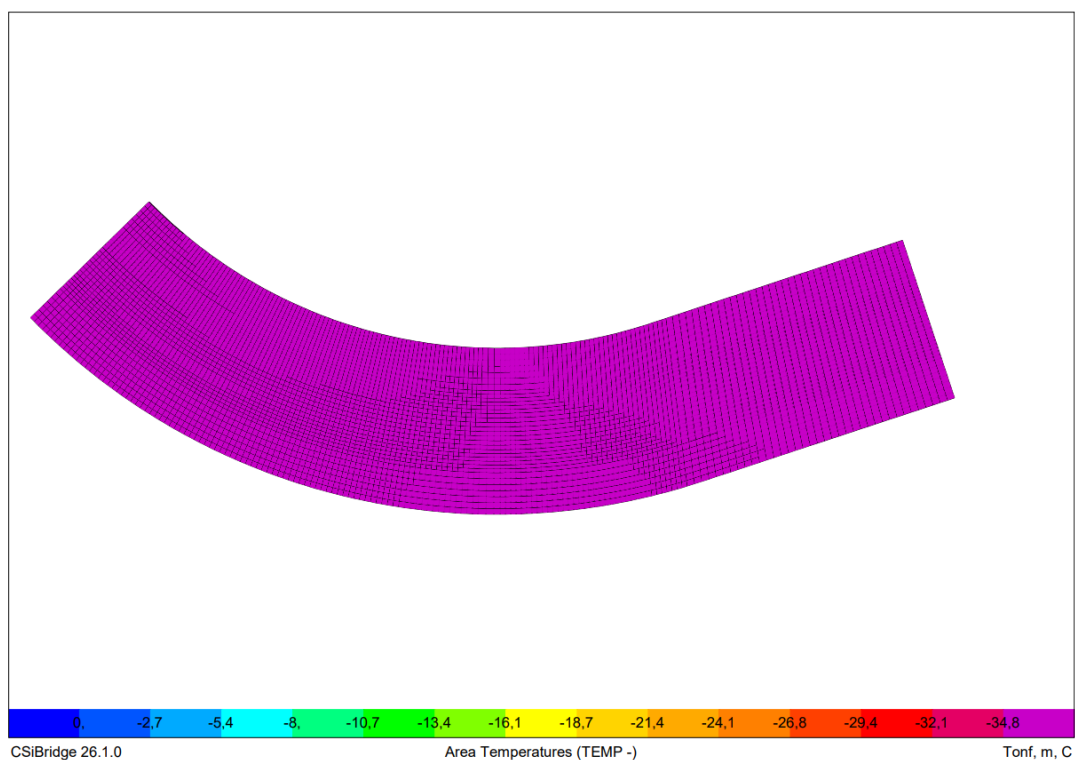


FIGURA 111 – CARREGAMENTO ESFORÇOS DE TEMPERATURA(-) – CSIBRIDGE

4.1.7.4 Carga de Vento

A carga do vento atuante sobre a estrutura foi dimensionada conforme especificações do item 3.6.12 e aplicada nos elementos “shell” conforme mostram as imagens a seguir.

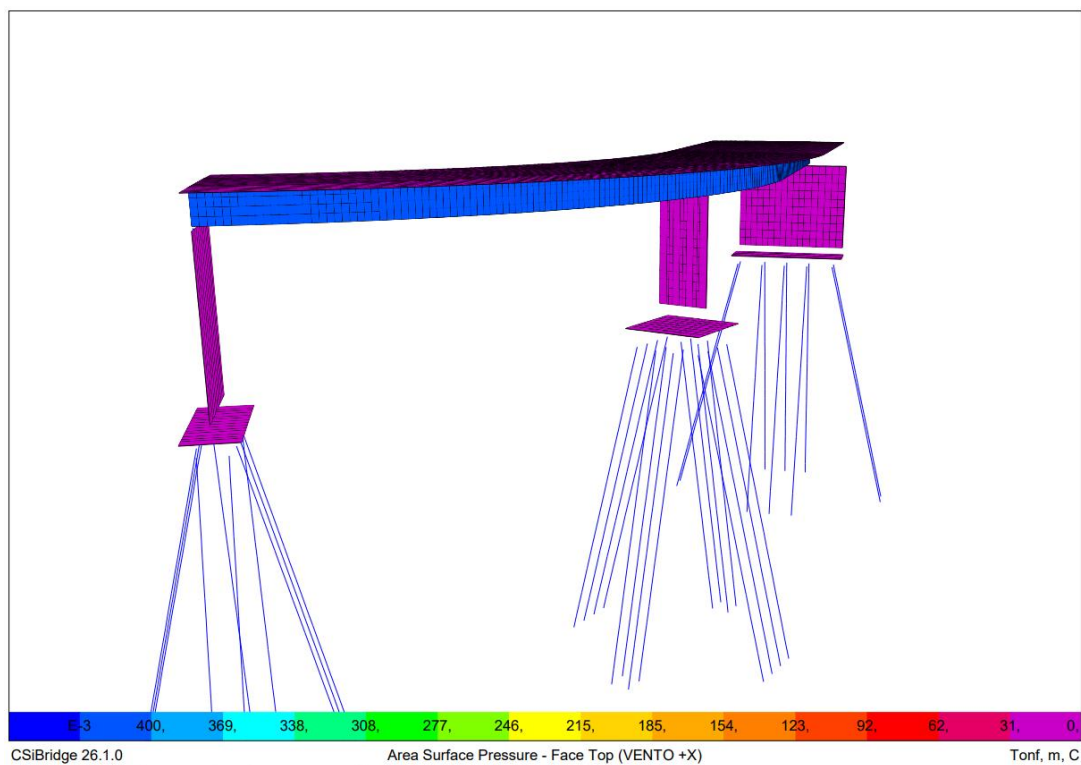


FIGURA 112 – CARREGAMENTO CARGAS DE VENTO(+X) – CSIBRIDGE

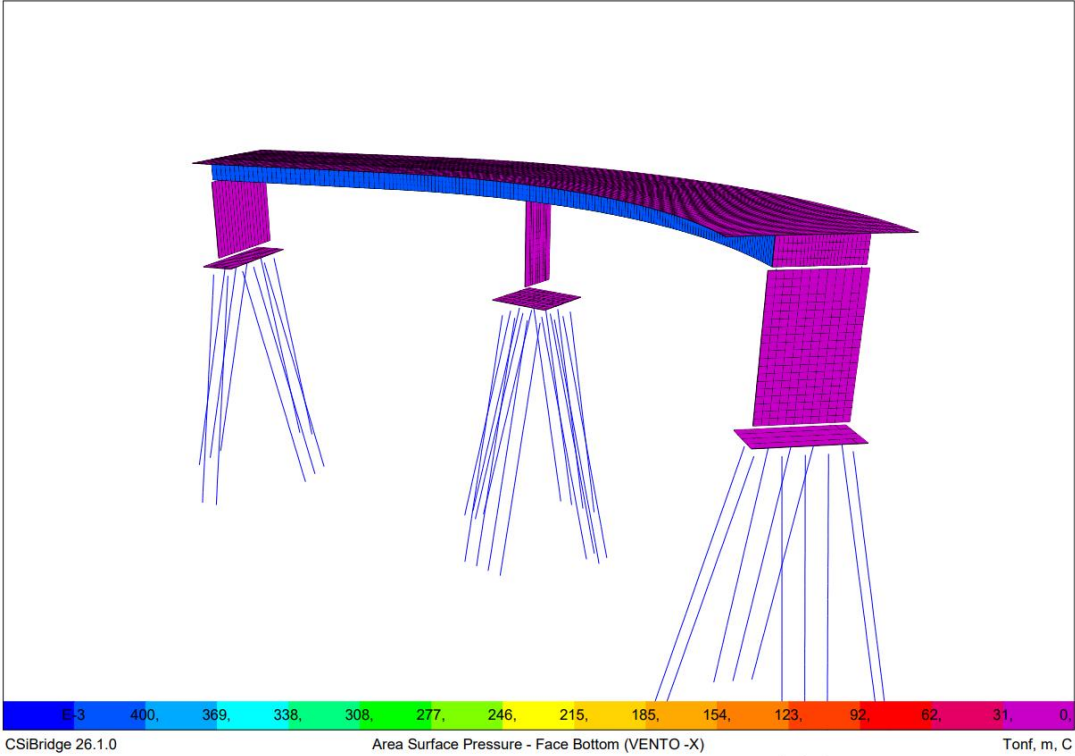


FIGURA 113 – CARREGAMENTO CARGAS DE VENTO(-X) – CSIBRIDGE

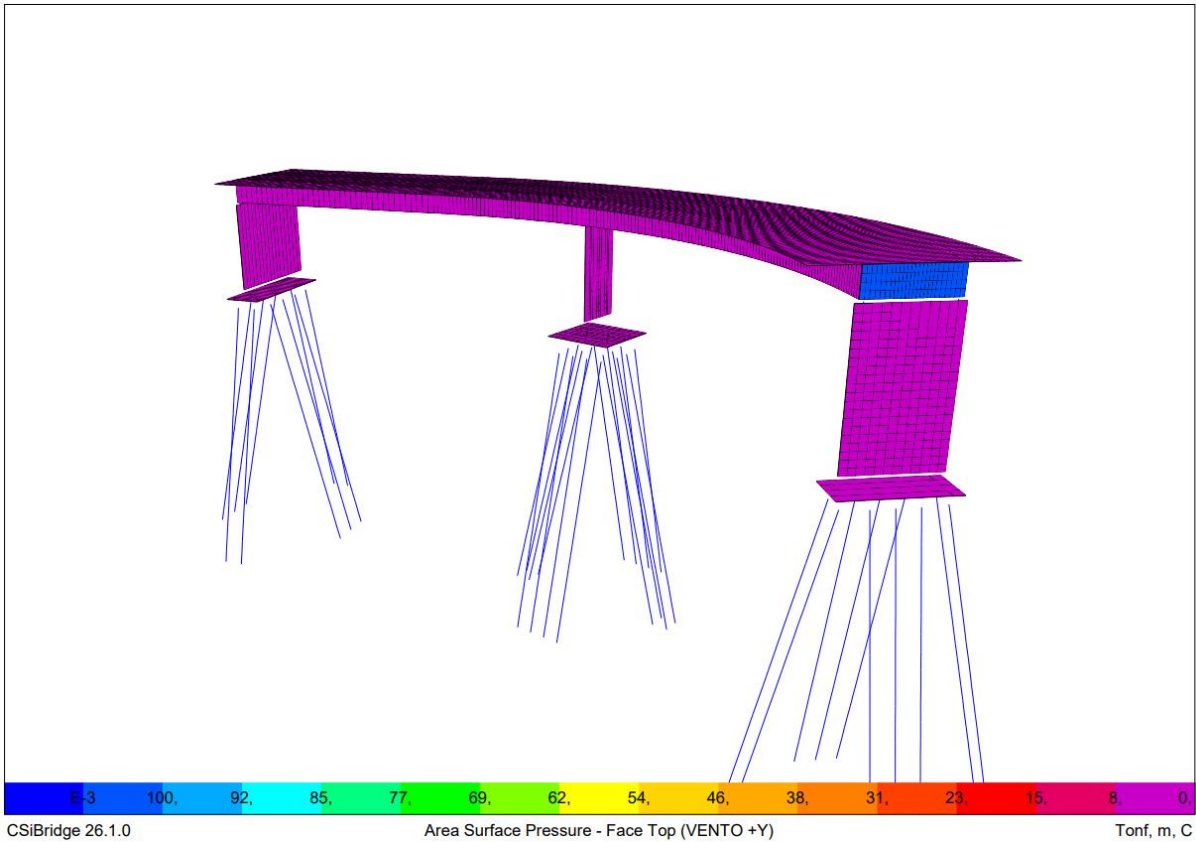


FIGURA 114 – CARREGAMENTO CARGAS DE VENTO(+Y) – CSIBRIDGE

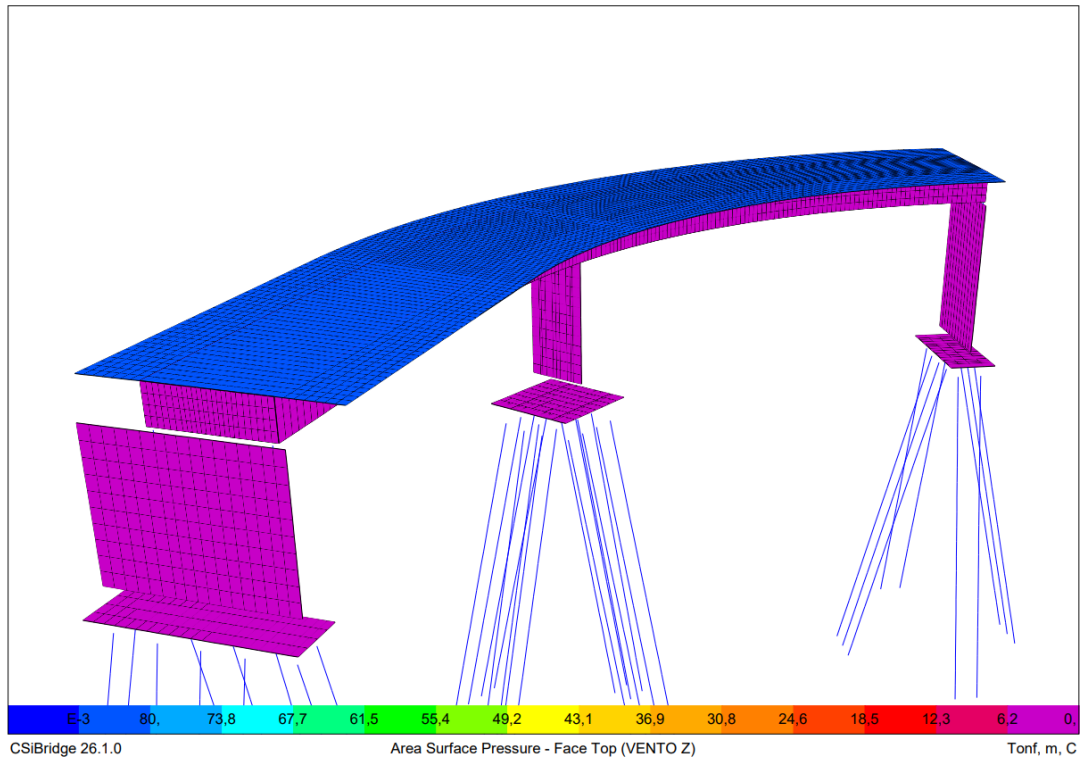


FIGURA 115 – CARREGAMENTO CARGAS DE VENTO(+Z) – CSIBRIDGE

4.1.7.5 Trem-tipo

A carga do trem tipo foi dimensionada de acordo com as cargas do caminhão de projeto TB-45, como especificado no item 3.6.6. As imagens a seguir, mostram a definição do veículo no software.

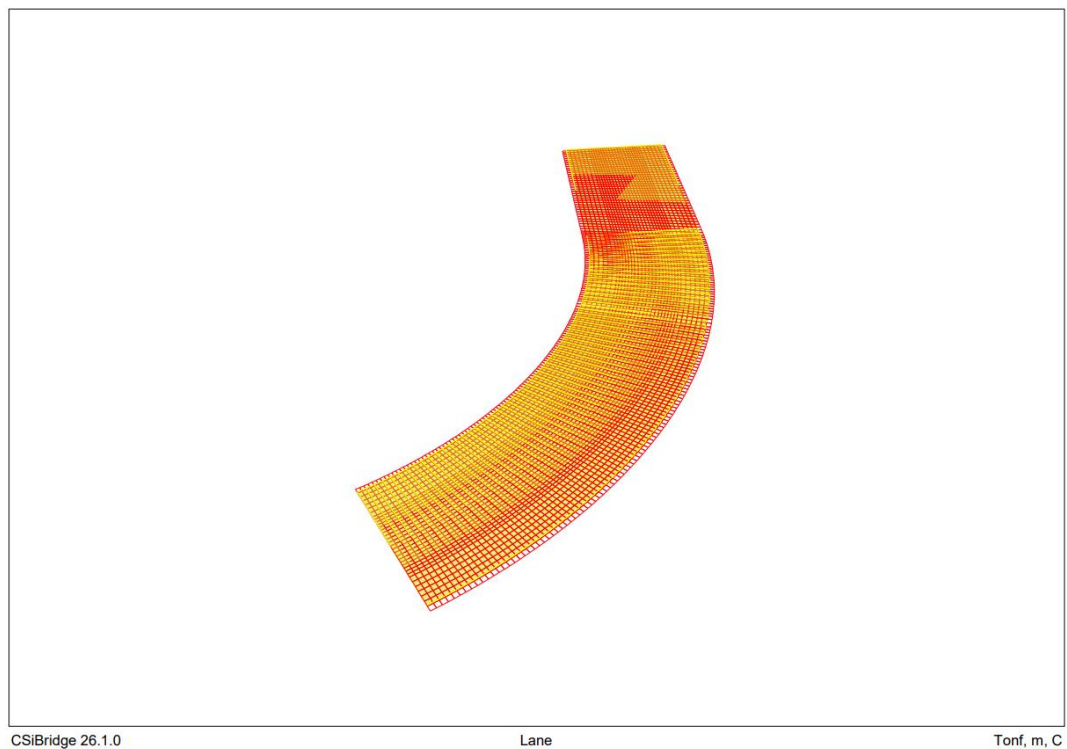


FIGURA 116 – LANE DO TREM-TIPO

B Vehicle Data

Vehicle Name: Design Type: Units:

Source: User Defined Notes:

Length Effects

Axle:

Uniform:

Vehicle Location in Lane

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
Straddle Reduction Factor:

☐ Vehicle Remains Fully in Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge:
Lane Interior Edge:

Center of Gravity

Height - Axle Loads:
Height - Uniform Loads:

B Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor: Axle Load Scale Factor:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	15,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	15,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	15,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,

Floating Axle Loads

Value: Width Type: Axle Width:

For Lane Moments:

For Other Responses:

Floating Axle Load Scale Factor:

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

☐ Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:
Uniform Load Factor:

B Vehicle Data - Horizontal Loading

Centrifugal Load

☒ Consider Centrifugal Load

☒ Scale by Velocity²/g
☐ Scale by Unit Length

Velocity:

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

☒ Consider Overturning

Braking/Acceleration Load

☐ Consider Braking Load

Factor Set 1:
Factor Set 2:
Skew Factor:

Axle Loads:
Uniform Loads:

FIGURA 117 – DEFINIÇÕES DAS CARGAS DO TREM TIPO - 1/2

Vehicle Name

MULT

Design Type

Vehicle Live

Units

Tonf, m, C

Source

Source: User Defined

Convert to User Defined

Notes

Notes...

Length Effects

Axle

None

Modify/Show

Uniform

None

Modify/Show

Vehicle Location in Lane

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge

1

Lane Interior Edge

0.5

Center of Gravity

Height - Axle Loads

0

Height - Uniform Loads

0

OK

Cancel

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading...

Horizontal Loading...

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor

1

Axle Load Scale Factor

1

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		6.625	Fixed Width	10.8	0	One Point	
Leading Load	Infinite		6.625	Fixed Width	10.6	0	One Point	

Add

Insert

Modify

Delete

Floating Axle Loads

Value

Width Type

Axle Width

For Lane Moments

0

One Point

1

For Other Responses

0

One Point

1

Floating Axle Load Scale Factor

1

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK

Cancel

Superelevation Effects

☐ Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor

Uniform Load Factor

FIGURA 118 – DEFINIÇÕES DAS CARGAS DO TREM TIPO - 2/2

DIMENSIONAMENTO

4.1.8 Estacas do Viaduto (Eixos E-10 ao E-12)

A partir do modelo de cálculo em elementos finitos, obteve-se os esforços solicitantes na combinação de trabalho para as estacas em cada um dos eixos. Os prints do modelo apresentando os maiores esforços são apresentados a seguir.

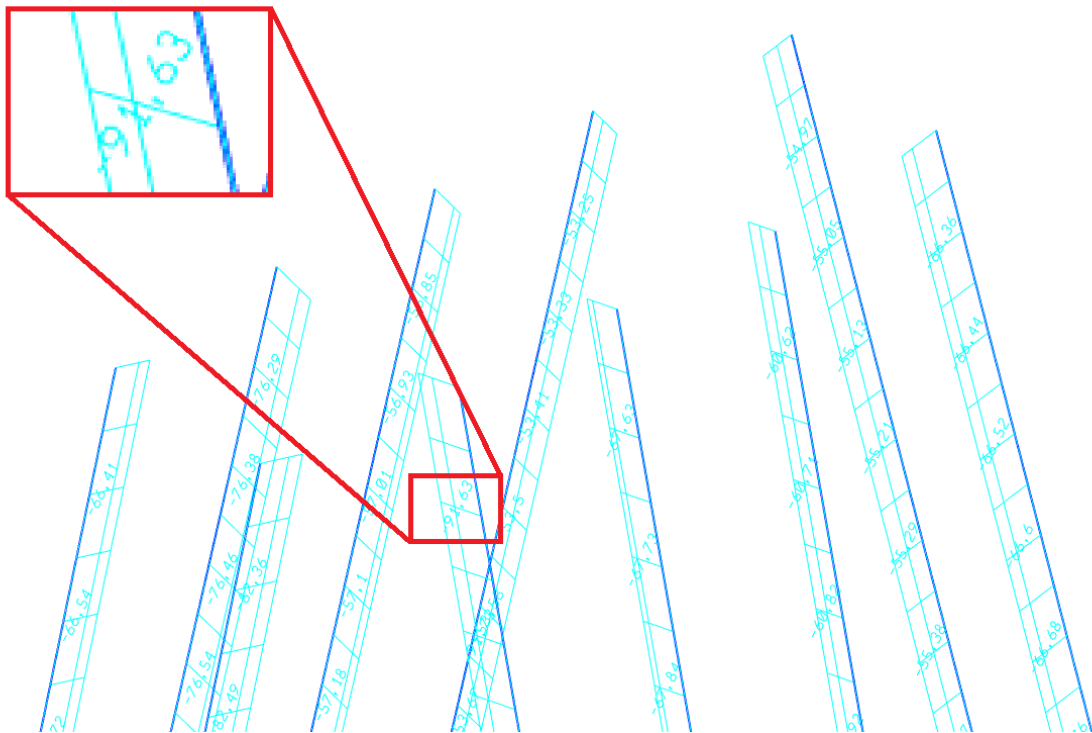


FIGURA 119 – RESULTADO DO ESFORÇO MÁXIMO NAS ESTACAS EIXO E10 (TF)

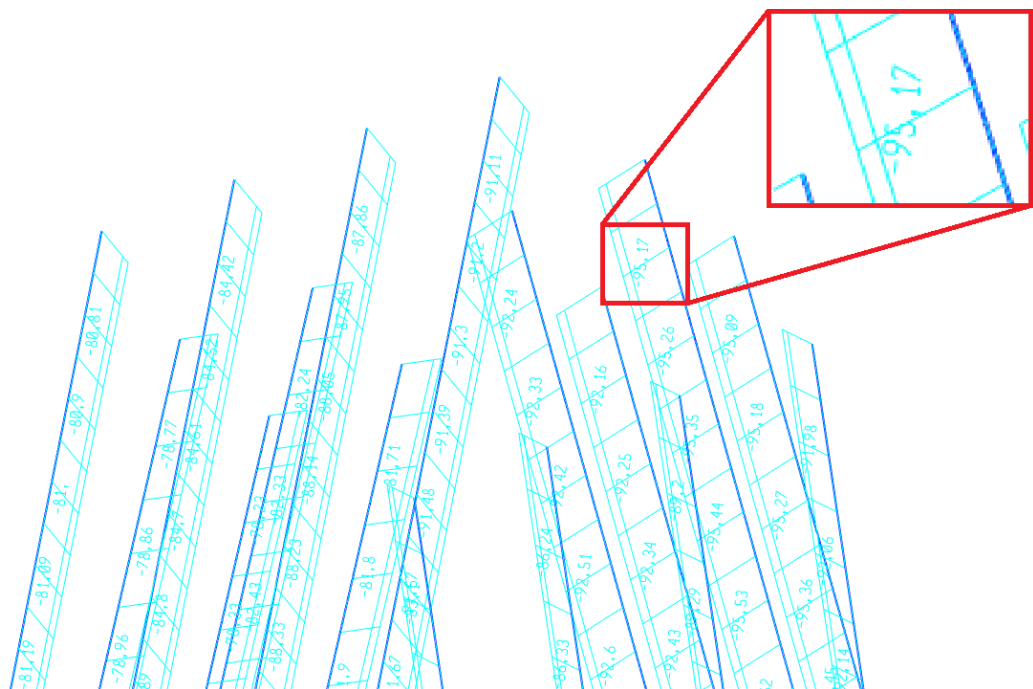


FIGURA 120 – RESULTADO DO ESFORÇO MÁXIMO NAS ESTACAS EIXO E11 (TF)

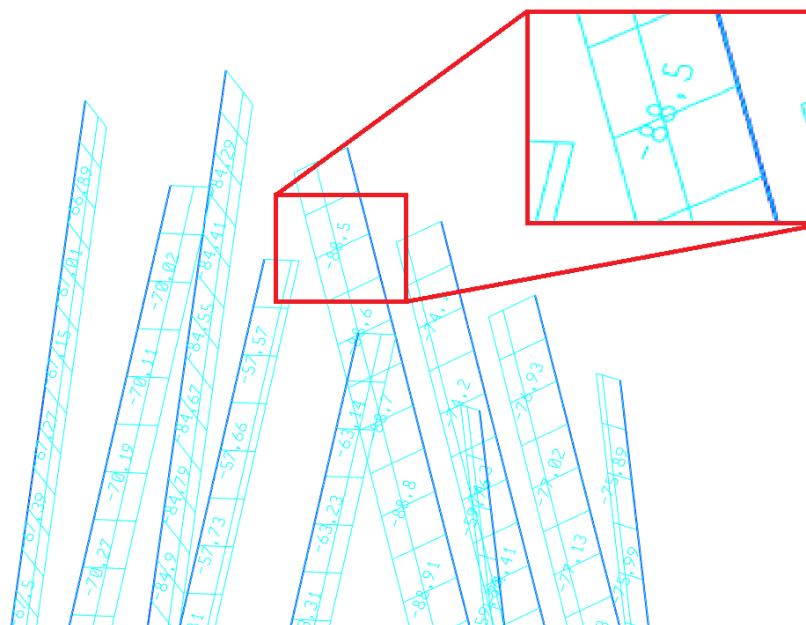


FIGURA 121 – RESULTADO DO ESFORÇO MÁXIMO NAS ESTACAS EIXO E12 (TF)

4.1.8.1 Capacidade Geotécnica

De posse do modelo estrutural, conforme detalhado, foram desenvolvidas análises da capacidade geotécnica das estacas.

Para a análise da capacidade geotécnica foram utilizados os resultados das combinações de carregamento de carga de trabalho (CT), que resultou em uma carga de trabalho máxima a compressão das estacas de 150 tf.

As estimativas de capacidade de carga e comprimento das estacas foram realizadas por meio da aplicação do método proposto por Aoki e Velloso (1975). Conforme recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2022) adotou-se um coeficiente de segurança global igual a 2,0 para o dimensionamento dos elementos de fundação.

A seguir, são detalhadas as análises da capacidade de carga realizadas ao longo dos furos de sondagem. Em função da locação desses ensaios, foi possível relacionar a sondagem diretamente com eixos da OAE.

CAPACIDADE DE CARGA ESTATICA AXIAL - MÉTODO AOKI-VELLOSO								Wosniak ENGENHARIA	
Projeto:									
Referências: SONDAGEM SP-01									
Tipo de Estaca:	Metálica	Modificador de atrito interno:						1,50	
Seção Transversal:	Perfil simples	Perímetro (m):						1,838	
Tipo de Ponta:	Fechada	Área da seção Aberta (m²):							
Largura da mesa - bf (m):	0,3080	Área da seção Fechada (m²):						0,0285	
Altura - h (m):	0,3030	Profundidade para análise (m):						21,00	
Carga de Trabalho - Compressão (kN):	1500	Lateral (%):						77,70%	
Carga de Trabalho - Tração (kN):	0	Ponta (%):						22,30%	
Fator de segurança:	2,0								
Perfil metálico adotado:	HP 310 x 93,0								
Deseja limitar ponta ?:		Contribuição da ponta desejada em relação ao valor total (%):							
Caso de avaliação:	Pior Caso	Caso de avaliação calculado como o pior:						Caso 02	
Prof. (m)	Nspt	Tipo de Solo	Ponta Resistência (kN)	Lateral Resistência Acumulada (kN)	Total Resistência última (kN)	Tração Resistência Total (kN)	Verificação Padm (kN) Qu/F.S	Padmtração (kN) Qu/F.S	Total Adm. Padm ≤ (kN) Padmtração ≤ (kN)
1	0	Argila	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila siltosa	7,64	11,72	19,37	11,72	9,68	5,86	9,68
3	2	Argila siltosa	7,64	23,45	31,09	23,45	15,55	11,72	15,55
4	2	Argila siltosa	7,64	35,17	42,81	35,17	21,41	17,59	21,41
5	2	Silte arenoso	16,75	49,23	65,99	49,23	32,99	24,62	32,99
6	2	Silte arenoso	16,75	63,30	80,05	63,30	40,02	31,65	40,02
7	2	Silte arenoso	16,75	77,36	94,11	77,36	47,06	38,68	47,06
8	2	Silte arenoso	16,75	91,42	108,18	91,42	54,09	45,71	54,09
9	2	Silte argiloso	8,62	100,89	109,51	100,89	54,75	50,44	54,75
10	3	Silte argiloso	12,93	115,08	128,01	115,08	64,01	57,54	64,01
11	3	Silte argiloso	12,93	129,28	142,21	129,28	71,10	64,64	71,10
12	3	Silte argiloso	12,93	143,47	156,40	143,47	78,20	71,74	78,20
13	12	Silte argiloso	51,71	200,25	251,96	200,25	125,98	100,13	125,98
14	43	Argila siltosa	164,33	452,31	616,64	452,31	308,32	226,16	308,32
15	44	Argila siltosa	168,15	710,24	878,39	710,24	439,19	355,12	439,19
16	24	Argila siltosa	91,72	850,92	942,64	850,92	471,32	425,46	471,32
17	41	Argila siltosa	156,69	1.091,26	1.247,95	1.091,26	623,97	545,63	623,97
18	50	Argila siltosa	191,08	1.384,36	1.575,44	1.384,36	787,72	692,18	787,72
19	50	Areia	650,50	1.678,44	2.328,93	1.678,44	1.164,47	839,22	1.164,47
20	50	Areia	650,50	1.972,52	2.623,01	1.972,52	1.311,51	986,26	1.311,51
21	50	Areia	650,50	2.266,60	2.917,09	2.266,60	1.458,55	1.133,30	1.458,55
22	50	Areia	650,50	2.560,68	3.211,17	2.560,68	1.605,59	1.280,34	1.605,59

TABELA 4.2 – CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – SPT300

CAPACIDADE DE CARGA ESTATICA AXIAL - MÉTODO AOKI-VELLOSO								Wosniak ENGENHARIA	
Projeto:									
Referências: SONDAGEM SP-01									
Tipo de Estaca:	Metálica	Modificador de atrito interno:						1,50	
Seção Transversal:	Perfil simples	Perímetro (m):						1,838	
Tipo de Ponta:	Fechada	Área da seção Aberta (m²):							
Largura da mesa - bf (m):	0,3080	Área da seção Fechada (m²):						0,0285	
Altura - h (m):	0,3030	Profundidade para análise (m):						21,00	
Carga de Trabalho - Compressão (kN):	1500	Lateral (%):						77,00%	
Carga de Trabalho - Tração (kN):	0	Ponta (%):						23,00%	
Fator de segurança:	2,0								
Perfil metálico adotado:	HP 310 x 93,0								
Deseja limitar ponta ?:		Contribuição da ponta desejada em relação ao valor total (%):							
Caso de avaliação:	Pior Caso	Caso de avaliação calculado como o pior:						Caso 02	
Prof. (m)	Nspt	Tipo de Solo	Ponta Resistência (kN)	Lateral Resistência Acumulada (kN)	Total Resistência última (kN)	Tração Resistência Total (kN)	Verificação Padm (kN) Qu/F.S	Padmtração (kN) Qu/F.S	Total Adm. Padm ≤ (kN) Padmtração ≤ (kN)
1	0	Argila	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila siltosa	7,64	11,72	19,37	11,72	9,68	5,86	9,68
3	2	Argila siltosa	7,64	23,45	31,09	23,45	15,55	11,72	15,55
4	2	Silte arenoso	16,75	37,51	54,26	37,51	27,13	18,76	27,13
5	2	Silte arenoso	16,75	51,57	68,32	51,57	34,16	25,79	34,16
6	2	Silte arenoso	16,75	65,64	82,39	65,64	41,19	32,82	41,19
7	2	Silte arenoso	16,75	79,70	96,45	79,70	48,23	39,85	48,23
8	2	Silte argiloso	8,62	89,16	97,78	89,16	48,89	44,58	48,89
9	2	Silte argiloso	8,62	98,63	107,25	98,63	53,62	49,31	53,62
10	2	Silte argiloso	8,62	108,09	116,71	108,09	58,35	54,05	58,35
11	2	Silte argiloso	8,62	117,55	126,17	117,55	63,09	58,78	63,09
12	2	Silte argiloso	8,62	127,02	135,64	127,02	67,82	63,51	67,82
13	10	Silte argiloso	43,10	174,33	217,43	174,33	108,71	87,17	108,71
14	28	Argila siltosa	107,01	338,47	445,47	338,47	222,74	169,23	222,74
15	37	Argila siltosa	141,40	555,36	696,76	555,36	348,38	277,68	348,38
16	26	Argila siltosa	99,36	707,77	807,13	707,77	403,56	353,88	403,56
17	50	Argila siltosa	191,08	1.000,86	1.191,94	1.000,86	595,97	500,43	595,97
18	50	Areia	650,50	1.294,94	1.945,44	1.294,94	972,72	647,47	972,72
19	50	Areia	650,50	1.589,02	2.239,52	1.589,02	1.119,76	794,51	1.119,76
20	50	Areia	650,50	1.883,10	2.533,60	1.883,10	1.266,80	941,55	1.266,80
21	50	Areia	650,50	2.177,18	2.827,68	2.177,18	1.413,84	1.088,59	1.413,84
22	50	Areia	650,50	2.471,26	3.121,76	2.471,26	1.560,88	1.235,63	1.560,88

TABELA 4.3 – CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – SPT301

CAPACIDADE DE CARGA ESTATICA AXIAL - MÉTODO AOKI-VELLOSO								Wosniak ENGENHARIA		
Projeto:										
Referências: SONDAGEM SP-01										
Tipo de Estaca:	Metálica	Modificador de atrito interno:							1,50	
Seção Transversal:	Perfil simples	Perímetro (m):							1,838	
Tipo de Ponta:	Fechada	Área da seção Aberta (m²):								
Largura da mesa - bf (m):	0,3080	Área da seção Fechada (m²):							0,0285	
Altura - h (m):	0,3030	Profundidade para análise (m):							21,00	
Carga de Trabalho - Compressão (kN):	1500	Lateral (%):							77,00%	
Carga de Trabalho - Tração (kN):	0	Ponta (%):							23,00%	
Fator de segurança:	2,0									
Perfil metálico adotado:	HP 310 x 93,0									
Deseja limitar ponta ?:		Contribuição da ponta desejada em relação ao valor total (%):								
Caso de avaliação:	Pior Caso	Caso de avaliação calculado como o pior:							Caso 02	
Prof. (m)	Nspt	Tipo de Solo	Ponta Resistência (kN)	Lateral Resistência Acumulada (kN)	Total Resistência última (kN)	Tração Resistência Total (kN)	Verificação Padm (kN) Qu/F.S	Padm _{verificação} (kN) Qu/F.S	Total Adm. Padm ≤ (kN)	Padm _{verificação} ≤ (kN)
1	0	Argila	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila siltosa	7,64	11,72	19,37	11,72	9,68	5,86	9,68	5,86
3	2	Argila siltosa	7,64	23,45	31,09	23,45	15,55	11,72	15,55	11,72
4	2	Silte arenoso	16,75	37,51	54,26	37,51	27,13	18,76	27,13	18,76
5	2	Silte arenoso	16,75	51,57	68,32	51,57	34,16	25,79	34,16	25,79
6	2	Silte arenoso	16,75	65,64	82,39	65,64	41,19	32,82	41,19	32,82
7	2	Silte arenoso	16,75	79,70	96,45	79,70	48,23	39,85	48,23	39,85
8	2	Silte argiloso	8,62	89,16	97,78	89,16	48,89	44,58	48,89	44,58
9	2	Silte argiloso	8,62	98,63	107,25	98,63	53,62	49,31	53,62	49,31
10	2	Silte argiloso	8,62	108,09	116,71	108,09	58,35	54,05	58,35	54,05
11	2	Silte argiloso	8,62	117,55	126,17	117,55	63,09	58,78	63,09	58,78
12	2	Silte argiloso	8,62	127,02	135,64	127,02	67,82	63,51	67,82	63,51
13	10	Silte argiloso	43,10	174,33	217,43	174,33	108,71	87,17	108,71	87,17
14	28	Argila siltosa	107,01	338,47	445,47	338,47	222,74	169,23	222,74	169,23
15	37	Argila siltosa	141,40	555,36	696,76	555,36	348,38	277,68	348,38	277,68
16	26	Argila siltosa	99,36	707,77	807,13	707,77	403,56	353,88	403,56	353,88
17	50	Argila siltosa	191,08	1.000,86	1.191,94	1.000,86	595,97	500,43	595,97	500,43
18	50	Areia	650,50	1.294,94	1.945,44	1.294,94	972,72	647,47	972,72	647,47
19	50	Areia	650,50	1.589,02	2.239,52	1.589,02	1.119,76	794,51	1.119,76	794,51
20	50	Areia	650,50	1.883,10	2.533,60	1.883,10	1.266,80	941,55	1.266,80	941,55
21	50	Areia	650,50	2.177,18	2.827,68	2.177,18	1.413,84	1.088,59	1.413,84	1.088,59
22	50	Areia	650,50	2.471,26	3.121,76	2.471,26	1.560,88	1.235,63	1.560,88	1.235,63

TABELA 4.4 – CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – SPT302

CAPACIDADE DE CARGA ESTATICA AXIAL - MÉTODO AOKI-VELLOSO								Wosniak ENGENHARIA		
Projeto:										
Referências: SONDAGEM SP-01										
Tipo de Estaca:	Metálica	Modificador de atrito interno:						1,50		
Seção Transversal:	Perfil simples	Perímetro (m):						1,838		
Tipo de Ponta:	Fechada	Área da seção Aberta (m²):								
Largura da mesa - bf (m):	0,3080	Área da seção Fechada (m²):						0,0285		
Altura - h (m):	0,3030	Profundidade para análise (m):						21,00		
Carga de Trabalho - Compressão (kN):	1500	Lateral (%):						86,16%		
Carga de Trabalho - Tração (kN):	0	Ponta (%):						13,84%		
Fator de segurança:	2,0									
Perfil metálico adotado:	HP 310 x 93,0									
Deseja limitar ponta ?:		Contribuição da ponta desejada em relação ao valor total (%):								
Caso de avaliação:	Pior Caso	Caso de avaliação calculado como o pior:						Caso 02		
Prof. (m)	Nspt	Tipo de Solo	Ponta	Lateral	Total	Tração	Verificação		Total Adm.	
			Resistência (kN)	Resistência Acumulada (kN)	Resistência última (kN)	Resistência Total (kN)	Padm (kN) Qu/F.S	Padmverificação (kN) Qu/F.S	Padm ≤ (kN)	Padmverificação ≤ (kN)
1	0	Areia	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	3	Argila siltosa	11,46	17,59	29,05	17,59	14,53	8,79	14,53	8,79
3	2	Argila siltosa	7,64	29,31	36,95	29,31	18,48	14,65	18,48	14,65
4	2	Argila siltosa	7,64	41,03	48,68	41,03	24,34	20,52	24,34	20,52
5	2	Argila siltosa	7,64	52,76	60,40	52,76	30,20	26,38	30,20	26,38
6	2	Argila siltosa	7,64	64,48	72,12	64,48	36,06	32,24	36,06	32,24
7	4	Argila siltosa	15,29	87,93	103,22	87,93	51,61	43,96	51,61	43,96
8	4	Argila siltosa	15,29	111,38	126,66	111,38	63,33	55,69	63,33	55,69
9	3	Argila siltosa	11,46	128,96	140,43	128,96	70,21	64,48	70,21	64,48
10	4	Argila siltosa	15,29	152,41	167,70	152,41	83,85	76,20	83,85	76,20
11	5	Silte arenoso	41,88	187,57	229,44	187,57	114,72	93,78	114,72	93,78
12	12	Silte arenoso	100,50	271,95	372,45	271,95	186,22	135,97	186,22	135,97
13	23	Silte arenoso	192,63	433,68	626,30	433,68	313,15	216,84	313,15	216,84
14	29	Silte arenoso	242,88	637,59	880,47	637,59	440,24	318,80	440,24	318,80
15	28	Silte arenoso	234,50	834,48	1.068,98	834,48	534,49	417,24	534,49	417,24
16	34	Silte arenoso	284,75	1.073,56	1.358,31	1.073,56	679,16	536,78	679,16	536,78
17	37	Silte arenoso	309,88	1.333,73	1.643,61	1.333,73	821,80	666,86	821,80	666,86
18	40	Silte arenoso	335,01	1.615,00	1.950,00	1.615,00	975,00	807,50	975,00	807,50
19	43	Silte arenoso	360,13	1.917,36	2.277,49	1.917,36	1.138,74	958,68	1.138,74	958,68
20	48	Silte arenoso	402,01	2.254,88	2.656,88	2.254,88	1.328,44	1.127,44	1.328,44	1.127,44
21	50	Silte arenoso	418,76	2.606,46	3.025,22	2.606,46	1.512,61	1.303,23	1.512,61	1.303,23
22	50	Areia	650,50	2.900,54	3.551,04	2.900,54	1.775,52	1.450,27	1.775,52	1.450,27

TABELA 4.5 – CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – SPT306

4.1.9 Blocos de Fundação

Para os blocos, dos eixos E-10 ao E-12, de forma conservadora, utilizou-se da reação máxima das estacas igual a 110 tf para todos os apoios (combinação rara) – estas obtidas no modelo em elementos finitos. A metodologia utilizada, para o dimensionamento, consiste no método das bielas-tirantes. Utilizou-se como fator majorador das cargas 1,4 e 1,1.

4.1.9.1 Bloco Eixo E-10

Temos ângulo entre biela e tirante igual a 60,97°, tendo, assim, um tirante igual a 61,05 tf. Sua projeção no eixo transversal é de 8,25 tf – considerando um ângulo de 82,23° com o eixo transversal. Sua projeção no eixo longitudinal é de 60,49 tf – considerando um ângulo de 7,77° com o eixo longitudinal. Portanto, para dimensionamento utilizamos a força de 8,25 tf para a armadura transversal e 60,49 tf para a longitudinal.

$$Ast = \frac{Tsk_t * 1,4 * 1,1}{fyd} = \frac{8,25 * 1,4 * 1,1}{4,35} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$Asl = \frac{Tsk_l * 1,4 * 1,1}{fyd} = \frac{60,49 * 1,4 * 1,1}{4,35} = 21,41 \text{ cm}^2$$

Sendo necessário 85% da armadura estar sobre a projeção da estaca temos, respectivamente:

- Ast = 2,48 cm²
- Asl = 18,20 cm²

Para a armadura transversal adota-se 6Ø20 sobre a projeção da estaca, totalizando 18,90 cm².

Para a armadura longitudinal adota-se 6Ø20 sobre a projeção da estaca, totalizando 18,90 cm².

Para a armadura de pele adotou-se Ø12,5 c/ 15 cm, totalizando 8,33 cm²/m, portanto, superior aos 5cm²/m por face, preconizados pela NBR6118

4.1.9.2 Bloco Eixo E-11

Temos um ângulo entre biela e tirante igual a 38,22°, tendo, assim, um tirante igual a 139,69 tf. Sua projeção no eixo transversal é de 98,77 tf – considerando um ângulo de 45° com o eixo transversal. Sua projeção no eixo longitudinal é de 98,77 tf – considerando um ângulo de 45° com o eixo longitudinal.

Portanto, para dimensionamento utilizamos a força de 98,77 tf para a armadura transversal e longitudinal:

$$Ast = Asl = \frac{Tsk * 1,4 * 1,1}{fyd} = \frac{98,77 * 1,4 * 1,1}{4,35} = 34,97 \text{ cm}^2$$

Sendo necessário 85% da armadura estar sobre a projeção da estaca temos:

- $A_{st} = A_{sl} = 29,72 \text{ cm}^2$;

Adota-se 10Ø25 sobre a projeção da estaca, totalizando 50 cm².

Para a armadura de pele adotou-se Ø12,5 c/ 15 cm, totalizando 8,33 cm²/m, portanto, superior aos 5 cm²/m mínimos, por face, preconizados pela NBR 6118.

4.1.9.3 Bloco Eixo E-12

Temos um ângulo entre biela e tirante igual a 60,97°, tendo, assim, um tirante igual a 61,05 tf. Sua projeção no eixo transversal é de 8,25 tf – considerando um ângulo de 82,23° com o eixo transversal. Sua projeção no eixo longitudinal é de 60,49 tf – considerando um ângulo de 7,77° com o eixo longitudinal.

Portanto, para dimensionamento utilizamos a força de 8,25 tf para a armadura transversal e 60,49 tf para a longitudinal:

$$A_{st} = \frac{T_{sk_t} * 1,4 * 1,1}{f_{yd}} = \frac{8,25 * 1,4 * 1,1}{4,35} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = \frac{T_{sk_l} * 1,4 * 1,1}{f_{yd}} = \frac{60,49 * 1,4 * 1,1}{4,35} = 21,41 \text{ cm}^2$$

Sendo necessário 85% da armadura estar sobre a projeção da estaca temos, respectivamente:

- $A_{st} = 2,48 \text{ cm}^2$;
- $A_{sl} = 18,20 \text{ cm}^2$.

Para a armadura transversal adota-se 4Ø12,5 sobre a projeção da estaca, totalizando 5 cm².

Para a armadura longitudinal adota-se 6Ø20 sobre a projeção da estaca, totalizando 18,90 cm².

Para a armadura de pele adotou-se Ø12,5 c/ 15 cm, totalizando 8,33 cm²/m, portanto, superior aos 5 cm²/m mínimos, por face, preconizados pela NBR 6118.

4.1.10 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares, foi utilizado o software PCalc, e os resultados são apresentados a seguir.

4.1.10.1 Esforços Solicitantes (Eixos E-10 ao E-12)

Os esforços dos pilares foram extraídos a partir do modelo de cálculo elaborado no software CSiBridge. Os valores são apresentados a seguir nas próximas tabelas.

RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-10 - 610x90cm					
SECTION CUT	CARREGAMENTO	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-10_T	DEAD	TOPO	-234,50	-100,61	-102,89
SCUT-E-10_B		BASE	-367,46	-99,91	-105,25
SCUT-E-10_T	PERM	TOPO	-57,61	-25,97	-26,58
SCUT-E-10_B		BASE	-57,61	-22,93	-25,89
SCUT-E-10_T	FREN	TOPO	1,66	-6,98	-6,31
SCUT-E-10_B		BASE	1,66	-36,01	42,56
SCUT-E-10_T	VENTO +X	TOPO	-4,46	21,32	21,16
SCUT-E-10_B		BASE	-4,46	130,65	72,53
SCUT-E-10_T	VENTO -X	TOPO	4,00	-19,34	-19,21
SCUT-E-10_B		BASE	4,00	-113,18	-61,74
SCUT-E-10_T	VENTO +Y	TOPO	0,11	-0,52	-0,49
SCUT-E-10_B		BASE	0,11	-4,27	-0,38
SCUT-E-10_T	VENTO -Y	TOPO	0,00	0,00	-0,02
SCUT-E-10_B		BASE	0,00	-0,13	-2,34
SCUT-E-10_T	VENTO Z	TOPO	-10,78	-5,68	-5,80
SCUT-E-10_B		BASE	-10,78	-5,73	-5,91
SCUT-E-10_T	TEMP +	TOPO	-0,04	0,39	0,30
SCUT-E-10_B		BASE	-0,04	1,08	-8,67
SCUT-E-10_T	TEMP -	TOPO	0,30	-2,86	-2,18
SCUT-E-10_B		BASE	0,30	-7,86	62,86
SCUT-E-10_T	MULT	TOPO	10,99	89,14	90,89
SCUT-E-10_B		BASE	-90,29	-139,41	-123,09
SCUT-E-10_T	MULT	TOPO	-90,29	-114,21	-116,57
SCUT-E-10_B		BASE	10,99	117,62	97,19
SCUT-E-10_T	VEIC	TOPO	6,96	51,10	52,17
SCUT-E-10_B		BASE	-42,54	-75,75	-70,25
SCUT-E-10_T	VEIC	TOPO	-42,54	-68,49	-69,95
SCUT-E-10_B		BASE	6,96	56,14	50,68
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES					
SECTION CUT	COMBINAÇÃO MAX./MIN.	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-10_T	MÁX P (-)	TOPO	-441,89	-286,27	-294,02
SCUT-E-10_B	MÁX P (-)	BASE	-574,84	-175,98	-309,10
SCUT-E-10_T	MÁX P (+)	TOPO	-268,09	-16,05	-14,63
SCUT-E-10_B	MÁX P (+)	BASE	-401,05	-110,53	57,70
SCUT-E-10_T	MÁX M2T (-)	TOPO	-429,65	-344,67	-350,01
SCUT-E-10_B	MÁX M2T (-)	BASE	-562,61	-505,18	-289,42
SCUT-E-10_T	MÁX M2T (+)	TOPO	-280,33	42,35	41,37
SCUT-E-10_B	MÁX M2T (+)	BASE	-413,29	218,67	38,02
SCUT-E-10_T	MÁX M3L (-)	TOPO	-429,65	-344,67	-350,01
SCUT-E-10_B	MÁX M3L (-)	BASE	-566,27	-424,21	-446,08
SCUT-E-10_T	MÁX M3L (+)	TOPO	-280,33	42,35	41,37
SCUT-E-10_B	MÁX M3L (+)	BASE	-409,62	137,70	194,68

TABELA 4.6 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-10 – CSIBRIDGE

RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-11 - 350x90cm					
SECTION CUT	CARREGAMENTO	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-11_T	DEAD	TOPO	-730,98	-1,41	0,04
SCUT-E-11_B		BASE	-788,40	-1,23	2,65
SCUT-E-11_T	PERM	TOPO	-186,86	-2,23	-0,01
SCUT-E-11_B		BASE	-186,86	-0,16	0,13
SCUT-E-11_T	FREN	TOPO	-1,51	26,95	1,45
SCUT-E-11_B		BASE	-1,51	-1,36	93,90
SCUT-E-11_T	VENTO +X	TOPO	8,92	-137,23	-0,82
SCUT-E-11_B		BASE	8,92	4,56	-3,28
SCUT-E-11_T	VENTO -X	TOPO	-7,97	123,80	0,75
SCUT-E-11_B		BASE	-7,97	-4,09	3,41
SCUT-E-11_T	VENTO +Y	TOPO	-0,19	2,85	0,06
SCUT-E-11_B		BASE	-0,19	-0,12	3,33
SCUT-E-11_T	VENTO -Y	TOPO	-0,04	0,50	-0,04
SCUT-E-11_B		BASE	-0,04	0,00	-3,36
SCUT-E-11_T	VENTO Z	TOPO	-35,35	-0,28	0,00
SCUT-E-11_B		BASE	-35,35	-0,08	0,06
SCUT-E-11_T	TEMP +	TOPO	0,05	0,22	-0,01
SCUT-E-11_B		BASE	0,05	-0,01	-0,96
SCUT-E-11_T	TEMP -	TOPO	-0,39	-1,63	0,09
SCUT-E-11_B		BASE	-0,39	0,09	6,99
SCUT-E-11_T	MULT	TOPO	0,28	47,15	0,24
SCUT-E-11_B		BASE	-253,91	-3,47	-3,87
SCUT-E-11_T	MULT	TOPO	-253,91	-42,53	-0,21
SCUT-E-11_B		BASE	0,28	3,44	4,01
SCUT-E-11_T	VEIC	TOPO	1,68	18,77	0,08
SCUT-E-11_B		BASE	-52,49	-1,50	-1,85
SCUT-E-11_T	VEIC	TOPO	-52,49	-19,49	-0,09
SCUT-E-11_B		BASE	1,68	1,33	1,76
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES					
SECTION CUT	COMBINAÇÃO MAX./MIN.	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-11_T	MÁX P (-)	TOPO	-1.269,68	86,52	2,02
SCUT-E-11_B	MÁX P (-)	BASE	-1.327,10	-11,93	101,38
SCUT-E-11_T	MÁX P (+)	TOPO	-905,40	-101,68	-1,93
SCUT-E-11_B	MÁX P (+)	BASE	-962,82	9,28	-89,59
SCUT-E-11_T	MÁX M2T (-)	TOPO	-1.249,55	-231,76	-2,46
SCUT-E-11_B	MÁX M2T (-)	BASE	-1.326,65	-12,03	93,42
SCUT-E-11_T	MÁX M2T (+)	TOPO	-925,53	216,60	2,55
SCUT-E-11_B	MÁX M2T (+)	BASE	-963,26	9,38	-81,63
SCUT-E-11_T	MÁX M3L (-)	TOPO	-1.249,15	-229,40	-2,60
SCUT-E-11_B	MÁX M3L (-)	BASE	-1.271,22	-0,46	-104,45
SCUT-E-11_T	MÁX M3L (+)	TOPO	-925,93	214,24	2,69
SCUT-E-11_B	MÁX M3L (+)	BASE	-1018,69	-2,19	116,24

TABELA 4.7 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-11 – CSIBRIDGE

RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-12 - 902,5x90cm					
SECTION CUT	CARREGAMENTO	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-12_T	DEAD	TOPO	-227,86	148,22	-48,97
SCUT-E-12_B		BASE	-373,49	132,74	-44,90
SCUT-E-12_T	PERM	TOPO	-55,83	35,27	-11,64
SCUT-E-12_B		BASE	-55,83	37,57	-11,85
SCUT-E-12_T	FREN	TOPO	-0,16	-9,40	3,96
SCUT-E-12_B		BASE	-0,16	11,12	56,85
SCUT-E-12_T	VENTO +X	TOPO	-4,46	83,79	-27,43
SCUT-E-12_B		BASE	-4,46	169,70	-38,75
SCUT-E-12_T	VENTO -X	TOPO	3,97	-76,18	24,95
SCUT-E-12_B		BASE	3,97	-157,84	36,68
SCUT-E-12_T	VENTO +Y	TOPO	0,08	-1,35	0,47
SCUT-E-12_B		BASE	0,08	-0,76	2,17
SCUT-E-12_T	VENTO -Y	TOPO	0,04	-0,59	0,16
SCUT-E-12_B		BASE	0,04	-2,24	-1,64
SCUT-E-12_T	VENTO Z	TOPO	-10,42	4,41	-1,46
SCUT-E-12_B		BASE	-10,42	4,32	-1,41
SCUT-E-12_T	TEMP +	TOPO	-0,01	-1,19	0,50
SCUT-E-12_B		BASE	-0,01	-1,46	8,04
SCUT-E-12_T	TEMP -	TOPO	0,09	8,61	-3,62
SCUT-E-12_B		BASE	0,09	10,62	-58,31
SCUT-E-12_T	MULT	TOPO	18,33	226,81	57,04
SCUT-E-12_B		BASE	-95,67	-192,08	-77,26
SCUT-E-12_T	MULT	TOPO	-95,67	-172,83	-74,85
SCUT-E-12_B		BASE	18,33	248,20	59,50
SCUT-E-12_T	VEIC	TOPO	9,69	146,76	21,18
SCUT-E-12_B		BASE	-43,74	-70,49	-50,77
SCUT-E-12_T	VEIC	TOPO	-43,74	-64,10	-48,48
SCUT-E-12_B		BASE	9,69	153,67	23,35
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES					
SECTION CUT	COMBINAÇÃO MAX./MIN.	TOPO/BASE	P	M2T	M3L
SCUT-E-12_T	MÁX P (-)	TOPO	-438,13	24,17	-208,38
SCUT-E-12_B	MÁX P (-)	BASE	-583,76	91,41	-160,05
SCUT-E-12_T	MÁX P (+)	TOPO	-251,33	496,94	35,61
SCUT-E-12_B	MÁX P (+)	BASE	-396,96	410,82	-51,86
SCUT-E-12_T	MÁX M2T (-)	TOPO	-419,17	-142,15	-153,91
SCUT-E-12_B	MÁX M2T (-)	BASE	-564,49	-265,70	-196,38
SCUT-E-12_T	MÁX M2T (+)	TOPO	-270,29	663,26	-18,86
SCUT-E-12_B	MÁX M2T (+)	BASE	-416,24	767,93	-15,53
SCUT-E-12_T	MÁX M3L (-)	TOPO	-437,72	52,77	-220,41
SCUT-E-12_B	MÁX M3L (-)	BASE	-583,31	79,00	-341,74
SCUT-E-12_T	MÁX M3L (+)	TOPO	-251,74	468,35	47,64
SCUT-E-12_B	MÁX M3L (+)	BASE	-397,41	423,23	129,83

TABELA 4.8 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS - APOIO E-12 – CSIBRIDGE

4.1.10.2 Pilar Eixo E-10



PILAR APOIO E-10: Dados Gerais

Seção Transversal:

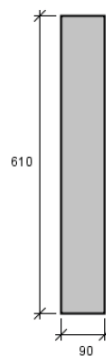
**Armação:** 8 ϕ 20 mm ($A_s = 257,61 \text{ cm}^2$)**Propriedade seção bruta de concreto:**Área: $A_c = 54900 \text{ cm}^2$ Centro de gravidade: $x_{cg} = 45 \text{ cm}$ $y_{cg} = 305 \text{ cm}$ Inércia em relação ao cg: $I_x = 1702357500 \text{ cm}^4$ $I_y = 37057500 \text{ cm}^4$ **Taxa de armadura:** $\rho_s = 0,47 \%$ **Materiais:** Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ **Tipo de vinculação:** Pilar em Balanço**Comprimento:** $L = 715 \text{ cm}$ **Índice de Esbeltez:** $\lambda_x = 8$ $\lambda_y = 55$

FIGURA 122 – DADOS GERAIS PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Dados Armadura

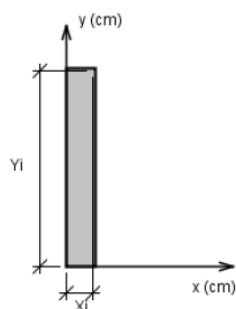


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	5	5
2	20.0	85	5
3	20.0	5	20
4	20.0	85	20
5	20.0	5	35
6	20.0	85	35
7	20.0	5	50
8	20.0	85	50
9	20.0	5	65
10	20.0	85	65
11	20.0	5	80
12	20.0	85	80
13	20.0	5	95
14	20.0	85	95
15	20.0	5	110
16	20.0	85	110
17	20.0	5	125
18	20.0	85	125
19	20.0	5	140
20	20.0	85	140
21	20.0	5	155
22	20.0	85	155
23	20.0	5	170
24	20.0	85	170
25	20.0	5	185
26	20.0	85	185
27	20.0	5	200
28	20.0	85	200
29	20.0	5	215
30	20.0	85	215
31	20.0	5	230
32	20.0	85	230
33	20.0	5	245
34	20.0	85	245
35	20.0	5	260

FIGURA 123 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 1 - 1/2 – PCALC

36	20.0	85	260
37	20.0	5	275
38	20.0	85	275
39	20.0	5	290
40	20.0	85	290
41	20.0	5	305
42	20.0	85	305
43	20.0	5	320
44	20.0	85	320
45	20.0	5	335
46	20.0	85	335
47	20.0	5	350
48	20.0	85	350
49	20.0	5	365
50	20.0	85	365
51	20.0	5	380
52	20.0	85	380
53	20.0	5	395
54	20.0	85	395
55	20.0	5	410
56	20.0	85	410
57	20.0	5	425
58	20.0	85	425
59	20.0	5	440
60	20.0	85	440
61	20.0	5	455
62	20.0	85	455
63	20.0	5	470
64	20.0	85	470
65	20.0	5	485
66	20.0	85	485
67	20.0	5	500
68	20.0	85	500
69	20.0	5	515
70	20.0	85	515
71	20.0	5	530
72	20.0	85	530
73	20.0	5	545
74	20.0	85	545
75	20.0	5	560
76	20.0	85	560
77	20.0	5	575
78	20.0	85	575
79	20.0	5	590
80	20.0	85	590
81	20.0	5	605
82	20.0	85	605

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

FIGURA 124 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 1 - 2/2 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Dados Esforços

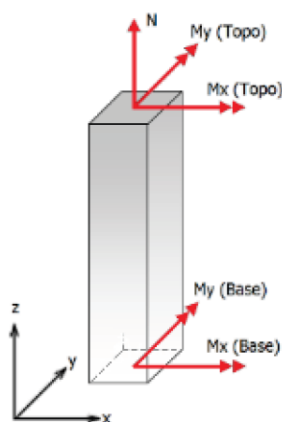


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ak}	$M_{ak,x}(\text{Topo})$	$M_{ak,y}(\text{Topo})$	$M_{ak,x}(\text{Base})$	$M_{ak,y}(\text{Base})$
1	-442.89	-286.27	-294.02	175.98	309.1
2	-268.09	-16.05	-14.63	110.53	-57.7
3	-429.65	-344.67	-350.01	505.18	289.42
4	-280.33	42.35	41.37	-218.67	-38.02
5	-429.65	-344.67	-350.01	424.21	446.08
6	-280.33	42.35	41.37	-137.7	-194.68

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 125 – DADOS ESFORÇOS PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resumo verificação ELU

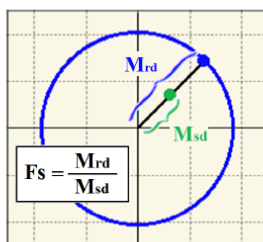


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-620.05	-247.33	466.51	1.48
2	-375.33	-154.99	-83.14	7.01
3	-601.51	-505.37	488.14	1.38
4	-392.46	306.65	-56.13	9.15
5	-601.51	-595.64	670.25	1.01
6	-392.46	193.12	-283.17	2.12

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 126 – RESUMO VERIFICAÇÃO ELU PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação nº 1

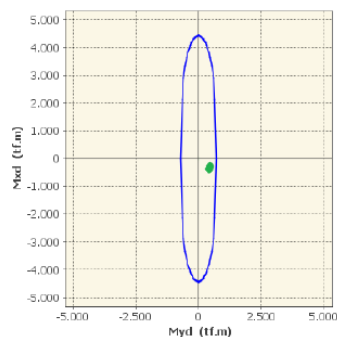


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

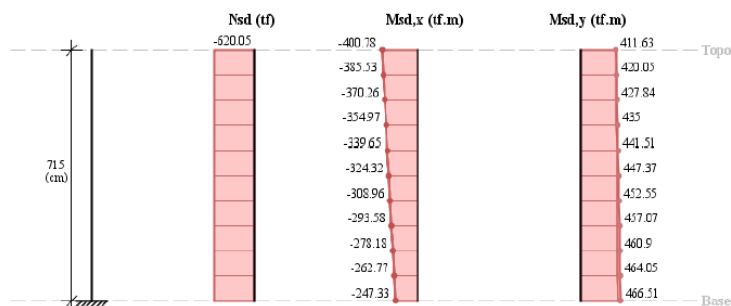


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

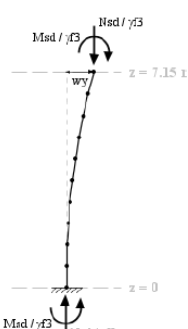


Figura: Deslocamento wy

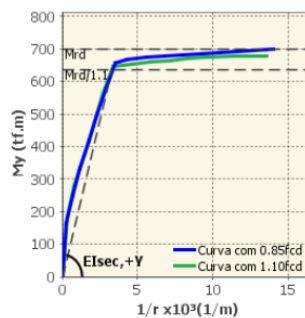
Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 4477136.84 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

Z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7.15	0.00155	-400.78	0	-400.78
6.435	0.00124	-385.34	-0.2	-385.53
5.72	0.00096	-369.9	-0.37	-370.26
5.005	0.00072	-354.46	-0.51	-354.97
4.29	0.00052	-339.02	-0.64	-339.65
3.575	0.00035	-323.57	-0.74	-324.32
2.86	0.00022	-308.13	-0.82	-308.96
2.145	0.00012	-292.69	-0.89	-293.58
1.43	0.00005	-277.25	-0.93	-278.18
0.715	0.00001	-261.81	-0.95	-262.77
0	0	-246.37	-0.96	-247.33

Momentos em torno do eixo y:



Figura: Deslocamento wx

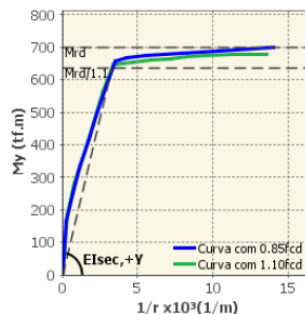
Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 193549.75 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

Z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7.15	-0.05446	411.63	0	411.63
6.435	-0.04429	413.74	6.31	420.05
5.72	-0.03512	415.85	11.99	427.84
5.005	-0.02698	417.96	17.04	435
4.29	-0.01988	420.07	21.44	441.51
3.575	-0.01385	422.18	25.18	447.37
2.86	-0.00889	424.3	28.26	452.55
2.145	-0.00501	426.41	30.66	457.07
1.43	-0.00223	428.52	32.38	460.9
0.715	-0.00056	430.63	33.42	464.05
0	0	432.74	33.77	466.51

FIGURA 127 – RESULTADO COMBINAÇÃO 1 PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação nº 2

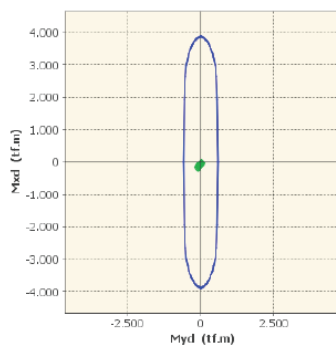


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

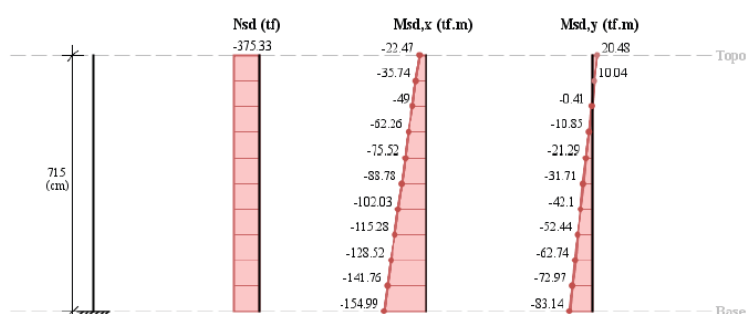


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

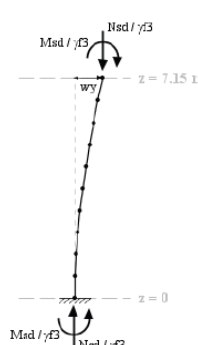
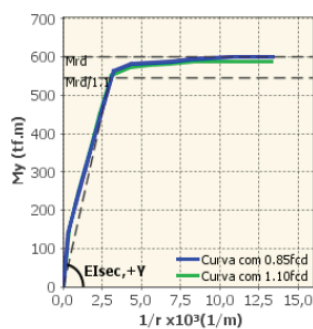
Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 3957463.45 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

Z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7.15	0.00065	-22.47	0	-22.47
6.435	0.00055	-35.7	-0.04	-35.74
5.72	0.00045	-48.92	-0.08	-49
5.005	0.00036	-62.15	-0.11	-62.26
4.29	0.00027	-75.38	-0.14	-75.52
3.575	0.00019	-88.61	-0.17	-88.78
2.86	0.00013	-101.83	-0.2	-102.03
2.145	0.00007	-115.06	-0.22	-115.28
1.43	0.00003	-128.29	-0.23	-128.52
0.715	0.00001	-141.51	-0.24	-141.76
0	0	-154.74	-0.24	-154.99

Momentos em torno do eixo y:

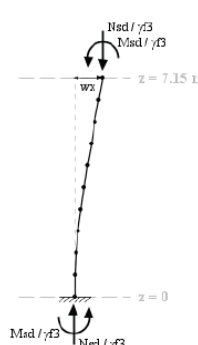
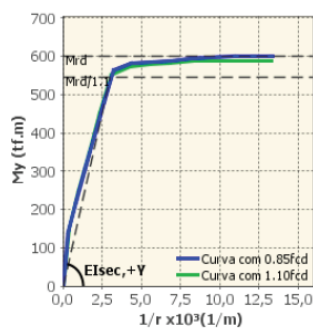
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 180311.23 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

Z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7.15	0.00628	20.48	0	20.48
6.435	0.00544	10.36	-0.31	10.04
5.72	0.00458	0.23	-0.64	-0.41
5.005	0.00372	-9.9	-0.96	-10.85
4.29	0.00289	-20.02	-1.27	-21.29
3.575	0.00212	-30.15	-1.56	-31.71
2.86	0.00142	-40.28	-1.82	-42.1
2.145	0.00084	-50.4	-2.04	-52.44
1.43	0.00039	-60.53	-2.21	-62.74
0.715	0.0001	-70.65	-2.32	-72.97
0	0	-80.78	-2.36	-83.14

FIGURA 128 – RESULTADO COMBINAÇÃO 2 PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação nº 3

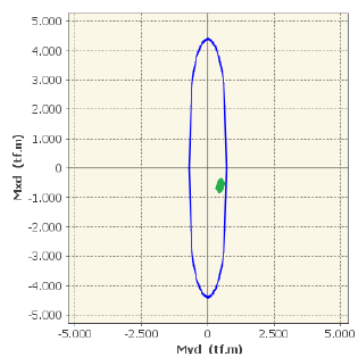


Figura: Diagrama de interação (Comb. 3)

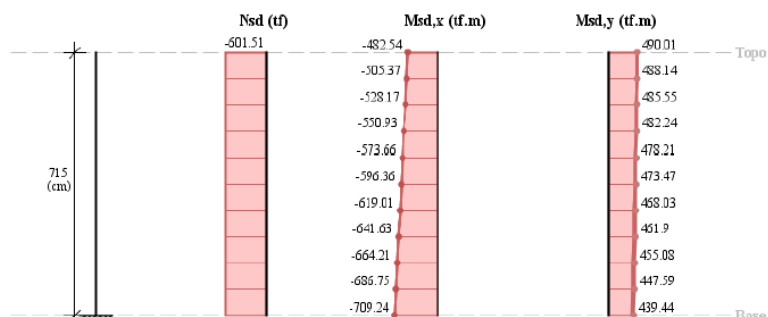
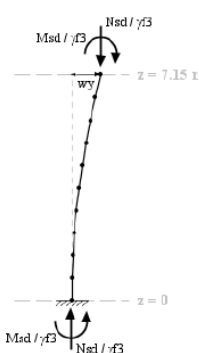
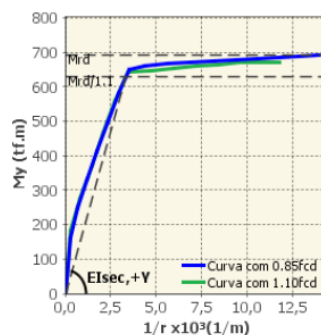


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 3)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

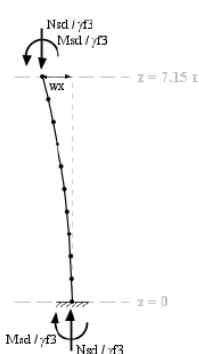
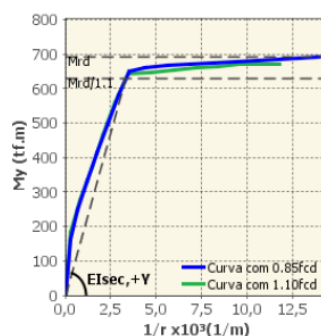
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 4456680.79 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7.15	0.0033	-482.54	0	-482.54
6.435	0.00271	-505.01	-0.36	-505.37
5.72	0.00216	-527.48	-0.69	-528.17
5.005	0.00168	-549.95	-0.98	-550.93
4.29	0.00125	-572.42	-1.24	-573.66
3.575	0.00087	-594.9	-1.46	-596.36
2.86	0.00057	-617.37	-1.65	-619.01
2.145	0.00032	-639.84	-1.79	-641.63
1.43	0.00014	-662.31	-1.9	-664.21
0.715	0.00004	-684.78	-1.97	-686.75
0	0	-707.25	-1.99	-709.24

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 188581.82 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7.15	-0.05694	490.01	0	490.01
6.435	-0.04595	481.53	6.61	488.14
5.72	-0.03616	473.05	12.5	485.55
5.005	-0.02757	464.57	17.67	482.24
4.29	-0.02016	456.08	22.12	478.21
3.575	-0.01394	447.6	25.87	473.47
2.86	-0.00887	439.12	28.91	468.03
2.145	-0.00497	430.64	31.27	461.9
1.43	-0.0022	422.15	32.93	455.08
0.715	-0.00055	413.67	33.92	447.59
0	0	405.19	34.25	439.44

FIGURA 129 – RESULTADO COMBINAÇÃO 3 PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação n° 4

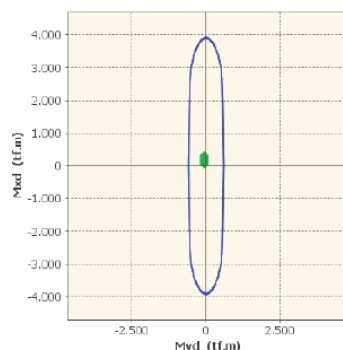


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

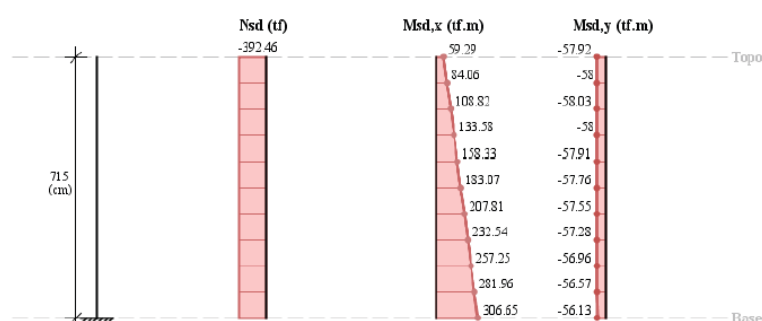


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 4)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

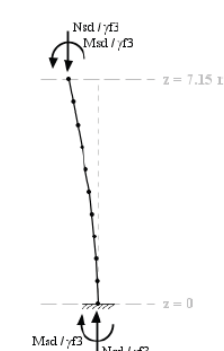
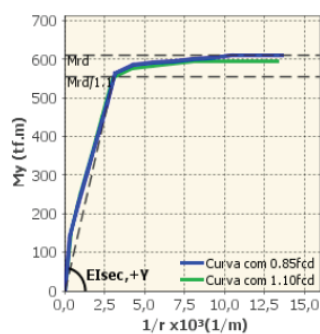
Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 3993915.86 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	W _y [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7.15	-0.0013	59.29	0	59.29
6.435	-0.00109	83.97	0.08	84.06
5.72	-0.00089	108.66	0.16	108.82
5.005	-0.00071	133.34	0.23	133.58
4.29	-0.00054	158.03	0.3	158.33
3.575	-0.00038	182.71	0.36	183.07
2.86	-0.00025	207.4	0.41	207.81
2.145	-0.00015	232.08	0.45	232.54
1.43	-0.00007	256.77	0.48	257.25
0.715	-0.00002	281.45	0.5	281.96
0	0	306.14	0.51	306.65

Momentos em torno do eixo y:

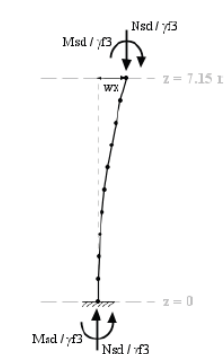
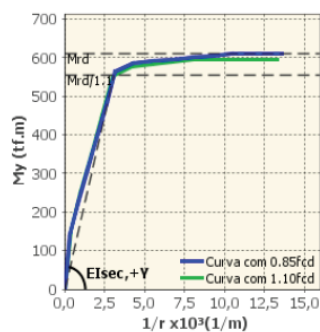
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 179651.66 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	W _x [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7.15	0.0074	-57.92	0	-57.92
6.435	0.00599	-57.45	-0.55	-58
5.72	0.00472	-56.98	-1.05	-58.03
5.005	0.00361	-56.51	-1.49	-58
4.29	0.00265	-56.04	-1.86	-57.91
3.575	0.00184	-55.57	-2.18	-57.76
2.86	0.00117	-55.1	-2.44	-57.55
2.145	0.00066	-54.64	-2.65	-57.28
1.43	0.00029	-54.17	-2.79	-56.96
0.715	0.00007	-53.7	-2.88	-56.57
0	0	-53.23	-2.9	-56.13

FIGURA 130 – RESULTADO COMBINAÇÃO 4 PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação n° 5 (F.S. mínimo)

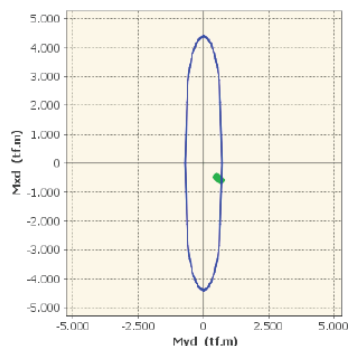


Figura: Diagrama de interação (Comb. 5)

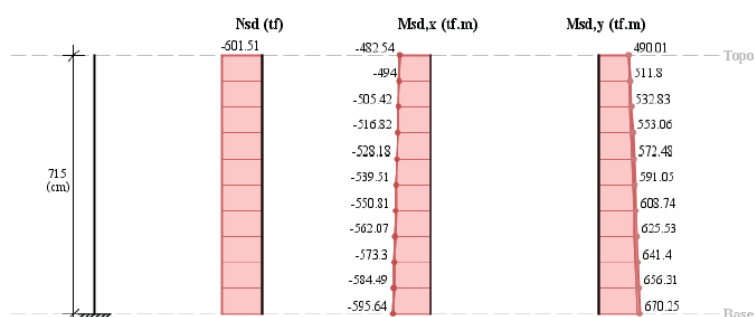


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 5)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

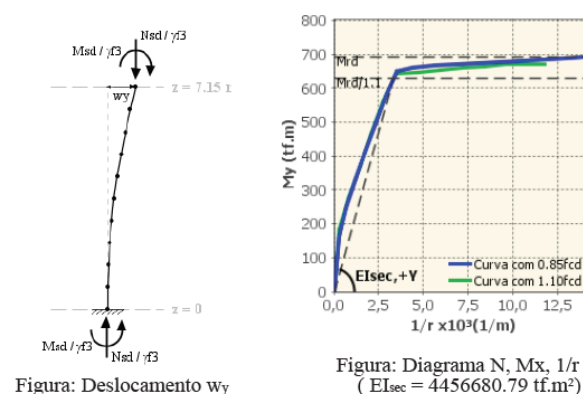


Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

Z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7.15	0.00291	-482.54	0	-482.54
6.435	0.00237	-493.67	-0.32	-494
5.72	0.00189	-504.81	-0.62	-505.42
5.005	0.00145	-515.94	-0.88	-516.82
4.29	0.00108	-527.08	-1.1	-528.18
3.575	0.00075	-538.22	-1.3	-539.51
2.86	0.00048	-549.35	-1.46	-550.81
2.145	0.00027	-560.49	-1.59	-562.07
1.43	0.00012	-571.62	-1.68	-573.3
0.715	0.00003	-582.76	-1.73	-584.49
0	0	-593.89	-1.75	-595.64

Momentos em torno do eixo y:

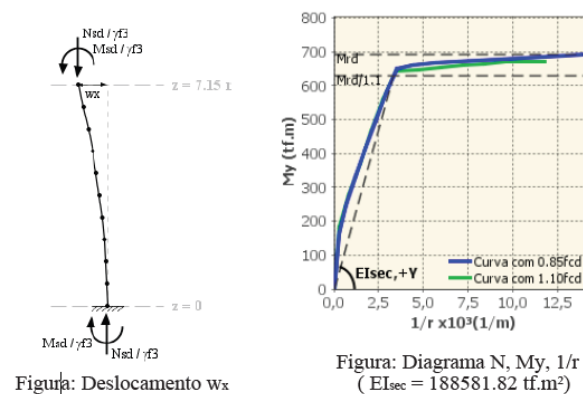


Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

Z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7.15	-0.07605	490.01	0	490.01
6.435	-0.06219	503.46	8.34	511.8
5.72	-0.04959	516.91	15.91	532.83
5.005	-0.03831	530.36	22.7	553.06
4.29	-0.02839	543.81	28.67	572.48
3.575	-0.01988	557.26	33.79	591.05
2.86	-0.01282	570.71	38.03	608.74
2.145	-0.00727	584.16	41.37	625.53
1.43	-0.00325	597.61	43.79	641.4
0.715	-0.00082	611.06	45.25	656.31
0	0	624.51	45.74	670.25

FIGURA 131 – RESULTADO COMBINAÇÃO 5 PILAR 1 – PCALC

PILAR APOIO E-10: Resultados da combinação n° 6

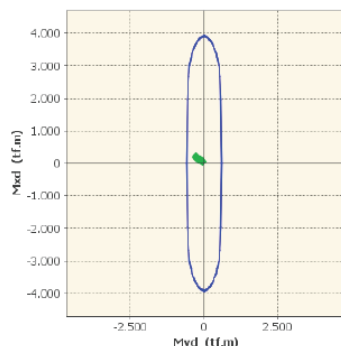


Figura: Diagrama de interação (Comb. 6)

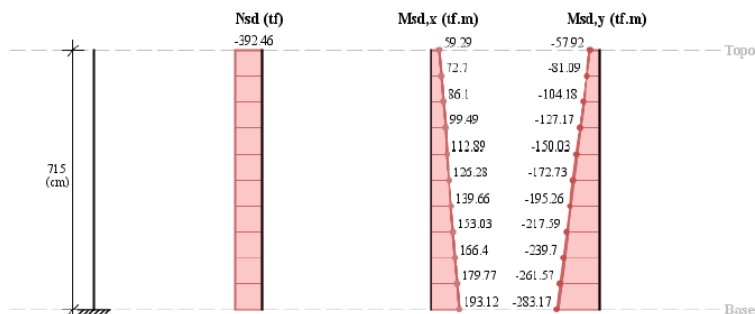
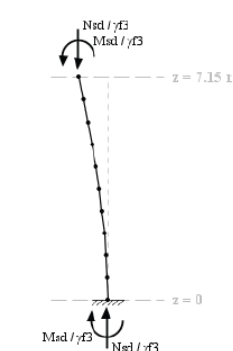
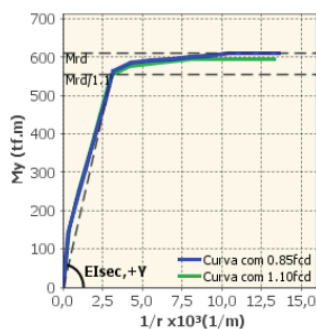


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 6)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

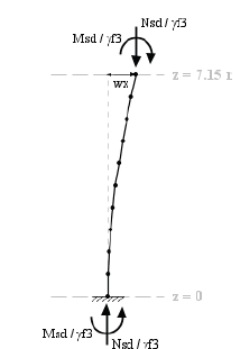
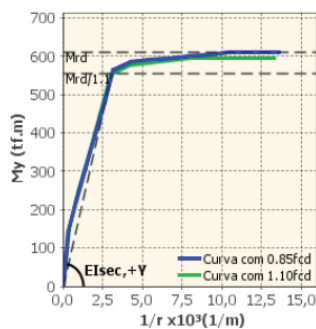
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_t / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 3993915.86 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

Z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7.15	-0.00086	59.29	0	59.29
6.435	-0.00072	72.64	0.06	72.7
5.72	-0.00059	85.99	0.11	86.1
5.005	-0.00046	99.34	0.16	99.49
4.29	-0.00035	112.69	0.2	112.89
3.575	-0.00025	126.04	0.24	126.28
2.86	-0.00016	139.38	0.27	139.66
2.145	-0.00009	152.73	0.3	153.03
1.43	-0.00004	166.08	0.32	166.4
0.715	-0.00001	179.43	0.33	179.77
0	0	192.78	0.34	193.12

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 179651.66 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

Z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7.15	0.02706	-57.92	0	-57.92
6.435	0.0227	-79.38	-1.71	-81.09
5.72	0.01855	-100.84	-3.34	-104.18
5.005	0.01467	-122.31	-4.86	-127.17
4.29	0.01112	-143.77	-6.26	-150.03
3.575	0.00796	-165.23	-7.5	-172.73
2.86	0.00524	-186.7	-8.56	-195.26
2.145	0.00303	-208.16	-9.43	-217.59
1.43	0.00138	-229.63	-10.08	-239.7
0.715	0.00035	-251.09	-10.48	-261.57
0	0	-272.55	-10.62	-283.17

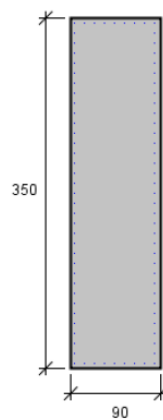
FIGURA 132 – RESULTADO COMBINAÇÃO 6 PILAR 1 – PCALC

4.1.10.3 Pilar Eixo E-11



PILAR APOIO E-11: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 84φ20 mm ($A_s = 263.89 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 31500 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 45 \text{ cm}$

$y_{cg} = 175 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 321562500 \text{ cm}^4$

$I_y = 21262500 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.84 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 1100 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 22$

$\lambda_y = 85$

FIGURA 133 – DADOS GERAIS PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Dados Armadura

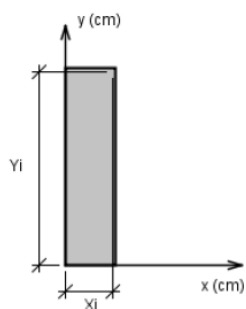


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	5	5
2	20.0	15	5
3	20.0	25	5
4	20.0	35	5
5	20.0	45	5
6	20.0	55	5
7	20.0	65	5
8	20.0	75	5
9	20.0	85	5
10	20.0	5	15
11	20.0	85	15
12	20.0	5	25
13	20.0	85	25
14	20.0	5	35
15	20.0	85	35
16	20.0	5	45
17	20.0	85	45
18	20.0	5	55
19	20.0	85	55
20	20.0	5	65
21	20.0	85	65
22	20.0	5	75
23	20.0	85	75
24	20.0	5	85
25	20.0	85	85
26	20.0	5	95
27	20.0	85	95
28	20.0	5	105
29	20.0	85	105
30	20.0	5	115
31	20.0	85	115
32	20.0	5	125
33	20.0	85	125
34	20.0	5	135
35	20.0	85	135

FIGURA 134 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 2 - 1/2 – PCALC

36	20.0	5	145
37	20.0	85	145
38	20.0	5	155
39	20.0	85	155
40	20.0	5	165
41	20.0	85	165
42	20.0	5	175
43	20.0	85	175
44	20.0	5	185
45	20.0	85	185
46	20.0	5	195
47	20.0	85	195
48	20.0	5	205
49	20.0	85	205
50	20.0	5	215
51	20.0	85	215
52	20.0	5	225
53	20.0	85	225
54	20.0	5	235
55	20.0	85	235
56	20.0	5	245
57	20.0	85	245
58	20.0	5	255
59	20.0	85	255
60	20.0	5	265
61	20.0	85	265
62	20.0	5	275
63	20.0	85	275
64	20.0	5	285
65	20.0	85	285
66	20.0	5	295
67	20.0	85	295
68	20.0	5	305
69	20.0	85	305
70	20.0	5	315
71	20.0	85	315
72	20.0	5	325
73	20.0	85	325
74	20.0	5	335
75	20.0	85	335
76	20.0	5	345
77	20.0	15	345
78	20.0	25	345
79	20.0	35	345
80	20.0	45	345
81	20.0	55	345
82	20.0	65	345
83	20.0	75	345
84	20.0	85	345

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

FIGURA 135 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 2 - 2/2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Dados Esforços

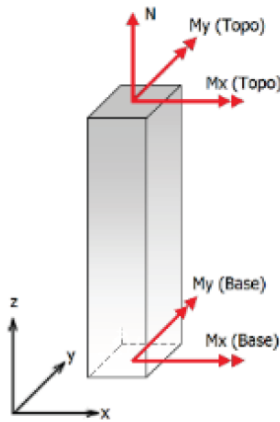


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}(\text{Topo})$	$M_{k,y}(\text{Topo})$	$M_{k,x}(\text{Base})$	$M_{k,y}(\text{Base})$
1	-1269.68	86.52	2.02	11.93	-101.38
2	-905.4	-101.68	-1.93	-9.28	89.59
3	-1249.55	-231.76	-2.46	12.03	-93.42
4	-925.53	216.6	2.55	-9.38	81.63
5	-1249.15	-229.4	-2.6	0.46	104.45
6	-925.93	214.24	2.69	2.19	-116.24

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 136 – DADOS ESFORÇOS PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resumo verificação ELU

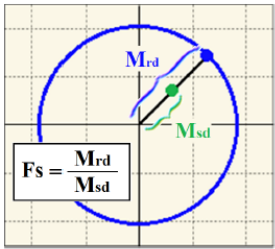


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-1777.55	-15.61	-212.12	4.47
2	-1267.56	11.69	172.87	4.96
3	-1749.37	-21.27	-192.69	4.88
4	-1295.74	16.84	156.99	5.49
5	-1748.81	-4.64	217.35	4.36
6	-1296.3	0.24	-225.35	3.85

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 137 – RESUMO VERIFICAÇÃO ELU PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 1

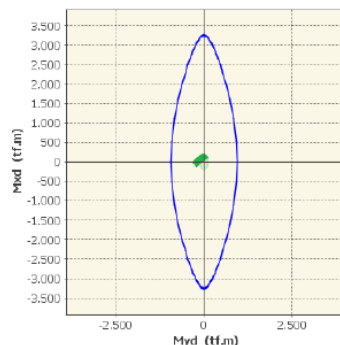


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

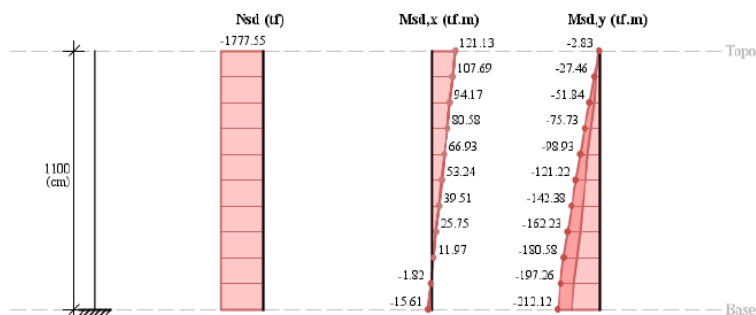
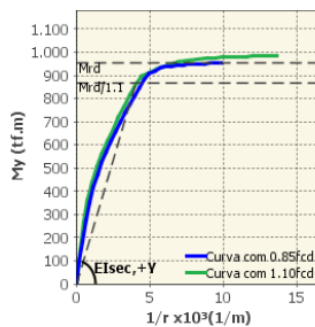


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

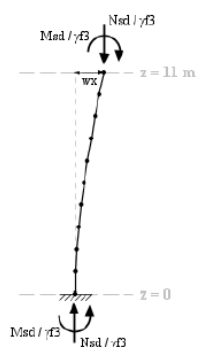
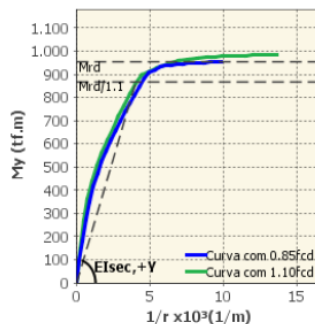
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_T / γ_R , que posteriormente são majoradas por $\gamma_R = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 2719169.71 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
11	-0.00062	121.13	0	121.13
9.9	-0.00043	107.35	0.34	107.69
8.8	-0.00028	93.56	0.6	94.17
7.7	-0.00017	79.78	0.8	80.58
6.6	-0.00009	66	0.94	66.93
5.5	-0.00004	52.21	1.03	53.24
4.4	-0.00001	38.43	1.08	39.51
3.3	0	24.65	1.1	25.75
2.2	0	10.86	1.1	11.97
1.1	0	-2.92	1.1	-1.82
0	0	-16.7	1.1	-15.61

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 211105.66 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
11	0.03948	-2.83	0	-2.83
9.9	0.03345	-16.74	-10.72	-27.46
8.8	0.02757	-30.65	-21.19	-51.84
7.7	0.02195	-44.56	-31.17	-75.73
6.6	0.01672	-58.47	-40.46	-98.93
5.5	0.01201	-72.38	-48.84	-121.22
4.4	0.00793	-86.29	-56.09	-142.38
3.3	0.00459	-100.2	-62.03	-162.23
2.2	0.00209	-114.11	-66.47	-180.58
1.1	0.00053	-128.02	-69.24	-197.26
0	0	-141.93	-70.19	-212.12

FIGURA 138 – RESULTADO COMBINAÇÃO 1 PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 2

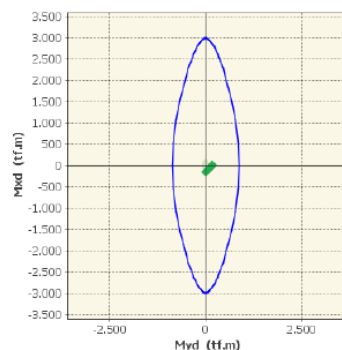


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

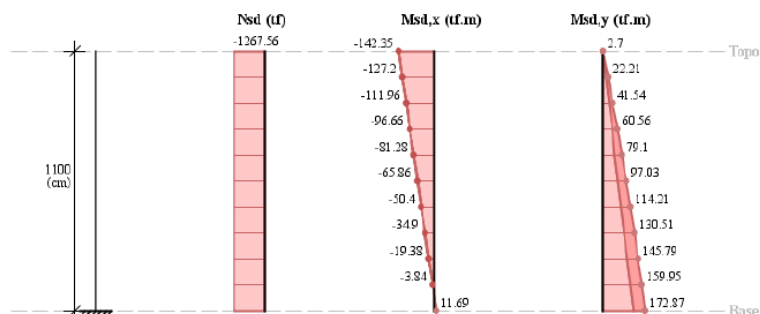
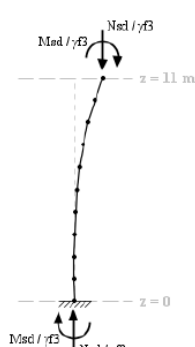
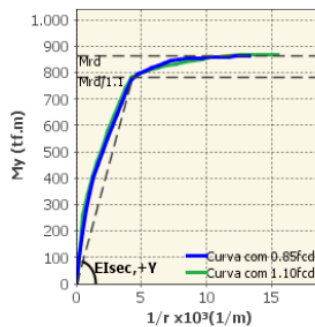


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

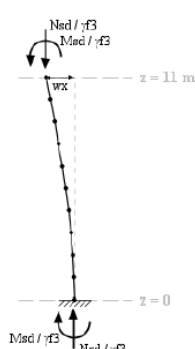
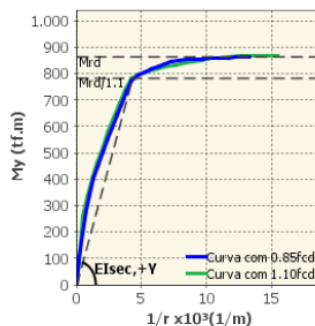
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f / γ_s , que posteriormente são majoradas por $\gamma_s = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 2156452.18 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
11	0.00103	-142.35	0	-142.35
9.9	0.00073	-126.82	-0.38	-127.2
8.8	0.00049	-111.28	-0.68	-111.96
7.7	0.00031	-95.75	-0.91	-96.66
6.6	0.00018	-80.21	-1.07	-81.28
5.5	0.00009	-64.68	-1.18	-65.86
4.4	0.00004	-49.15	-1.25	-50.4
3.3	0.00001	-33.61	-1.29	-34.9
2.2	0	-18.08	-1.3	-19.38
1.1	0	-2.54	-1.3	-3.84
0	0	12.99	-1.3	11.69

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 179710.13 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	wy [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
11	-0.03743	2.7	0	2.7
9.9	-0.03172	14.97	7.23	22.21
8.8	-0.02615	27.25	14.3	41.54
7.7	-0.02083	39.52	21.04	60.56
6.6	-0.01588	51.79	27.31	79.1
5.5	-0.01142	64.06	32.97	97.03
4.4	-0.00755	76.34	37.88	114.21
3.3	-0.00437	88.61	41.9	130.51
2.2	-0.002	100.88	44.91	145.79
1.1	-0.00051	113.15	46.8	159.95
0	0	125.43	47.44	172.87

FIGURA 139 – RESULTADO COMBINAÇÃO 2 PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 3

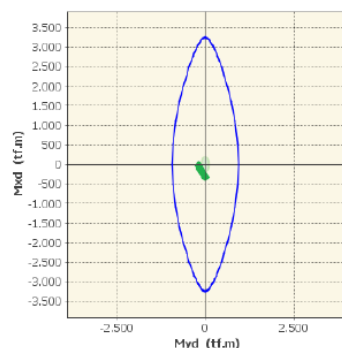


Figura: Diagrama de interação (Comb. 3)

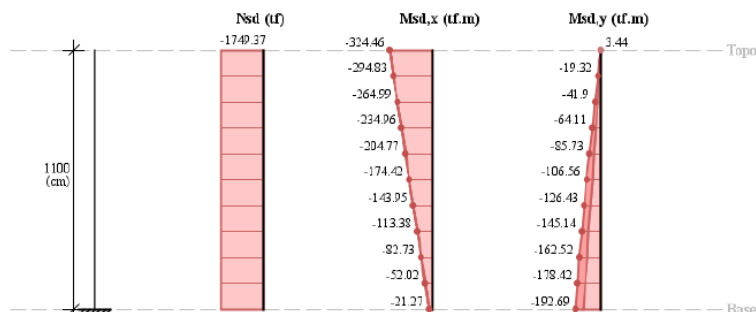


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 3)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

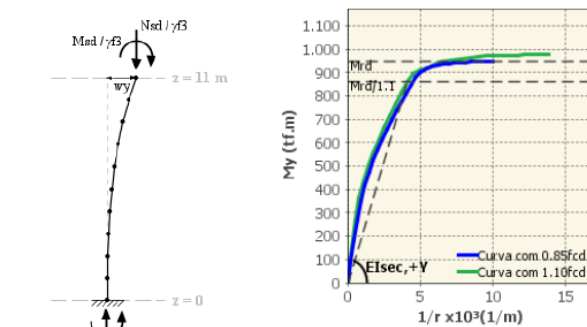
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 2691519,26 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
11	0.00253	-324.46	0	-324.46
9.9	0.00188	-293.7	-1.13	-294.83
8.8	0.00136	-262.94	-2.05	-264.99
7.7	0.00094	-232.18	-2.79	-234.96
6.6	0.00061	-201.42	-3.35	-204.77
5.5	0.00038	-170.65	-3.77	-174.42
4.4	0.00021	-139.89	-4.06	-143.95
3.3	0.0001	-109.13	-4.25	-113.38
2.2	0.00004	-78.37	-4.36	-82.73
1.1	0.00001	-47.6	-4.41	-52.02
0	0	-16.84	-4.43	-21.27

Momentos em torno do eixo y:

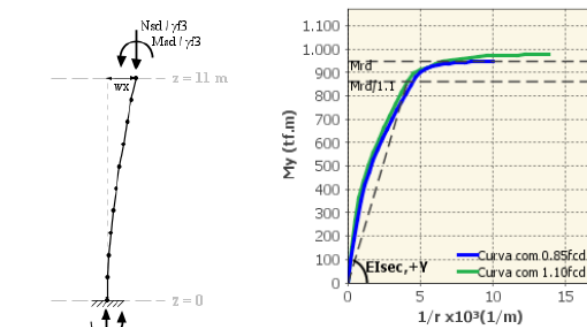
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 210306,17 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	Wy [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
11	0.03539	3.44	0	3.44
9.9	0.03005	-9.98	-9.34	-19.32
8.8	0.02481	-23.4	-18.5	-41.9
7.7	0.01979	-36.83	-27.28	-64.11
6.6	0.01511	-50.25	-35.48	-85.73
5.5	0.01087	-63.67	-42.89	-106.56
4.4	0.00719	-77.1	-49.33	-126.43
3.3	0.00417	-90.52	-54.62	-145.14
2.2	0.0019	-103.94	-58.58	-162.52
1.1	0.00049	-117.36	-61.06	-178.42
0	0	-130.79	-61.9	-192.69

FIGURA 140 – RESULTADO COMBINAÇÃO 3 PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 4

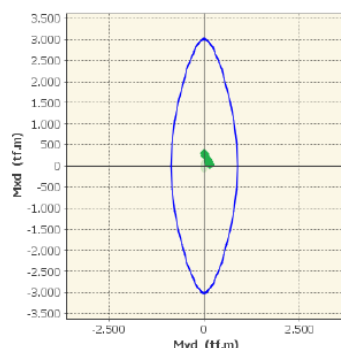


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

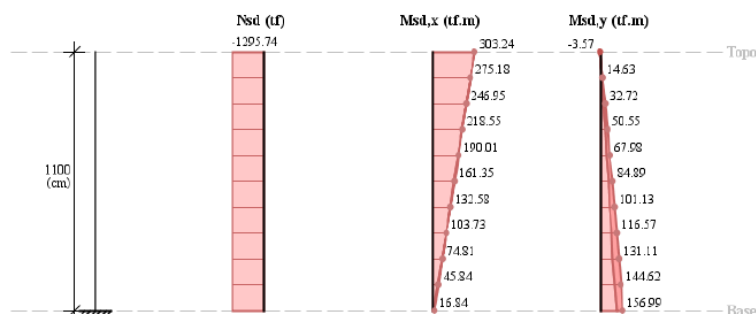
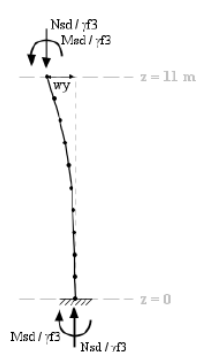
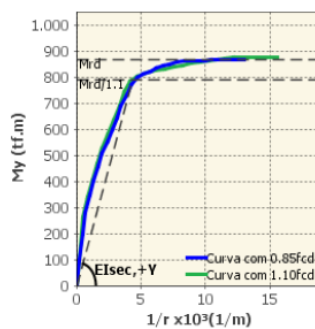


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 4)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

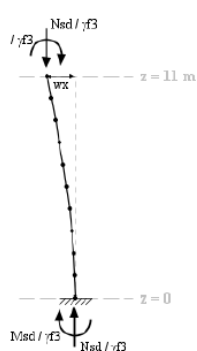
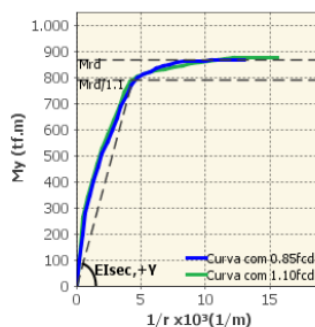
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por $\gamma_r / \gamma_{\text{res}}$, que posteriormente são majoradas por $\gamma_{\text{res}} = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{\text{sec}} = 2185220.97 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
11	-0.00286	303.24	0	303.24
9.9	-0.00212	274.23	0.96	275.18
8.8	-0.00152	245.22	1.73	246.95
7.7	-0.00105	216.21	2.35	218.55
6.6	-0.00068	187.2	2.82	190.01
5.5	-0.00042	158.19	3.17	161.35
4.4	-0.00023	129.18	3.41	132.58
3.3	-0.00011	100.16	3.57	103.73
2.2	-0.00004	71.15	3.65	74.81
1.1	-0.00001	42.14	3.69	45.84
0	0	13.13	3.7	16.84

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{\text{sec}} = 181729.03 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
11	-0.03296	-3.57	0	-3.57
9.9	-0.02801	8.22	6.42	14.63
8.8	-0.02315	20	12.72	32.72
7.7	-0.01848	31.79	18.76	50.55
6.6	-0.01412	43.57	24.41	67.98
5.5	-0.01017	55.36	29.53	84.89
4.4	-0.00673	67.14	33.99	101.13
3.3	-0.00391	78.93	37.65	116.57
2.2	-0.00179	90.71	40.4	131.11
1.1	-0.00046	102.5	42.12	144.62
0	0	114.28	42.71	156.99

FIGURA 141 – RESULTADO COMBINAÇÃO 4 PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 5

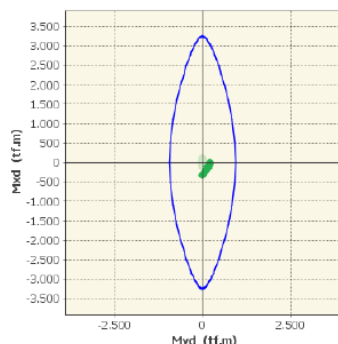


Figura: Diagrama de interação (Comb. 5)

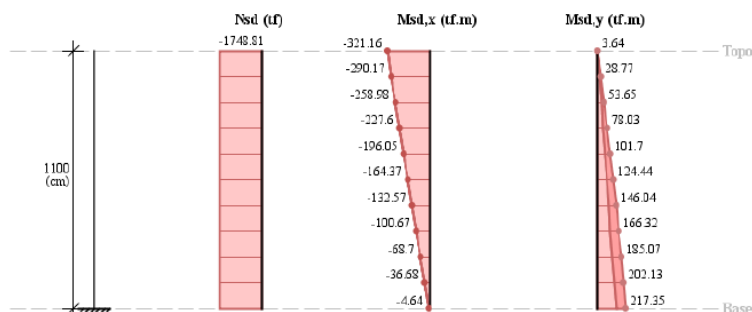


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 5)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

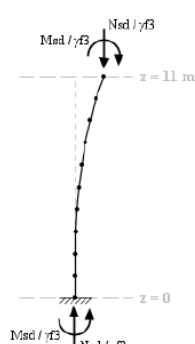
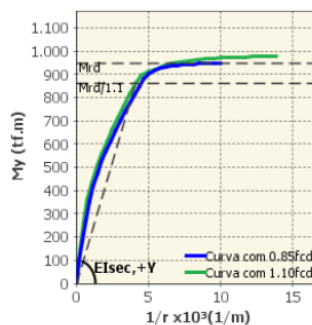
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 2687337.71 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
11	0.00228	-321.16	0	-321.16
9.9	0.00168	-289.11	-1.06	-290.17
8.8	0.00119	-257.06	-1.92	-258.98
7.7	0.0008	-225.01	-2.59	-227.6
6.6	0.00051	-192.95	-3.1	-196.05
5.5	0.0003	-160.9	-3.47	-164.37
4.4	0.00016	-128.85	-3.71	-132.57
3.3	0.00007	-96.8	-3.87	-100.67
2.2	0.00002	-64.75	-3.95	-68.7
1.1	0	-32.7	-3.99	-36.68
0	0	-0.64	-3.99	-4.64

Momentos em torno do eixo y:

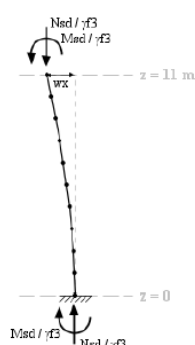
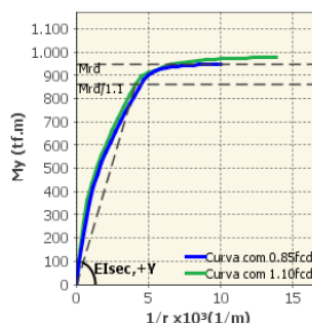
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 210215.82 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
11	-0.04067	3.64	0	3.64
9.9	-0.03445	17.9	10.88	28.77
8.8	-0.02838	32.16	21.49	53.65
7.7	-0.02259	46.42	31.61	78.03
6.6	-0.01721	60.68	41.02	101.7
5.5	-0.01236	74.94	49.5	124.44
4.4	-0.00816	89.19	56.85	146.04
3.3	-0.00472	103.45	62.86	166.32
2.2	-0.00215	117.71	67.36	185.07
1.1	-0.00055	131.97	70.16	202.13
0	0	146.23	71.12	217.35

FIGURA 142 – RESULTADO COMBINAÇÃO 5 PILAR 2 – PCALC

PILAR APOIO E-11: Resultados da combinação n° 6 (F.S. mínimo)

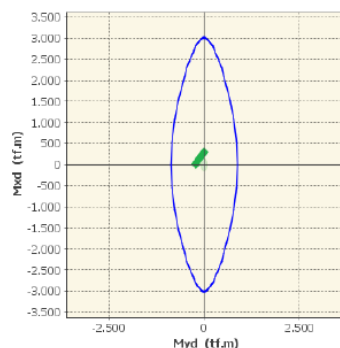


Figura: Diagrama de interação (Comb. 6)

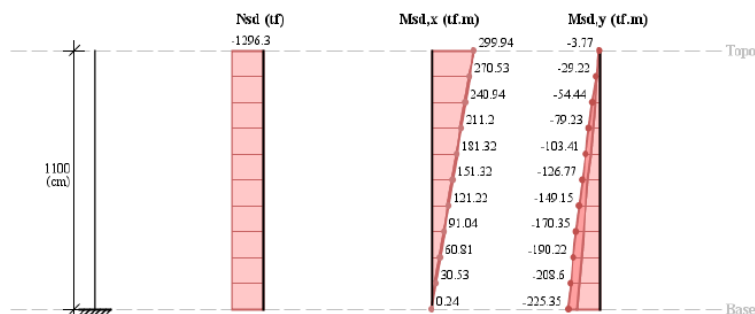


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 6)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_F / γ_R , que posteriormente são majoradas por $\gamma_R = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

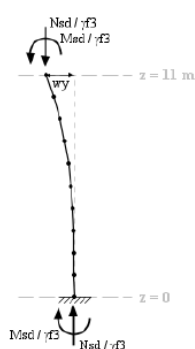
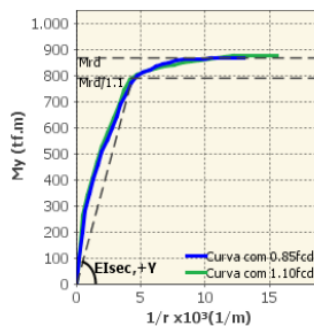
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 2188821.41 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
11	-0.00255	299.94	0	299.94
9.9	-0.00186	269.64	0.89	270.53
8.8	-0.00131	239.34	1.6	240.94
7.7	-0.00088	209.04	2.16	211.2
6.6	-0.00056	178.74	2.58	181.32
5.5	-0.00032	148.44	2.88	151.32
4.4	-0.00017	118.13	3.08	121.22
3.3	-0.00007	87.83	3.21	91.04
2.2	-0.00002	57.53	3.27	60.81
1.1	0	27.23	3.3	30.53
0	0	-3.07	3.3	0.24

Momentos em torno do eixo y:

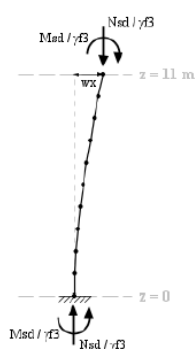
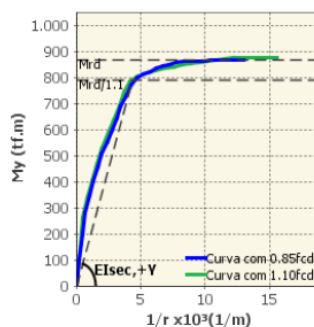
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 181741.44 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
11	0.0483	-3.77	0	-3.77
9.9	0.04093	-19.66	-9.55	-29.22
8.8	0.03374	-35.56	-18.88	-54.44
7.7	0.02688	-51.46	-27.78	-79.23
6.6	0.02049	-67.35	-36.05	-103.41
5.5	0.01473	-83.25	-43.52	-126.77
4.4	0.00973	-99.15	-50	-149.15
3.3	0.00564	-115.05	-55.31	-170.35
2.2	0.00257	-130.94	-59.28	-190.22
1.1	0.00066	-146.84	-61.76	-208.6
0	0	-162.74	-62.62	-225.35

FIGURA 143 – RESULTADO COMBINAÇÃO 6 PILAR 2 – PCALC

4.1.10.4 Pilar Eixo E-12

PILAR APOIO E-12: Dados Gerais

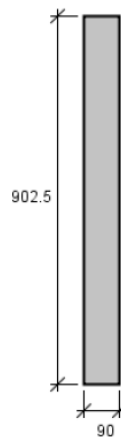
Seção Transversal:**Armação:** 120 ϕ 20 mm ($A_s = 376.99 \text{ cm}^2$)**Propriedade seção bruta de concreto:**Área: $A_c = 81225 \text{ cm}^2$ Centro de gravidade: $x_{cg} = 45 \text{ cm}$ $y_{cg} = 451.3 \text{ cm}$ Inércia em relação ao cg: $I_x = 5513189180 \text{ cm}^4$ $I_y = 54826875 \text{ cm}^4$ **Taxa de armadura:** $\rho_s = 0.46 \%$ **Materiais:** Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ **Tipo de vinculação:** Pilar em Balanço**Comprimento:** $L = 700 \text{ cm}$ **Índice de Esbeltez:** $\lambda_x = 5$ $\lambda_y = 54$

FIGURA 144 – DADOS GERAIS PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Dados Armadura

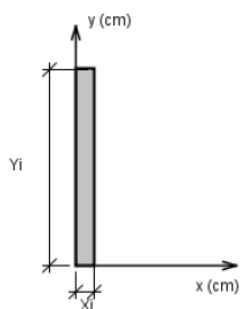


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	5	5
2	20.0	85	5
3	20.0	5	20.1
4	20.0	85	20.1
5	20.0	5	35.3
6	20.0	85	35.3
7	20.0	5	50.4
8	20.0	85	50.4
9	20.0	5	65.5
10	20.0	85	65.5
11	20.0	5	80.6
12	20.0	85	80.6
13	20.0	5	95.8
14	20.0	85	95.8
15	20.0	5	110.9
16	20.0	85	110.9
17	20.0	5	126
18	20.0	85	126
19	20.0	5	141.1
20	20.0	85	141.1
21	20.0	5	156.3
22	20.0	85	156.3
23	20.0	5	171.4
24	20.0	85	171.4
25	20.0	5	186.5
26	20.0	85	186.5
27	20.0	5	201.7
28	20.0	85	201.7
29	20.0	5	216.8
30	20.0	85	216.8
31	20.0	5	231.9
32	20.0	85	231.9
33	20.0	5	247
34	20.0	85	247
35	20.0	5	262.2

FIGURA 145 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 3 - 1/3 – PCALC

36	20.0	85	262.2
37	20.0	5	277.3
38	20.0	85	277.3
39	20.0	5	292.4
40	20.0	85	292.4
41	20.0	5	307.5
42	20.0	85	307.5
43	20.0	5	322.7
44	20.0	85	322.7
45	20.0	5	337.8
46	20.0	85	337.8
47	20.0	5	352.9
48	20.0	85	352.9
49	20.0	5	368.1
50	20.0	85	368.1
51	20.0	5	383.2
52	20.0	85	383.2
53	20.0	5	398.3
54	20.0	85	398.3
55	20.0	5	413.4
56	20.0	85	413.4
57	20.0	5	428.6
58	20.0	85	428.6
59	20.0	5	443.7
60	20.0	85	443.7
61	20.0	5	458.8
62	20.0	85	458.8
63	20.0	5	473.9
64	20.0	85	473.9
65	20.0	5	489.1
66	20.0	85	489.1
67	20.0	5	504.2
68	20.0	85	504.2
69	20.0	5	519.3
70	20.0	85	519.3
71	20.0	5	534.4
72	20.0	85	534.4
73	20.0	5	549.6
74	20.0	85	549.6
75	20.0	5	564.7
76	20.0	85	564.7
77	20.0	5	579.8
78	20.0	85	579.8
79	20.0	5	595
80	20.0	85	595
81	20.0	5	610.1
82	20.0	85	610.1
83	20.0	5	625.2
84	20.0	85	625.2
85	20.0	5	640.3
86	20.0	85	640.3
87	20.0	5	655.5
88	20.0	85	655.5
89	20.0	5	670.6

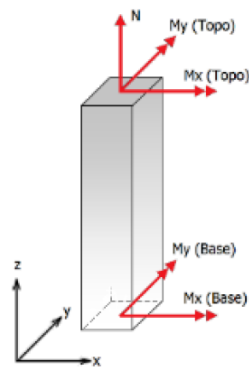
FIGURA 146 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 3 - 2/3 – PCALC

90	20.0	85	670.6
91	20.0	5	685.7
92	20.0	85	685.7
93	20.0	5	700.8
94	20.0	85	700.8
95	20.0	5	716
96	20.0	85	716
97	20.0	5	731.1
98	20.0	85	731.1
99	20.0	5	746.2
100	20.0	85	746.2
101	20.0	5	761.4
102	20.0	85	761.4
103	20.0	5	776.5
104	20.0	85	776.5
105	20.0	5	791.6
106	20.0	85	791.6
107	20.0	5	806.7
108	20.0	85	806.7
109	20.0	5	821.9
110	20.0	85	821.9
111	20.0	5	837
112	20.0	85	837
113	20.0	5	852.1
114	20.0	85	852.1
115	20.0	5	867.2
116	20.0	85	867.2
117	20.0	5	882.4
118	20.0	85	882.4
119	20.0	5	897.5
120	20.0	85	897.5

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

FIGURA 147 – BITOLAS E COORDENADAS DAS ARMADURAS PILAR 3 - 3/3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Dados Esforços

Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}(\text{Topo})$	$M_{k,y}(\text{Topo})$	$M_{k,x}(\text{Base})$	$M_{k,y}(\text{Base})$
1	-438.13	24.17	-208.38	-91.41	160.05
2	-251.33	496.94	35.61	-410.82	51.86
3	-419.17	-142.15	-153.91	265.7	196.38
4	-270.29	663.26	-18.86	-767.93	15.53
5	-437.72	52.77	-220.41	-79	341.74
6	-251.74	468.35	47.64	-423.23	-129.83

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 148 – DADOS ESFORÇOS PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resumo verificação ELU

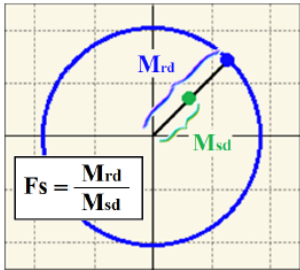


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-613.38	33.84	291.73	3.10
2	-351.86	575.56	73.71	9.48
3	-586.84	-372.3	287.98	3.04
4	-378.41	1075.82	22.61	7.16
5	-612.81	110.7	502.36	1.79
6	-352.44	592.93	-186.79	4.11

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

FIGURA 149 – RESUMO VERIFICAÇÃO ELU PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação nº 1

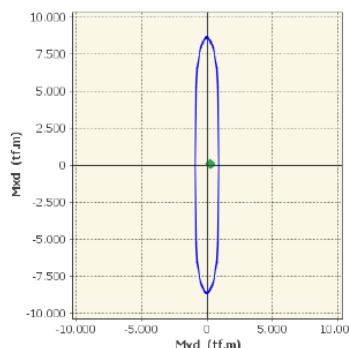


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

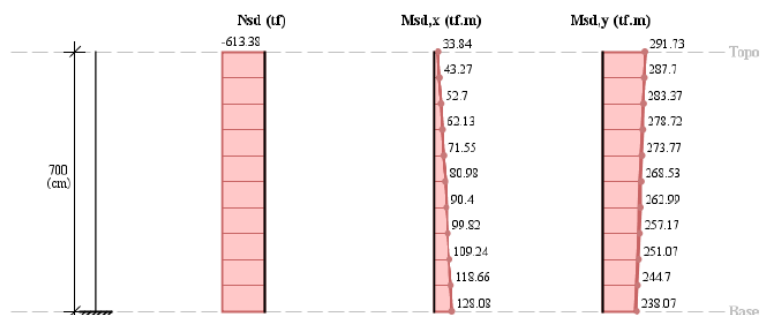
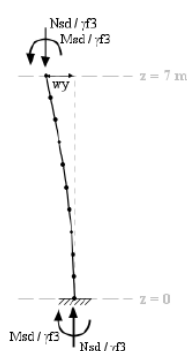
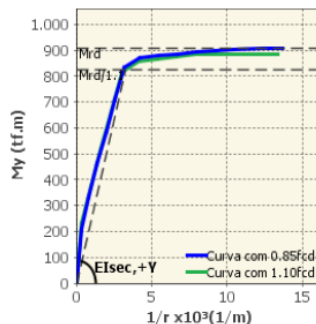


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

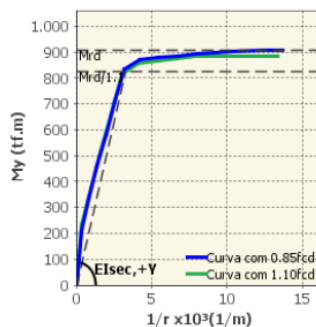
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_t / γ_{f3} , que posteriormente são majoradas por $\gamma_{f3} = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 13040012.16 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7	-0.00016	33.84	0	33.84
6.3	-0.00014	43.25	0.02	43.27
5.6	-0.00011	52.67	0.03	52.7
4.9	-0.00009	62.08	0.05	62.13
4.2	-0.00007	71.49	0.06	71.55
3.5	-0.00005	80.91	0.07	80.98
2.8	-0.00003	90.32	0.08	90.4
2.1	-0.00002	99.73	0.09	99.82
1.4	-0.00001	109.15	0.1	109.24
0.7	0	118.56	0.1	118.66
0	0	127.97	0.1	128.08

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 252205.99 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7	-0.02282	291.73	0	291.73
6.3	-0.01835	284.97	2.74	287.7
5.6	-0.0144	278.2	5.17	283.37
4.9	-0.01094	271.43	7.29	278.72
4.2	-0.00798	264.67	9.1	273.77
3.5	-0.0055	257.9	10.63	268.53
2.8	-0.00349	251.13	11.86	262.99
2.1	-0.00195	244.37	12.8	257.17
1.4	-0.00086	237.6	13.47	251.07
0.7	-0.00021	230.84	13.87	244.7
0	0	224.07	14	238.07

FIGURA 150 – RESULTADO COMBINAÇÃO 1 PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação n° 2

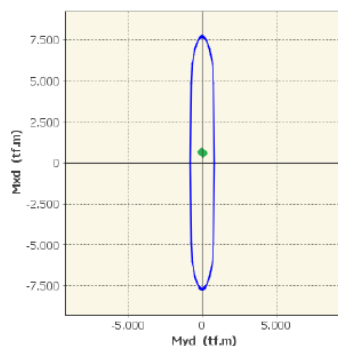


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

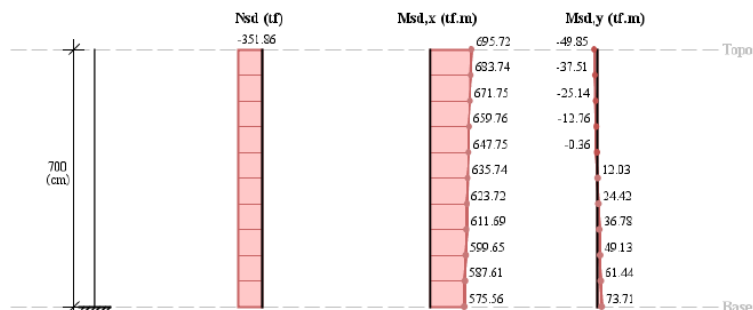


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_F / γ_R , que posteriormente são majoradas por $\gamma_R = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

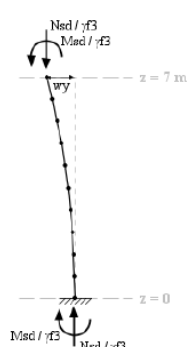
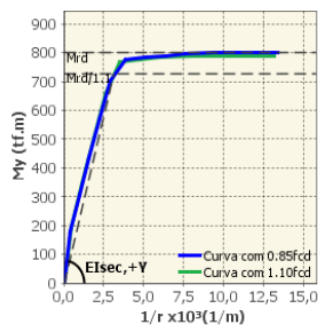
Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 11827326.03 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	Wy [m]	Msd1,x [tf.m]	Msd2,x [tf.m]	Msd,tot,x [tf.m]
7	-0.00116	695.72	0	695.72
6.3	-0.00093	683.66	0.08	683.74
5.6	-0.00073	671.6	0.15	671.75
4.9	-0.00056	659.55	0.21	659.76
4.2	-0.00041	647.49	0.26	647.75
3.5	-0.00028	635.43	0.31	635.74
2.8	-0.00018	623.38	0.35	623.72
2.1	-0.0001	611.32	0.37	611.69
1.4	-0.00004	599.26	0.39	599.65
0.7	-0.00001	587.2	0.4	587.61
0	0	575.15	0.41	575.56

Momentos em torno do eixo y:

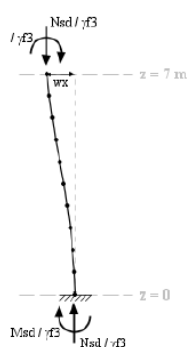
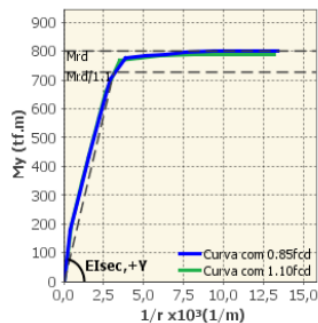
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 230035.35 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	Wx [m]	Msd1,y [tf.m]	Msd2,y [tf.m]	Msd,tot,y [tf.m]
7	-0.00314	-49.85	0	-49.85
6.3	-0.00286	-37.61	0.1	-37.51
5.6	-0.00252	-25.36	0.22	-25.14
4.9	-0.00212	-13.12	0.36	-12.76
4.2	-0.0017	-0.87	0.51	-0.36
3.5	-0.00128	11.38	0.65	12.03
2.8	-0.00088	23.62	0.79	24.42
2.1	-0.00053	35.87	0.92	36.78
1.4	-0.00025	48.11	1.02	49.13
0.7	-0.00007	60.36	1.08	61.44
0	0	72.6	1.1	73.71

FIGURA 151 – RESULTADO COMBINAÇÃO 2 PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação nº 3

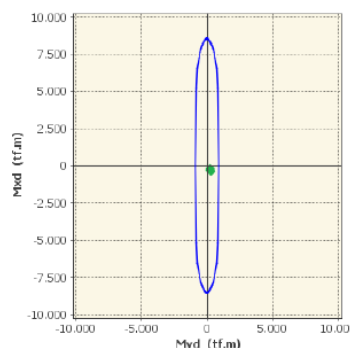


Figura: Diagrama de interação (Comb. 3)

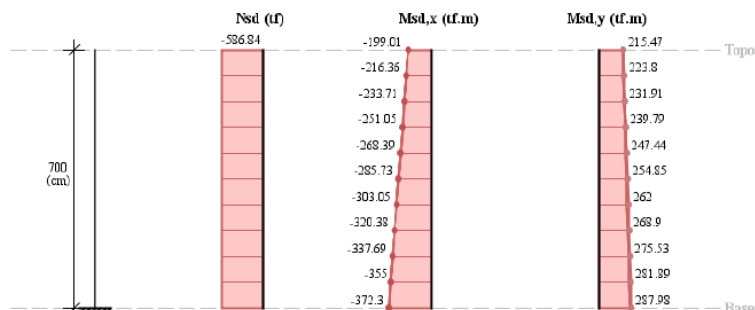


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 3)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

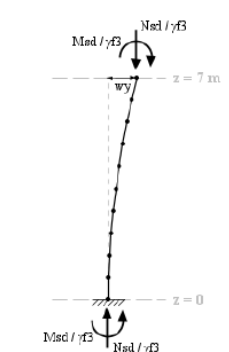
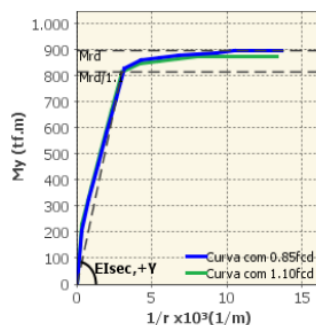
Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 12905962.06 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7	0.00054	-199.01	0	-199.01
6.3	0.00045	-216.31	-0.06	-216.36
5.6	0.00036	-233.6	-0.11	-233.71
4.9	0.00028	-250.9	-0.15	-251.05
4.2	0.00021	-268.2	-0.2	-268.39
3.5	0.00015	-285.5	-0.23	-285.73
2.8	0.0001	-302.79	-0.26	-303.05
2.1	0.00005	-320.09	-0.29	-320.38
1.4	0.00002	-337.39	-0.3	-337.69
0.7	0.00001	-354.68	-0.31	-355
0	0	-371.98	-0.32	-372.3

Momentos em torno do eixo y:

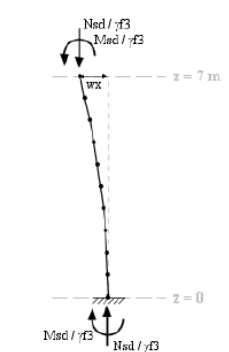
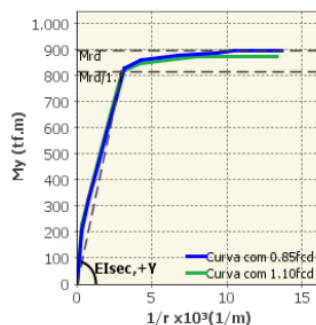
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 266287.46 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7	-0.02223	215.47	0	215.47
6.3	-0.01817	221.42	2.38	223.8
5.6	-0.01448	227.37	4.55	231.91
4.9	-0.01118	233.31	6.48	239.79
4.2	-0.00828	239.26	8.18	247.44
3.5	-0.0058	245.2	9.64	254.85
2.8	-0.00374	251.15	10.85	262
2.1	-0.00212	257.09	11.8	268.9
1.4	-0.00095	263.04	12.49	275.53
0.7	-0.00024	268.99	12.9	281.89
0	0	274.93	13.04	287.98

FIGURA 152 – RESULTADO COMBINAÇÃO 3 PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação nº 4

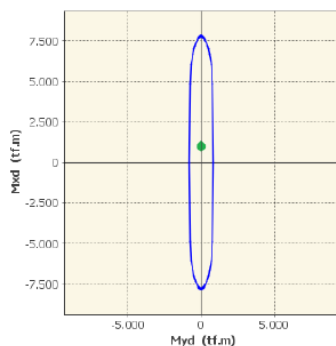


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

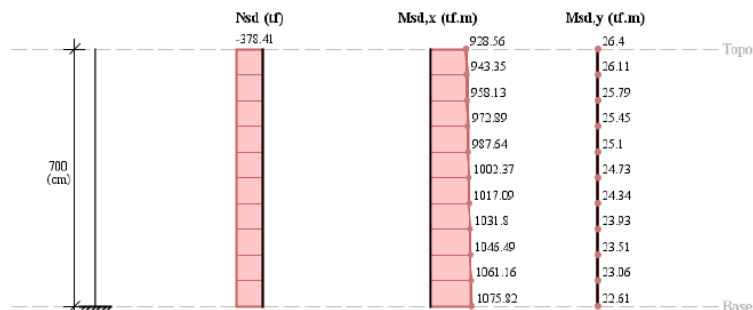


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 4)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_F / γ_B , que posteriormente são majoradas por $\gamma_B = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

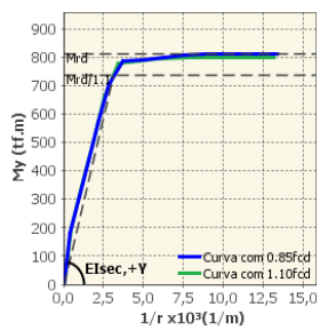
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, Mx, 1/r
($EI_{sec} = 11984314.1 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7	-0.00191	928.56	0	928.56
6.3	-0.00155	943.22	0.13	943.35
5.6	-0.00123	957.87	0.26	958.13
4.9	-0.00095	972.53	0.36	972.89
4.2	-0.0007	987.18	0.46	987.64
3.5	-0.00049	1001.83	0.54	1002.37
2.8	-0.00031	1016.49	0.6	1017.09
2.1	-0.00018	1031.14	0.65	1031.8
1.4	-0.00008	1045.79	0.69	1046.49
0.7	-0.00002	1060.45	0.71	1061.16
0	0	1075.1	0.72	1075.82

Momentos em torno do eixo y:

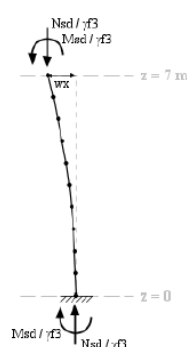
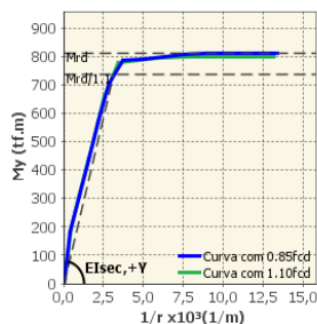
Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, My, 1/r
($EI_{sec} = 234380.07 \text{ tf.m}^2$)

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7	-0.00228	26.4	0	26.4
6.3	-0.00184	25.94	0.17	26.11
5.6	-0.00145	25.47	0.32	25.79
4.9	-0.0011	25.01	0.45	25.45
4.2	-0.0008	24.54	0.56	25.1
3.5	-0.00055	24.07	0.65	24.73
2.8	-0.00035	23.61	0.73	24.34
2.1	-0.0002	23.14	0.79	23.93
1.4	-0.00009	22.67	0.83	23.51
0.7	-0.00002	22.21	0.86	23.06
0	0	21.74	0.86	22.61

FIGURA 153 – RESULTADO COMBINAÇÃO 4 PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação nº 5 (F.S. mínimo)

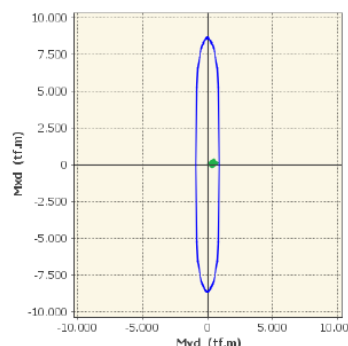


Figura: Diagrama de interação (Comb. 5)

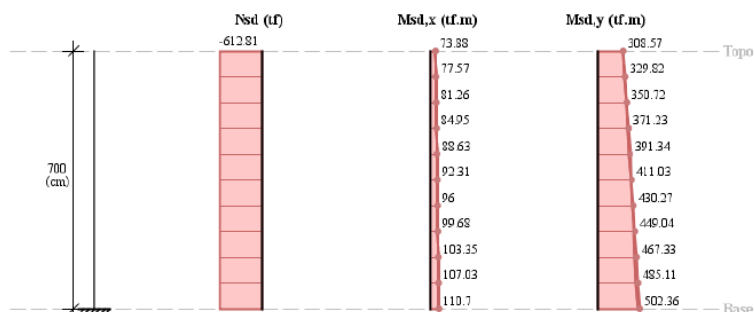
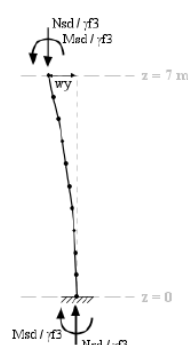
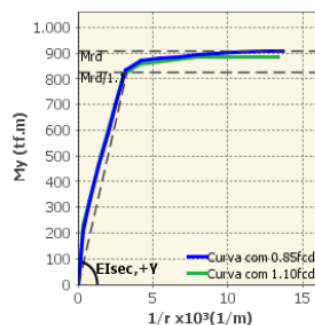


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 5)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

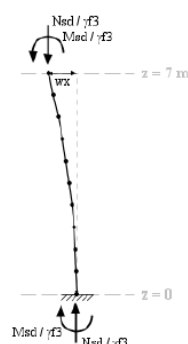
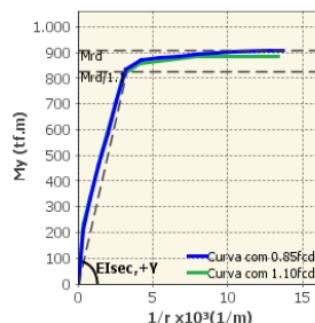
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f / γ_R , que posteriormente são majoradas por $\gamma_R = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{sec} = 13039445.97 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7	-0.00017	73.88	0	73.88
6.3	-0.00014	77.55	0.02	77.57
5.6	-0.00011	81.22	0.04	81.26
4.9	-0.00009	84.89	0.05	84.95
4.2	-0.00006	88.57	0.06	88.63
3.5	-0.00004	92.24	0.08	92.31
2.8	-0.00003	95.91	0.09	96
2.1	-0.00002	99.58	0.09	99.68
1.4	-0.00001	103.26	0.1	103.35
0.7	0	106.93	0.1	107.03
0	0	110.6	0.1	110.7

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{sec} = 251671.84 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7	-0.03904	308.57	0	308.57
6.3	-0.03208	325.56	4.26	329.82
5.6	-0.02571	342.55	8.17	350.72
4.9	-0.01995	359.53	11.7	371.23
4.2	-0.01485	376.52	14.82	391.34
3.5	-0.01045	393.51	17.52	411.03
2.8	-0.00677	410.49	19.77	430.27
2.1	-0.00385	427.48	21.56	449.04
1.4	-0.00173	444.46	22.86	467.33
0.7	-0.00044	461.45	23.66	485.11
0	0	478.44	23.92	502.36

FIGURA 154 – RESULTADO COMBINAÇÃO 5 PILAR 3 – PCALC

PILAR APOIO E-12: Resultados da combinação nº 6

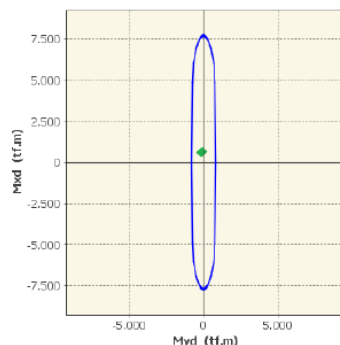


Figura: Diagrama de interação (Comb. 6)

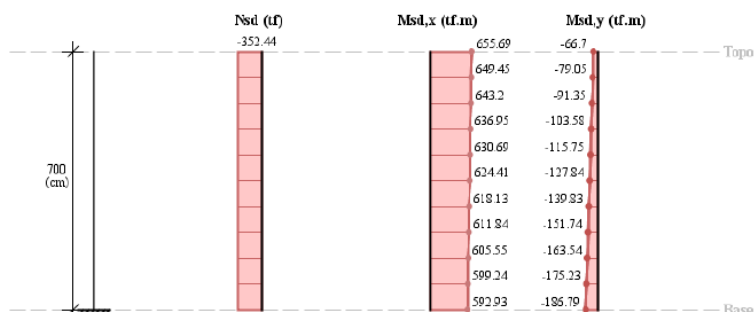
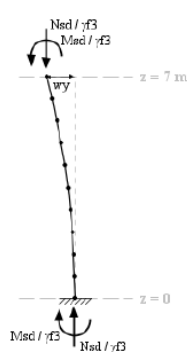
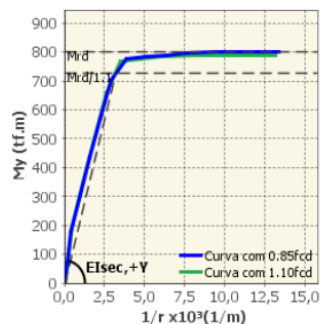


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 6)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

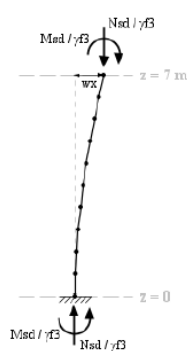
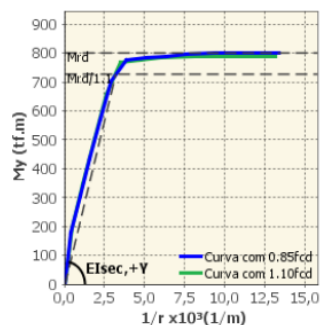
Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por $\gamma_r / \gamma_{\text{R}}$, que posteriormente são majoradas por $\gamma_{\text{R}} = 1.1$.

Momentos em torno do eixo x:

Figura: Deslocamento w_y Figura: Diagrama N, M_x , $1/r$
($EI_{\text{sec}} = 11835261.08 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_x

z [m]	w_y [m]	$M_{sd1,x}$ [tf.m]	$M_{sd2,x}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,x}$ [tf.m]
7	-0.00116	655.69	0	655.69
6.3	-0.00093	649.37	0.08	649.45
5.6	-0.00073	643.06	0.15	643.2
4.9	-0.00056	636.74	0.21	636.95
4.2	-0.00041	630.42	0.26	630.69
3.5	-0.00028	624.11	0.31	624.41
2.8	-0.00018	617.79	0.34	618.13
2.1	-0.0001	611.47	0.37	611.84
1.4	-0.00004	605.16	0.39	605.55
0.7	-0.00001	598.84	0.4	599.24
0	0	592.52	0.41	592.93

Momentos em torno do eixo y:

Figura: Deslocamento w_x Figura: Diagrama N, M_y , $1/r$
($EI_{\text{sec}} = 229757.23 \text{ tf.m}^2$)Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento M_y

z [m]	w_x [m]	$M_{sd1,y}$ [tf.m]	$M_{sd2,y}$ [tf.m]	$M_{sd,tot,y}$ [tf.m]
7	0.01428	-66.7	0	-66.7
6.3	0.01188	-78.2	-0.85	-79.05
5.6	0.00963	-89.71	-1.64	-91.35
4.9	0.00756	-101.22	-2.37	-103.58
4.2	0.00569	-112.72	-3.03	-115.75
3.5	0.00405	-124.23	-3.61	-127.84
2.8	0.00265	-135.74	-4.1	-139.83
2.1	0.00152	-147.24	-4.5	-151.74
1.4	0.00069	-158.75	-4.79	-163.54
0.7	0.00018	-170.26	-4.97	-175.23
0	0	-181.76	-5.03	-186.79

FIGURA 155 – RESULTADO COMBINAÇÃO 6 PILAR 3 – PCALC

4.1.11 Aparelhos de Apoio de Neoprene

4.1.11.1 Esforços Solicitantes (Eixos E-10 ao E-12)

Os esforços obtidos no modelo no CSiBridge são apresentados nas tabelas a seguir.

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-10 - NEOP. DA DIREITA - 01						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E10_D	DEAD	-145.78	0.02	0.02	0.00	0.00
AP_E10_D	PERM	-36.19	0.07	0.16	0.00	0.00
AP_E10_D	PROT	-47.94	-2.32	-1.58	0.00	0.00
AP_E10_D	FREN	-1.03	-3.14	0.79	0.00	0.00
AP_E10_D	VENTO +X	3.37	2.34	5.94	0.00	0.00
AP_E10_D	VENTO -X	-3.10	-2.05	-5.04	0.00	0.00
AP_E10_D	VENTO +Y	-0.08	-0.16	-0.13	0.00	0.00
AP_E10_D	VENTO -Y	0.00	0.09	-0.09	0.00	0.00
AP_E10_D	VENTO Z	-9.66	0.00	0.00	0.00	0.00
AP_E10_D	TEMP +	-0.38	0.47	-0.65	0.00	0.00
AP_E10_D	TEMP -	1.97	-2.48	3.40	0.00	0.00
AP_E10_D	MULT	15.73	0.91	1.32	0.00	0.00
AP_E10_D	MULT	-62.55	-0.81	-1.17	0.00	0.00
AP_E10_D	VEIC	7.50	0.32	0.56	0.00	0.00
AP_E10_D	VEIC	-37.75	-0.34	-0.57	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E10_D	MÁX P (-)	-344.45	-8.26	-8.17	0.00	0.00
AP_E10_D	MÁX P (+)	-200.29	2.09	8.94	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E10_D	MÁX P (-)	-343.42	60.00	150.00	424.12	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmín (tf)	SITUAÇÃO
AP_E10_D	MÁX P (+)	-229.91	60.00	30.00	84.82	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	αx,d	αy,d	Fxd	Fyd
482.23	321.87	344.45	0.002058	0.0005320	11.56	12.52

TABELA 4.9 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 01

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-10 - NEOP. DA ESQUERDA - 02						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E10_E	DEAD	-88.88	0.17	-0.17	0.00	0.00
AP_E10_E	PERM	-21.47	0.10	0.11	0.00	0.00
AP_E10_E	PROT	27.62	-1.92	-1.31	0.00	0.00
AP_E10_E	FREN	2.70	-2.64	0.79	0.00	0.00
AP_E10_E	VENTO +X	-7.85	2.17	5.94	0.00	0.00
AP_E10_E	VENTO -X	7.12	-1.94	-5.04	0.00	0.00
AP_E10_E	VENTO +Y	0.19	-0.13	-0.13	0.00	0.00
AP_E10_E	VENTO -Y	0.00	0.07	-0.09	0.00	0.00
AP_E10_E	VENTO Z	-5.23	0.01	-0.02	0.00	0.00
AP_E10_E	TEMP +	0.11	0.46	-0.25	0.00	0.00
AP_E10_E	TEMP -	-0.57	-2.42	1.31	0.00	0.00
AP_E10_E	MULT	19.14	0.81	1.28	0.00	0.00
AP_E10_E	MULT	-51.66	-0.67	-1.21	0.00	0.00
AP_E10_E	VEIC	10.70	0.28	0.55	0.00	0.00
AP_E10_E	VEIC	-35.36	-0.30	-0.56	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E10_E	MÁX P (-)	-186.09	-0.21	3.30	0.00	0.00
AP_E10_E	MÁX P (+)	-42.77	-4.73	-4.27	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E10_E	MÁX P (-)	-183.39	60.00	150.00	424.12	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmín (tf)	SITUAÇÃO
AP_E10_E	MÁX P (+)	-110.34	60.00	30.00	84.82	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	$\alpha x,d$	$\alpha y,d$	Fxd	Fyd
260.52	154.48	186.09	0.002198	0.0007420	6.62	5.97

TABELA 4.10 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 02

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-11 - NEOP. DA DIREITA - 03						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E11_D	DEAD	-366.17	-0.31	0.66	0.00	0.00
AP_E11_D	PERM	-94.39	-0.03	0.32	0.00	0.00
AP_E11_D	PROT	-11.18	-0.76	4.92	0.00	0.00
AP_E11_D	FREN	10.65	-6.86	-1.98	0.00	0.00
AP_E11_D	VENTO +X	-53.55	0.31	9.91	0.00	0.00
AP_E11_D	VENTO -X	48.35	-0.28	-8.94	0.00	0.00
AP_E11_D	VENTO +Y	1.11	-0.25	-0.21	0.00	0.00
AP_E11_D	VENTO -Y	0.19	0.24	-0.03	0.00	0.00
AP_E11_D	VENTO Z	-24.56	-0.01	0.06	0.00	0.00
AP_E11_D	TEMP +	0.05	0.10	-0.20	0.00	0.00
AP_E11_D	TEMP -	-0.27	-0.54	1.06	0.00	0.00
AP_E11_D	MULT	2.67	0.36	2.85	0.00	0.00
AP_E11_D	MULT	-127.58	-0.39	-2.94	0.00	0.00
AP_E11_D	VEIC	6.83	0.17	1.31	0.00	0.00
AP_E11_D	VEIC	-34.46	-0.20	-1.19	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E11_D	MÁX P (-)	-722.82	4.92	14.78	0.00	0.00
AP_E11_D	MÁX P (+)	-401.90	-7.62	-1.32	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E11_D	MÁX P (-)	-700.98	80.00	150.00	753.98	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmin (tf)	SITUAÇÃO
AP_E11_D	MÁX P (+)	-471.75	80.00	30.00	150.80	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	αx,d	αy,d	Fxd	Fyd
1011.94	660.45	722.82	0.001176	0.0006580	10.67	20.69

TABELA 4.11 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 03

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-11 - NEOP. DA ESQUERDA - 04						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E11_E	DEAD	-364.50	-0.06	-0.55	0.00	0.00
AP_E11_E	PERM	-92.37	0.01	-0.01	0.00	0.00
AP_E11_E	PROT	52.92	-0.36	5.02	0.00	0.00
AP_E11_E	FREN	-12.16	-6.07	-1.98	0.00	0.00
AP_E11_E	VENTO +X	62.51	0.03	9.92	0.00	0.00
AP_E11_E	VENTO -X	-56.35	-0.09	-8.95	0.00	0.00
AP_E11_E	VENTO +Y	-1.30	-0.21	-0.21	0.00	0.00
AP_E11_E	VENTO -Y	-0.23	0.22	-0.04	0.00	0.00
AP_E11_E	VENTO Z	-24.20	0.00	-0.02	0.00	0.00
AP_E11_E	TEMP +	0.45	0.07	0.26	0.00	0.00
AP_E11_E	TEMP -	-2.39	-0.37	-1.37	0.00	0.00
AP_E11_E	MULT	0.08	0.22	2.62	0.00	0.00
AP_E11_E	MULT	-128.68	-0.21	-3.14	0.00	0.00
AP_E11_E	VEIC	0.69	0.10	1.21	0.00	0.00
AP_E11_E	VEIC	-25.51	-0.09	-1.24	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E11_E	MÁX P (-)	-654.78	-7.22	-12.48	0.00	0.00
AP_E11_E	MÁX P (+)	-328.07	6.08	20.45	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E11_E	MÁX P (-)	-642.62	80.00	150.00	753.98	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmín (tf)	SITUAÇÃO
AP_E11_E	MÁX P (+)	-403.96	80.00	30.00	150.80	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	αx,d	αy,d	Fxd	Fyd
916.69	565.54	654.78	0.001064	0.0006580	10.11	28.63

TABELA 4.12 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 04

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-12 - NEOP. DA DIREITA - 05						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E12_D	DEAD	-144.25	0.00	0.02	0.00	0.00
AP_E12_D	PERM	-35.58	-0.06	0.18	0.00	0.00
AP_E12_D	PROT	-50.47	1.88	-2.15	0.00	0.00
AP_E12_D	FREN	-2.11	-5.13	0.18	0.00	0.00
AP_E12_D	VENTO +X	13.56	-1.23	6.08	0.00	0.00
AP_E12_D	VENTO -X	-12.38	1.12	-5.80	0.00	0.00
AP_E12_D	VENTO +Y	-0.22	-0.17	0.00	0.00	0.00
AP_E12_D	VENTO -Y	-0.09	0.20	-0.07	0.00	0.00
AP_E12_D	VENTO Z	-9.78	-0.01	-0.01	0.00	0.00
AP_E12_D	TEMP +	-0.87	-0.79	-0.48	0.00	0.00
AP_E12_D	TEMP -	4.57	4.16	2.54	0.00	0.00
AP_E12_D	MULT	18.08	0.27	1.53	0.00	0.00
AP_E12_D	MULT	-66.31	-0.34	-1.37	0.00	0.00
AP_E12_D	VEIC	8.70	0.15	0.62	0.00	0.00
AP_E12_D	VEIC	-44.65	-0.11	-0.64	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E12_D	MÁX P (-)	-366.72	-3.41	-10.15	0.00	0.00
AP_E12_D	MÁX P (+)	-183.28	10.30	8.64	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E12_D	MÁX P (-)	-364.61	60.00	150.00	424.12	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmín (tf)	SITUAÇÃO
AP_E12_D	MÁX P (+)	-230.31	60.00	30.00	84.82	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	αx,d	αy,d	Fxd	Fyd
513.41	322.43	366.72	0.002982	0.0007700	14.42	14.21

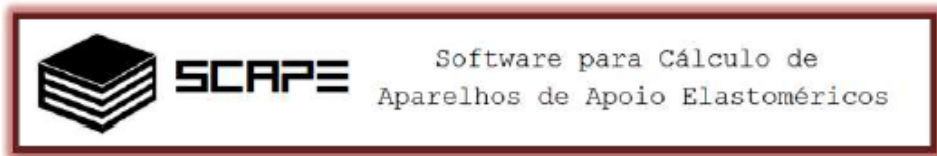
TABELA 4.13 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 05

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300						
RESULTADO DOS ESFORÇOS - APOIO E-12- NEOP. DA ESQUERDA - 06						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E12_E	DEAD	-83.76	0.18	-0.10	0.00	0.00
AP_E12_E	PERM	-20.29	-0.01	0.14	0.00	0.00
AP_E12_E	PROT	19.07	1.56	-1.84	0.00	0.00
AP_E12_E	FREN	1.96	-2.97	0.19	0.00	0.00
AP_E12_E	VENTO +X	-18.04	-1.15	6.06	0.00	0.00
AP_E12_E	VENTO -X	16.37	1.01	-5.78	0.00	0.00
AP_E12_E	VENTO +Y	0.30	-0.08	0.00	0.00	0.00
AP_E12_E	VENTO -Y	0.13	0.12	-0.07	0.00	0.00
AP_E12_E	VENTO Z	-4.61	0.01	-0.02	0.00	0.00
AP_E12_E	TEMP +	0.63	-0.56	-0.08	0.00	0.00
AP_E12_E	TEMP -	-3.32	2.96	0.44	0.00	0.00
AP_E12_E	MULT	32.57	0.42	1.46	0.00	0.00
AP_E12_E	MULT	-61.72	-0.44	-1.35	0.00	0.00
AP_E12_E	VEIC	13.10	0.22	0.59	0.00	0.00
AP_E12_E	VEIC	-40.47	-0.18	-0.63	0.00	0.00
RESULTADOS DAS COMBINAÇÕES						
FRAME	LOCAL	P	V2L	V3T	M2T	M3L
AP_E12_E	MÁX P (-)	-215.10	5.90	2.51	0.00	0.00
AP_E12_E	MÁX P (+)	-19.92	-0.12	-5.50	0.00	0.00
COMBINAÇÃO RARA DAS CARGAS PERMANENTES E MÓVEIS						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão máx. (kgf/cm²)	Pmáx (tf)	SITUAÇÃO
AP_E12_E	MÁX P (-)	-213.15	60.00	150.00	424.12	OK
COMBINAÇÃO RARA APENAS DAS CARGAS PERMANENTES						
FRAME	LOCAL	P	Dimens. Apar. Ø	Tensão mín. (kgf/cm²)	Pmín (tf)	SITUAÇÃO
AP_E12_E	MÁX P (+)	-84.99	60.00	30.00	84.82	OK
DADOS - SCAPE						
Fzd,máx	Fzd,mín	Fzk	$\alpha x,d$	$\alpha y,d$	Fxd	Fyd
301.15	118.98	215.10	0.003024	0.0006020	8.26	7.69

TABELA 4.14 – RESULTADOS DOS ESFORÇOS – NEOPRENE 06

4.1.11.2 Aparelhos de Apoio Eixo E-10

Neoprene 01



Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	5.53	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.71	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.40	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	18.27	≤ 118.7	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

$$F_{zk} = 344.00 \text{ tf}$$

$$F_{zd} = 482.00 \text{ tf}$$

$$F_{xd} = 11.56 \text{ tf}$$

$$v_{xd} = 16.76 \text{ mm}$$

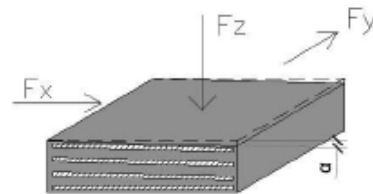
$$\alpha_{a,d} = 0.002058 \text{ rad}$$

$$F_{zd,min} = 322.00 \text{ tf}$$

$$F_{yd} = 12.52 \text{ tf}$$

$$v_{yd} = 18.15 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b,d} = 5.32E-4 \text{ rad}$$



Aparelho de apoio escolhido

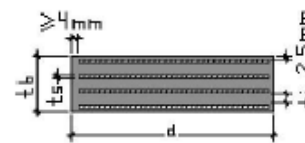
$$D = 600.0 \text{ mm}$$

$$n = 3.0 \text{ camadas}$$

$$t_s = 4.0 \text{ mm}$$

$$t_i = 12.0 \text{ mm}$$

$$t_b = 57.0 \text{ mm}$$



Configurações

$$*K_f = 0.6$$

$$G = 1.0 \text{ MPa}$$

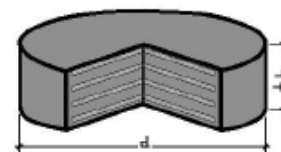
$$E_b = 2000.0 \text{ MPa}$$

$$f_y = 210.0 \text{ MPa}$$

$$c_h = 4.0 \text{ mm}$$

$$c_v = 2.5 \text{ mm}$$

$$**K_h = 1.0$$



*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quaisquer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_h = 1,0$.

FIGURA 156 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 1 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (2.22 + 0.60 + 0.86) \leq 7 = 5.53 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.60 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 2.71 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.40 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 18.27 \leq 118.72 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

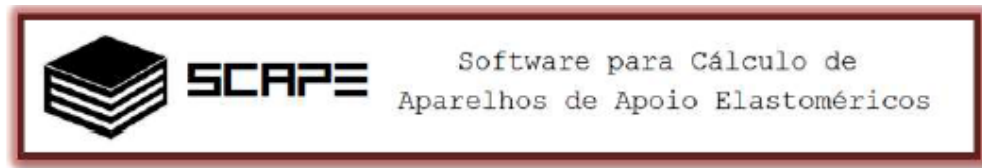
$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 12.21 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -388981.56 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

FIGURA 157 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 1 – FL. 2/2

Neoprene 02



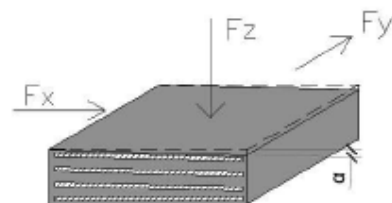
Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	3.65	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	1.44	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	1.98	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	9.69	≤ 118.7	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

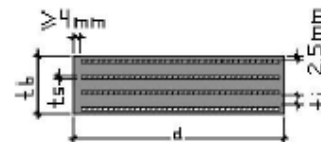
$F_{zk} = 186.00 \text{ tf}$
 $F_{zd} = 261.00 \text{ tf}$
 $F_{xd} = 6.62 \text{ tf}$
 $v_{xd} = 10.67 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.002198 \text{ rad}$

$F_{zd,\text{mín}} = 154.48 \text{ tf}$
 $F_{yd} = 5.97 \text{ tf}$
 $v_{yd} = 9.62 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 7.42\text{E-}4 \text{ rad}$



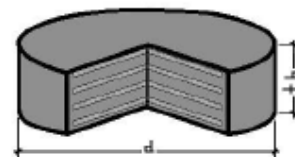
Aparelho de apoio escolhido

$D = 600.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 1.0 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $ch = 4.0 \text{ mm}$
 $cv = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$



*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quais quer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

FIGURA 158 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 2 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (1.18 + 0.32 + 0.94) \leq 7 = 3.65 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.32 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 1.44 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 1.98 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 9.69 \leq 118.72 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d} \min}{A_r} \geq 3 = 5.74 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

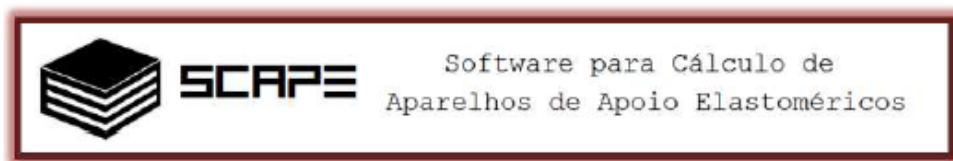
Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d} \min \leq 0 = -307655.88 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

FIGURA 159 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 2 – FL. 2/2

4.1.11.3 Aparelhos de Apoio Eixo E-11

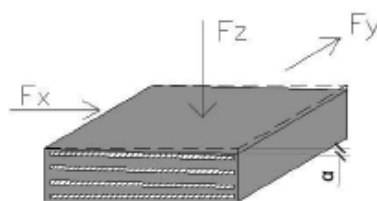
Neoprene 03



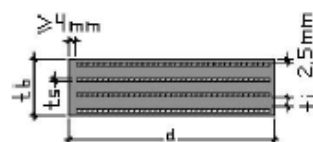
Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	5.03	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	3.13	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.30	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	21.05	≤ 212.5	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

 $F_{zk} = 723.00 \text{ tf}$ $F_{zd} = 1012.00 \text{ tf}$ $F_{xd} = 10.67 \text{ tf}$ $v_{xd} = 8.70 \text{ mm}$ $\alpha_{a,d} = 0.001176 \text{ rad}$ $F_{zd,mín} = 660.00 \text{ tf}$ $F_{yd} = 20.69 \text{ tf}$ $v_{yd} = 16.88 \text{ mm}$ $\alpha_{b,d} = 6.58E-4 \text{ rad}$ 

Aparelho de apoio escolhido

 $D = 800.0 \text{ mm}$ $n = 3.0 \text{ camadas}$ $t_s = 4.0 \text{ mm}$ $t_i = 12.0 \text{ mm}$ $t_b = 57.0 \text{ mm}$ 

Configurações

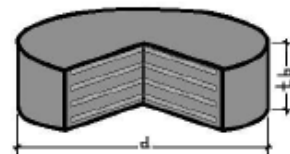
 $*K_f = 0.6$ $G = 1.0 \text{ MPa}$ $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$ $f_y = 210.0 \text{ MPa}$ $ch = 4.0 \text{ mm}$ $cv = 2.5 \text{ mm}$ $**K_h = 1.0$ *Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quaisquer outros materiais $K_f = 0,2$.**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

FIGURA 160 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 3 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (1.91 + 0.46 + 0.98) \leq 7 = 5.03 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.46 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 3.13 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.30 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 21.05 \leq 212.49 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

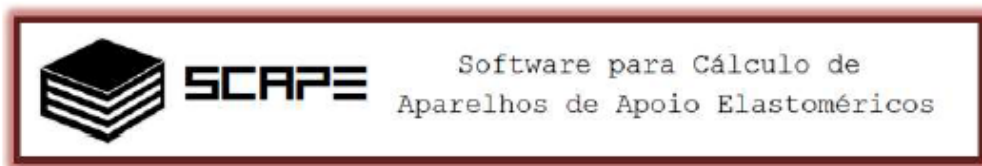
$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 13.73 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -859963.77 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

FIGURA 161 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 3 – FL. 2/2

Neoprene 04

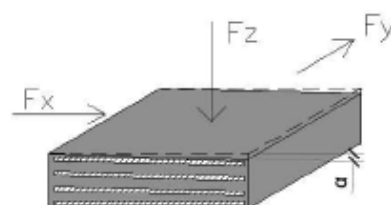


Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	4.89	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.85	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.26	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	19.21	≤ 212.5	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

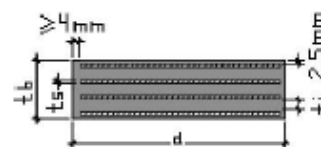
Variáveis de entrada

$F_{zk} = 655.00 \text{ tf}$
 $F_{zd} = 917.00 \text{ tf}$
 $F_{xd} = 10.11 \text{ tf}$
 $v_{xd} = 8.25 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.001064 \text{ rad}$
 $F_{zd,\text{mín}} = 566.00 \text{ tf}$
 $F_{yd} = 28.63 \text{ tf}$
 $v_{yd} = 23.35 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 6.58\text{E-}4 \text{ rad}$



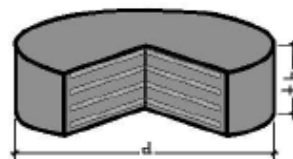
Aparelho de apoio escolhido

$D = 800.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 1.0 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $c_h = 4.0 \text{ mm}$
 $c_v = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$



*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quaisquer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_h = 1,0$.

FIGURA 162 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 4 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (1.75 + 0.60 + 0.91) \leq 7 = 4.89 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.60 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 2.85 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.26 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 19.21 \leq 212.49 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d} \min}{A_r} \geq 3 = 11.86 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

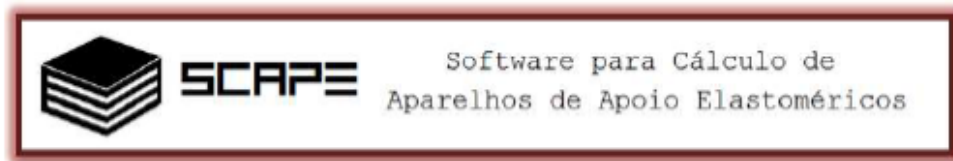
Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d} \min \leq 0 = -691895.83 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

FIGURA 163 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 4 – FL. 2/2

4.1.11.4 Aparelhos de Apoio Eixo E-12

Neoprene 05



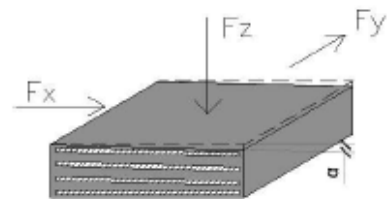
Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	6.53	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.91	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.26	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	19.61	≤ 118.7	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

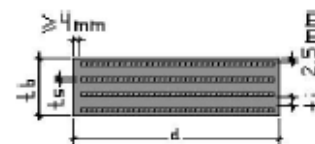
$F_{zk} = 367.00 \text{ tf}$
 $F_{zd} = 513.00 \text{ tf}$
 $F_{xd} = 14.42 \text{ tf}$
 $v_{xd} = 20.91 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.002982 \text{ rad}$

$F_{zd,\text{mín}} = 332.00 \text{ tf}$
 $F_{yd} = 14.21 \text{ tf}$
 $v_{yd} = 20.61 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 7.7\text{E-}4 \text{ rad}$



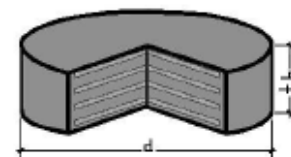
Aparelho de apoio escolhido

$D = 600.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 1.0 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $ch = 4.0 \text{ mm}$
 $cv = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$



*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quais quer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

FIGURA 164 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 5 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (2.38 + 0.72 + 1.25) \leq 7 = 6.53 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{\bar{v}_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.72 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 2.91 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.26 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 19.61 \leq 118.72 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

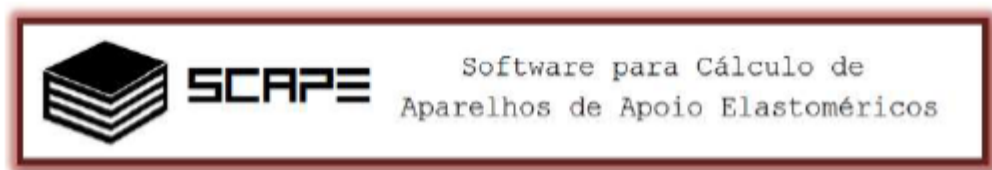
$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 12.69 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -364993.61 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

FIGURA 165 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 5 – FL. 2/2

Neoprene 06



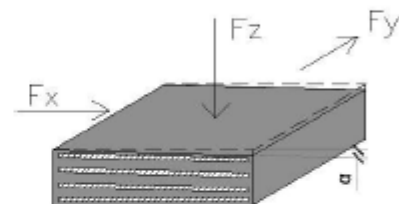
Aparelho de Apoio Circular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	6.33	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	1.67	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	1.32	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	11.25	≤ 118.7	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

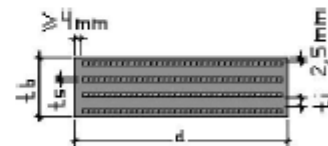
$F_{zk} = 215.00 \text{ tf}$
 $F_{zd} = 301.00 \text{ tf}$
 $F_{xd} = 8.26 \text{ tf}$
 $v_{xd} = 11.98 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.006024 \text{ rad}$

$F_{zd,\text{mín}} = 119.00 \text{ tf}$
 $F_{yd} = 7.69 \text{ tf}$
 $v_{yd} = 11.15 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 6.02\text{E-}4 \text{ rad}$



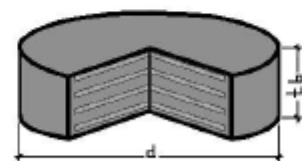
Aparelho de apoio escolhido

$D = 600.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 1.0 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $ch = 4.0 \text{ mm}$
 $cv = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$



*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quais quer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

FIGURA 166 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 6 – FL. 1/2

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (1.37 + 0.40 + 2.46) \leq 7 = 6.33 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{\bar{v}_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.40 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 1.67 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(D' \cdot \alpha_d)}{K_{r,d}} \geq 0 = 1.32 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 11.25 \leq 118.72 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 4.45 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -247024.80 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

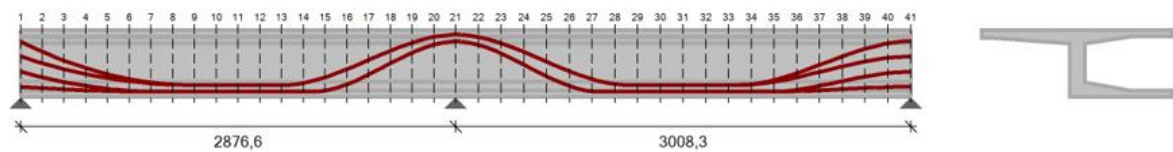
FIGURA 167 – VERIFICAÇÕES – NEOPRENE 6 – FL. 2/2

4.1.12 Vigas

Para dimensionamento das armaduras ativas e passivas, considerando-se perdas imediatas e diferidas, contou-se com o auxílio do software VPRO para a análise de ambas as vigas presentes na estrutura do viaduto. Os resultados, são apresentados a seguir.

4.1.12.1 Viga Interna à Curva

Propriedades Geométricas da Viga Longarina



Concreto:

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

$$f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31 \text{ GPa}$$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,j} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$E_{cj} = 29 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c = 1,40$$

Armadura ativa:

$$f_{ptk} = 1900,00$$

$$f_{pyk} = 1710,00$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\gamma_p = 1,15$$

Armadura passiva:

$$f_{yk} = 500,00$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m²)	I _c (m⁴)	W _i (m³)	W _s (m³)
1	0	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
2	1,4383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
3	2,8766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
4	4,3149	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
5	5,7532	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
6	7,1915	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
7	8,6298	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
8	10,0681	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
9	11,5064	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
10	12,9447	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
11	14,383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
12	15,8213	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
13	17,2596	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
14	18,6979	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
15	20,1362	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
16	21,5745	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
17	23,0128	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
18	24,4511	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
19	25,8894	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
20	27,3277	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
21	28,766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
22	30,2701	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
23	31,7743	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
24	33,2784	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
25	34,7826	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
26	36,2867	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
27	37,7909	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
28	39,2950	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
29	40,7992	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
30	42,3033	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
31	43,8075	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
32	45,3116	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
33	46,8158	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
34	48,3199	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
35	49,8241	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
36	51,3282	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
37	52,8324	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
38	54,3365	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
39	55,8407	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
40	57,3448	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
41	58,849	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529

TABELA 4.15 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS SEÇÃO TRANSVERSAL (ATO DE PROTENSÃO)

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m²)	I _c (m⁴)	W _i (m³)	W _s (m³)
1	0	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
2	1,4383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
3	2,8766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
4	4,3149	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
5	5,7532	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
6	7,1915	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
7	8,6298	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
8	10,0681	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
9	11,5064	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
10	12,9447	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
11	14,383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
12	15,8213	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
13	17,2596	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
14	18,6979	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
15	20,1362	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
16	21,5745	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
17	23,0128	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
18	24,4511	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
19	25,8894	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
20	27,3277	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
21	28,766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
22	30,2701 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
23	31,7743	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
24	33,2784 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
25	34,7826	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
26	36,2867 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
27	37,7909	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
28	39,2950 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
29	40,7992	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
30	42,3033 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
31	43,8075	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
32	45,3116 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
33	46,8158	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
34	48,3199 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
35	49,8241	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
36	51,3282 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
37	52,8324	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
38	54,3365 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
39	55,8407	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
40	57,3448 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
41	58,849	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529

TABELA 4.16 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS SEÇÃO TRANSVERSAL (FASE FINAL)

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- h – Altura da seção transversal;
- y_i – Distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior;
- y_s – Distância do centro de gravidade da seção à fibra superior;
- A_c – Área da seção transversal;
- I_c – Momento de inércia seção transversal;

- W_i – Módulo resistente da seção em relação a fibra inferior;
- W_s – Módulo resistente da seção em relação a fibra superior.

Força de Protensão

Seção	x (m)	P_i (tf)	P_o (tf)	MP_o (tf.m)	P_{∞} (tf)	MP_{∞} (tf.m)
1	0	1176,00	986,09	-240,03	849,92	-206,88
2	143,8	1176,00	997,94	-419,38	856,66	-360,01
3	287,7	1176,00	1009,84	-577,64	864,69	-494,61
4	431,5	1176,00	1021,43	-713,66	872,44	-609,56
5	575,3	1176,00	1033,16	-826,74	881,22	-705,16
6	719,2	1176,00	1041,76	-913,04	887,90	-778,19
7	863	1176,00	1050,22	-974,05	894,86	-829,96
8	1006,8	1176,00	1057,75	-1008,97	901,80	-860,20
9	1150,6	1176,00	1065,12	-1024,64	907,82	-873,32
10	1294,5	1176,00	1067,84	-1027,48	910,76	-876,34
11	1438,3	1176,00	1069,13	-1029,05	910,07	-875,95
12	1582,1	1176,00	1065,53	-1025,83	905,95	-872,20
13	1726	1176,00	1060,11	-1020,84	897,93	-864,67
14	1869,8	1176,00	1046,35	-974,65	885,90	-825,20
15	2013,6	1176,00	1030,01	-854,81	874,87	-726,06
16	2157,5	1176,00	1018,18	-627,16	872,14	-537,21
17	2301,3	1176,00	1007,57	-333,07	869,40	-287,40
18	2445,1	1176,00	996,54	-23,85	861,65	-20,62
19	2588,9	1176,00	984,94	251,53	850,03	217,08
20	2732,8	1176,00	969,24	444,66	837,26	384,11
21	2876,6	1176,00	951,78	511,43	828,94	445,43
22	3027	1176,00	953,55	430,44	824,90	372,37
23	3177,4	1176,00	972,50	224,84	840,39	194,29
24	3327,8	1176,00	984,58	-65,99	852,78	-57,16
25	3478,3	1176,00	991,04	-383,69	857,39	-331,94
26	3628,7	1176,00	1004,33	-677,18	862,33	-581,44
27	3779,1	1176,00	1021,95	-890,52	871,81	-759,69
28	3929,5	1176,00	1034,68	-982,07	881,72	-836,89
29	4079,9	1176,00	1045,75	-1007,49	894,59	-861,86
30	4230,3	1176,00	1052,34	-1013,69	902,29	-869,14
31	4380,8	1176,00	1057,39	-1018,55	908,87	-875,49
32	4531,2	1176,00	1060,30	-1021,17	911,04	-877,42
33	4681,6	1176,00	1062,71	-1023,27	912,86	-878,98
34	4832	1176,00	1061,40	-1010,31	909,80	-866,01
35	4982,4	1176,00	1059,99	-951,13	909,20	-815,83
36	5132,8	1176,00	1052,21	-834,76	903,94	-717,14
37	5283,2	1176,00	1043,64	-684,81	899,22	-590,04
38	5433,7	1176,00	1032,22	-525,48	890,24	-453,20
39	5584,1	1176,00	1020,31	-382,91	880,48	-330,43
40	5734,5	1176,00	1003,40	-280,28	865,57	-241,78
41	5884,9	1176,00	986,09	-240,03	849,92	-206,88

TABELA 4.17 – FORÇA E MOMENTO DE PROTENSÃO NOS INSTANTES T_0 E T_{00}

Onde:

- x – Abcissa da seção;

- P_i – força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;
- P_o – força de protensão após as perdas imediatas ($t=0$);
- M_{Po} – momento isostático após as perdas imediatas ($t=0$);
- P_{oo} – força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$);
- M_{Poo} – momento isostático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$);

Esforços Solicitantes

Seção	x (m)	$M_{CQP,max}$	$M_{CQP,min}$	$M_{CF,max}$	$M_{CF,min}$	$M_{CR,max}$	$M_{CR,min}$	$M_{SD,max}$	$M_{SD,min}$
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,4383	196,59	158,49	218,61	155,11	273,66	146,65	378,35	135,15
3	2,8766	393,19	316,98	437,23	310,21	547,33	293,30	756,70	270,30
4	4,3149	544,92	438,77	605,55	428,62	757,10	403,25	1044,72	368,74
5	5,7532	683,84	550,07	759,49	536,54	948,62	502,71	1306,93	456,70
6	7,1915	791,35	635,16	878,57	618,24	1096,61	575,96	1507,78	518,45
7	8,6298	873,74	699,27	969,75	678,98	1209,77	628,23	1659,54	559,22
8	10,0681	937,35	747,66	1040,13	723,98	1297,08	664,78	1774,87	584,26
9	11,5064	963,43	764,59	1068,93	737,53	1332,68	669,86	1817,36	577,85
10	12,9447	983,26	776,27	1090,81	745,83	1359,67	669,71	1847,71	566,19
11	14,383	953,07	746,02	1057,28	712,19	1317,80	627,61	1781,09	512,59
12	15,8213	922,89	715,76	1023,76	678,54	1275,94	585,51	1714,46	458,99
13	17,2596	843,31	643,55	935,89	602,96	1167,33	501,47	1554,00	363,44
14	18,6979	757,56	566,11	841,22	522,13	1050,37	412,18	1381,80	262,66
15	20,1362	635,35	457,20	706,76	409,84	885,27	291,43	1155,91	116,62
16	21,5745	494,91	332,57	552,40	281,82	696,11	154,96	903,16	-52,03
17	23,0128	332,87	184,71	376,02	129,08	483,88	-10,00	640,45	-274,41
18	24,4511	143,84	7,82	172,12	-54,58	242,83	-210,57	365,29	-563,96
19	25,8894	-53,24	-182,69	-38,19	-253,93	-0,56	-432,05	91,87	-883,29
20	27,3277	-278,46	-420,83	-270,94	-508,22	-252,12	-726,68	-175,47	-
									1306,84
21	28,766	-503,69	-658,97	-503,69	-762,50	-503,69	-	-442,80	-
							1021,31		1730,40
22	30,2701	-258,75	-396,45	-251,58	-481,09	-233,67	-692,70	-157,92	-
	5								1258,91
23	31,7743	-13,81	-133,94	0,52	-199,69	36,34	-364,08	126,96	-787,42
24	33,2784	195,54	67,11	224,26	10,21	296,09	-132,02	419,66	-453,78
	5								
25	34,7826	404,88	268,15	448,01	220,12	555,83	100,04	712,36	-120,15
26	36,2867	570,59	413,95	629,99	368,93	778,50	256,37	1007,07	72,44
	5								
27	37,7909	736,30	559,76	811,97	517,75	1001,16	412,70	1301,77	265,04
28	39,2950	848,65	659,12	935,99	620,10	1154,34	522,56	1524,92	385,45
	5								
29	40,7992	961,00	758,47	1060,00	722,46	1307,51	632,42	1748,07	505,85
30	42,3033	1019,17	811,38	1124,68	778,37	1388,46	695,84	1869,84	579,82
	5								
31	43,8075	1077,34	864,29	1189,36	834,28	1469,41	759,25	1991,61	653,78
32	45,3116	1080,64	870,76	1193,55	843,75	1475,82	776,22	2008,55	681,29
	5								
33	46,8158	1083,94	877,22	1197,74	853,21	1482,24	793,19	2025,49	708,81
34	48,3199	1031,80	837,24	1140,50	816,23	1412,24	763,71	1934,77	689,87
	5								
35	49,8241	979,66	797,25	1083,25	779,25	1342,24	734,23	1844,06	670,94
36	51,3282	872,45	710,82	965,20	695,82	1197,06	658,30	1647,54	605,57
	5								
37	52,8324	765,24	624,39	847,14	612,39	1051,88	582,38	1451,01	540,19
38	54,3365	602,26	491,52	667,08	482,52	829,13	460,01	1145,11	428,36
	5								
39	55,8407	439,27	358,64	487,02	352,64	606,38	337,63	839,21	316,54
40	57,3448	219,63	179,32	243,51	176,32	303,19	168,82	419,60	158,27
	5								
41	58,849	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

TABELA 4.18 – MOMENTO FLETOR COMBINAÇÕES ELS E ELU (TF.M)

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $M_{CQP,max}$ – Momento fletor máximo para combinação quase permanente;

- MCQP,min – Momento fletor mínimo para combinação quase permanente;
- MCF,max – Momento fletor máximo para combinação frequente;
- MCF,min – Momento fletor mínimo para combinação frequente;
- MCR,max – Momento fletor máximo para combinação rara;
- MCR,min – Momento fletor mínimo para combinação rara;
- MSd,max – Momento fletor máximo para combinação ELU;
- MSd,min – Momento fletor mínimo para combinação ELU.

Seção	x (m)	V _{CQP,max}	V _{CQP,min}	V _{CF,max}	V _{CF,min}	V _{CR,max}	V _{CR,min}	V _{Sd,max}	V _{Sd,min}
1	0	157,35	126,60	175,51	124,24	220,89	118,36	306,52	110,37
2	1,4383	140,26	111,73	156,85	109,30	198,34	103,24	274,92	95,07
3	2,8766	123,16	96,86	138,20	94,36	175,80	88,12	243,32	79,77
4	4,3149	106,24	81,21	119,84	78,13	153,85	70,43	212,61	60,61
5	5,7532	89,37	65,35	101,57	61,54	132,08	52,00	182,16	40,35
6	7,1915	72,64	49,32	83,53	44,67	110,74	33,02	152,38	19,27
7	8,6298	56,01	33,16	65,65	27,58	89,77	13,61	123,12	-2,48
8	10,0681	39,46	16,95	47,92	10,39	69,06	-5,99	95,45	-25,67
9	11,5064	23,08	0,62	30,46	-6,97	48,90	-25,96	70,93	-51,75
10	12,9447	6,72	-15,72	13,04	-24,37	28,82	-45,99	46,73	-78,09
11	14,3833	-9,41	-32,19	-4,01	-41,97	9,48	-66,43	25,10	-106,54
12	15,8213	-25,55	-48,65	-21,07	-59,57	-9,86	-86,87	3,47	-135,00
13	17,2596	-41,47	-65,22	-37,75	-77,35	-28,47	-107,66	-17,07	-163,96
14	18,6979	-57,36	-81,81	-54,40	-95,14	-46,99	-128,49	-37,47	-192,98
15	20,1362	-73,09	-98,44	-70,77	-113,03	-64,98	-149,50	-57,06	-222,29
16	21,5745	-88,74	-115,11	-87,01	-130,97	-82,69	-170,61	-76,26	-251,74
17	23,0128	-104,28	-131,80	-103,08	-148,94	-100,06	-191,79	-94,93	-281,30
18	24,4511	-119,70	-148,52	-118,93	-166,96	-117,01	-213,07	-112,97	-311,01
19	25,8894	-135,04	-165,24	-134,65	-184,99	-133,68	-234,36	-130,60	-340,73
20	27,3277	-150,09	-181,97	-149,90	-203,03	-149,41	-255,68	-146,81	-370,48
21	28,766	205,26	-198,70	228,01	-221,07	284,89	-276,99	410,77	-400,24
22	30,2070	187,80	155,44	209,20	155,26	262,71	154,83	379,81	152,37
23	31,7743	170,34	139,73	190,39	139,39	240,52	138,51	348,85	135,62
24	33,27845	152,88	123,68	171,58	122,92	218,35	121,03	317,91	117,11
25	34,7826	135,42	107,63	152,78	106,46	196,18	103,54	286,97	98,60
26	36,28675	118,00	91,36	134,04	89,64	174,14	85,35	256,23	79,03
27	37,7909	100,58	75,10	115,30	72,83	152,10	67,15	225,49	59,45
28	39,29505	83,23	58,61	96,68	55,63	130,30	48,21	195,09	38,76
29	40,7992	65,88	42,11	78,06	38,44	108,49	29,26	164,70	18,06
30	42,30335	48,63	25,39	59,59	20,87	87,01	9,55	134,79	-3,79
31	43,8075	31,38	8,67	41,13	3,29	65,52	-10,16	104,88	-25,63
32	45,31165	14,25	-8,28	22,87	-14,67	44,44	-30,65	75,58	-48,64
33	46,8158	-2,89	-25,23	4,61	-32,63	23,37	-51,13	46,28	-71,65
34	48,31995	-19,87	-42,42	-13,40	-50,98	2,77	-72,39	22,03	-100,16
35	49,8241	-36,86	-59,61	-31,42	-69,33	-17,83	-93,65	-2,22	-128,67
36	51,32825	-53,68	-77,02	-49,17	-88,07	-37,89	-115,68	-24,58	-159,39
37	52,8324	-70,51	-94,44	-66,92	-106,80	-57,94	-137,71	-46,94	-190,12
38	54,33655	-87,04	-112,08	-84,18	-125,91	-77,03	-160,49	-67,85	-221,97
39	55,8407	-103,58	-129,72	-101,44	-145,02	-96,12	-183,27	-88,77	-253,83
40	57,34485	-119,12	-147,58	-117,05	-164,49	-111,90	-206,77	-104,71	-286,77
41	58,849	-134,66	-165,44	-132,66	-183,96	-127,67	-230,28	-120,66	-319,71

TABELA 4.19 – ESFORÇO CORTANTE COMBINAÇÕES ELS E ELU (TF)

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- VCQP,max – Esforço cortante máximo para combinação quase permanente;
- VCQP,min – Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente;
- VCF,max – Esforço cortante máximo para combinação frequente;
- VCF,min – Esforço cortante mínimo para combinação frequente;
- VCR,max – Esforço cortante máximo para combinação rara;
- VCR,min – Esforço cortante mínimo para combinação rara;
- VSd,max – Esforço cortante máximo para combinação ELU;
- VSd,min – Esforço cortante mínimo para combinação ELU.

Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-4,21	-1,85
2	1,4383	-4,21	-1,88
3	2,8766	-4,10	-2,00
4	4,3149	-4,10	-2,04
5	5,7532	-4,04	-2,12
6	7,1915	-4,01	-2,18
7	8,6298	-3,97	-1,96
8	10,0681	-3,89	-1,70
9	11,5064	-3,90	-1,61
10	12,9447	-3,94	-1,49
11	14,383	-4,11	-1,72
12	15,8213	-4,30	-1,91
13	17,2596	-4,74	-1,76
14	18,6979	-4,99	-1,53
15	20,1362	-5,04	-1,44
16	21,5745	-4,61	-1,70
17	23,0128	-3,93	-2,13
18	24,4511	-3,50	-1,77
19	25,8894	-3,58	-1,54
20	27,3277	-3,59	-1,95
21	28,766	-4,90	-1,28
22	30,27015	-3,45	-1,86
23	31,7743	-3,62	-1,40
24	33,27845	-3,54	-1,63
25	34,7826	-3,57	-2,00
26	36,28675	-4,29	-1,86
27	37,7909	-4,52	-1,76
28	39,29505	-4,38	-1,91
29	40,7992	-3,89	-1,55
30	42,30335	-4,10	-1,18
31	43,8075	-4,38	-0,80
32	45,31165	-4,40	-0,79
33	46,8158	-4,42	-0,78
34	48,31995	-4,21	-1,08
35	49,8241	-4,17	-1,12
36	51,32825	-4,07	-1,24
37	52,8324	-4,09	-1,16
38	54,33655	-3,87	-1,43
39	55,8407	-3,58	-1,79
40	57,34485	-3,28	-2,53
41	58,849	-4,21	-1,85

TABELA 4.20 – VERIFICAÇÃO ELS-F ($\sigma_c \leq 2,95$ MPA)

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);
- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

Estado limite de descompressão (ELS-D)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-4,21	-1,85
2	1,4383	-4,19	-1,89
3	2,8766	-4,05	-2,03
4	4,3149	-4,03	-2,08
5	5,7532	-3,95	-2,18
6	7,1915	-3,89	-2,26
7	8,6298	-3,83	-2,34
8	10,0681	-3,72	-2,41
9	11,5064	-3,72	-2,34
10	12,9447	-3,67	-2,24
11	14,383	-3,87	-2,39
12	15,8213	-4,04	-2,26
13	17,2596	-4,46	-1,94
14	18,6979	-4,68	-1,73
15	20,1362	-4,72	-1,65
16	21,5745	-4,26	-1,93
17	23,0128	-3,55	-2,38
18	24,4511	-3,37	-1,96
19	25,8894	-3,51	-1,65
20	27,3277	-3,21	-2,01
21	28,766	-4,18	-1,75
22	30,27015	-3,21	-1,91
23	31,7743	-3,56	-1,50
24	33,27845	-3,41	-1,83
25	34,7826	-3,24	-2,30
26	36,28675	-3,97	-2,06
27	37,7909	-4,23	-1,95
28	39,29505	-4,11	-2,08
29	40,7992	-3,64	-2,24
30	42,30335	-3,62	-1,91
31	43,8075	-3,88	-1,57
32	45,31165	-3,89	-1,57
33	46,8158	-3,90	-1,57
34	48,31995	-3,72	-1,83
35	49,8241	-3,71	-1,84
36	51,32825	-3,65	-1,88
37	52,8324	-3,73	-1,73
38	54,33655	-3,58	-1,88
39	55,8407	-3,37	-2,12
40	57,34485	-3,26	-2,55
41	58,849	-4,21	-1,85

TABELA 4.21 – VERIFICAÇÃO ELS-D ($\sigma_C \leq 0$)

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);
- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

Estado limite último no ato de protensão (ELU-ATO)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-5,37	-2,36
2	1,4383	-5,85	-2,11
3	2,8766	-6,17	-1,98
4	4,3149	-6,52	-1,82
5	5,7532	-6,75	-1,74
6	7,1915	-6,91	-1,69
7	8,6298	-6,98	-1,69
8	10,0681	-6,94	-1,76
9	11,5064	-6,92	-1,82
10	12,9447	-6,82	-1,90
11	14,383	-6,92	-1,84
12	15,8213	-6,97	-1,79
13	17,2596	-7,23	-1,59
14	18,6979	-7,17	-1,55
15	20,1362	-6,71	-1,75
16	21,5745	-5,53	-2,44
17	23,0128	-3,96	-3,40
18	24,4511	-4,34	-2,42
19	25,8894	-5,07	-1,19
20	27,3277	-5,25	-0,76
21	28,766	-4,81	-1,29
22	30,27015	-5,20	-0,70
23	31,7743	-5,04	-1,13
24	33,27845	-4,27	-2,42
25	34,7826	-3,90	-3,34
26	36,28675	-5,47	-2,40
27	37,7909	-6,44	-1,87
28	39,29505	-6,72	-1,76
29	40,7992	-6,49	-1,98
30	42,30335	-6,35	-2,11
31	43,8075	-6,20	-2,24
32	45,31165	-6,26	-2,22
33	46,8158	-6,32	-2,19
34	48,31995	-6,51	-2,06
35	49,8241	-6,34	-2,17
36	51,32825	-5,96	-2,37
37	52,8324	-5,32	-2,73
38	54,33655	-4,85	-2,97
39	55,8407	-4,51	-3,12
40	57,34485	-4,70	-2,89
41	58,849	-5,37	-2,36

TABELA 4.22 – VERIFICAÇÃO ELU-ATO ($-24,5 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,84 \text{ MPa}$)

Onde:

- x – Abcissa da seção;

- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);
- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

No CSiBridge foram obtidas as tensões nos elementos de placa da viga:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-28	DEAD	σ_{sup}	VG-E-40	-47,24	-140,23	-93,74	-106,93
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	116,30	171,27	143,79	156,98
VG-E-28	PERM	σ_{sup}	VG-E-40	-8,31	-45,95	-27,13	-30,92
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	29,48	52,54	41,01	44,80
VG-E-28	PROT	σ_{sup}	VG-E-40	-195,48	-205,51	-200,50	-177,36
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	-567,56	-666,14	-616,85	-639,98
VG-E-28	MULT	σ_{sup}	VG-E-40	4,14	10,12	7,13	7,92
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	-4,58	-9,71	-7,15	-7,94
VG-E-28	MULT	σ_{sup}	VG-E-40	-21,73	-65,14	-43,44	-49,34
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	47,03	78,80	62,92	68,82
VG-E-28	VEIC	σ_{sup}	VG-E-40	17,98	7,02	12,50	13,40
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	-2,64	-4,80	-3,72	-4,62
VG-E-28	VEIC	σ_{sup}	VG-E-40	-43,86	-86,57	-65,22	-72,13
VG-E-25		σ_{inf}	VG-E-36	44,66	73,82	59,24	66,15
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-E-28	-106,93			
		σ_{inf}	VG-E-25	156,98			
PERM		σ_{sup}	VG-E-28	-30,92			
		σ_{inf}	VG-E-25	44,80			
PROT		σ_{sup}	VG-E-28	-177,36			
		σ_{inf}	VG-E-25	-639,98			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-E-28	21,32			
		σ_{inf}	VG-E-25	-12,56			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-E-28	-121,47			
		σ_{inf}	VG-E-25	134,98			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-E-28	-293,89			
		σ_{inf}	VG-E-25	-450,76			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-E-28	-436,68			
		σ_{inf}	VG-E-25	-303,23			

TABELA 4.23 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-76	DEAD	σ_{sup}	VG-E-100	-164,70	-238,15	-201,43	-231,03
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	314,52	348,34	331,43	361,03
VG-E-76	PERM	σ_{sup}	VG-E-100	-39,24	-73,52	-56,38	-64,65
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	83,18	101,61	92,40	100,66
VG-E-76	PROT	σ_{sup}	VG-E-100	-31,79	-62,55	-47,17	-12,18
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	-667,08	-686,98	-677,03	-712,02
VG-E-76	MULT	σ_{sup}	VG-E-100	11,01	17,39	14,20	16,16
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	-18,42	-23,91	-21,17	-23,13
VG-E-76	MULT	σ_{sup}	VG-E-100	-75,95	-107,55	-91,75	-105,11
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	134,03	163,59	148,81	162,17
VG-E-76	VEIC	σ_{sup}	VG-E-100	11,93	8,40	10,17	11,43
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	-11,34	-13,91	-12,63	-13,89
VG-E-76	VEIC	σ_{sup}	VG-E-100	-81,75	-114,19	-97,97	-109,21
VG-E-73		σ_{inf}	VG-E-96	87,54	121,01	104,28	115,51
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
	σ_{sup}	VG-E-76	-231,03				
	σ_{inf}	VG-E-73	361,03				
PERM							
	σ_{sup}	VG-E-76	-64,65				
	σ_{inf}	VG-E-73	100,66				
PROT							
	σ_{sup}	VG-E-76	-12,18				
	σ_{inf}	VG-E-73	-712,02				
Σ MÓVEIS (-)							
	σ_{sup}	VG-E-76	27,60				
	σ_{inf}	VG-E-73	-37,02				
Σ MÓVEIS (+)							
	σ_{sup}	VG-E-76	-214,32				
	σ_{inf}	VG-E-73	277,69				
Σ MÁX (-)							
	σ_{sup}	VG-E-76	-280,26				
	σ_{inf}	VG-E-73	-287,35				
Σ MÁX (+)							
	σ_{sup}	VG-E-76	-522,17				
	σ_{inf}	VG-E-73	27,36				

TABELA 4.24 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S3 - MÁX (+) - VÃO 1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-124	DEAD	σ_{sup}	VG-E-160	-224,67	-268,64	-246,66	-283,27
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	397,57	427,16	412,37	448,98
VG-E-124	PERM	σ_{sup}	VG-E-160	-55,53	-82,00	-68,77	-78,96
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	105,95	123,44	114,70	124,89
VG-E-124	PROT	σ_{sup}	VG-E-160	30,47	3,88	17,18	63,30
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	-807,63	-818,38	-813,01	-859,13
VG-E-124	MULT	σ_{sup}	VG-E-160	16,47	25,46	20,97	24,09
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	-31,38	-39,06	-35,22	-38,34
VG-E-124	MULT	σ_{sup}	VG-E-160	-104,56	-127,82	-116,19	-133,43
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	178,49	209,84	194,17	211,41
VG-E-124	VEIC	σ_{sup}	VG-E-160	10,10	13,38	11,74	13,57
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	-19,29	-23,20	-21,25	-23,08
VG-E-124	VEIC	σ_{sup}	VG-E-160	-93,51	-126,03	-109,77	-122,70
VG-E-121		σ_{inf}	VG-E-156	104,54	141,24	122,89	135,82
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-124	-283,27			
		σ_{inf}	VG-E-121	448,98			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-124	-78,96			
		σ_{inf}	VG-E-121	124,89			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-124	63,30			
		σ_{inf}	VG-E-121	-859,13			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-124	37,66			
		σ_{inf}	VG-E-121	-61,42			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-124	-256,13			
		σ_{inf}	VG-E-121	347,22			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-124	-261,27			
		σ_{inf}	VG-E-121	-346,68			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-124	-555,06			
		σ_{inf}	VG-E-121	61,96			

TABELA 4.25 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S3

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S4							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-172	DEAD	σ_{sup}	VG-E-220	-233,26	-233,88	-233,57	-268,15
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	384,08	393,72	388,90	423,48
VG-E-172	PERM	σ_{sup}	VG-E-220	-58,04	-72,78	-65,41	-75,08
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	102,65	114,78	108,72	118,39
VG-E-172	PROT	σ_{sup}	VG-E-220	49,34	11,58	30,46	76,73
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	-805,47	-799,21	-802,34	-848,61
VG-E-172	MULT	σ_{sup}	VG-E-220	23,55	34,26	28,91	33,28
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	-44,90	-54,79	-49,85	-54,22
VG-E-172	MULT	σ_{sup}	VG-E-220	-115,54	-124,91	-120,23	-138,12
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	188,55	215,19	201,87	219,76
VG-E-172	VEIC	σ_{sup}	VG-E-220	14,51	18,17	16,34	18,91
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	-27,40	-32,45	-29,93	-32,50
VG-E-172	VEIC	σ_{sup}	VG-E-220	-97,36	-128,35	-112,86	-126,19
VG-E-169		σ_{inf}	VG-E-216	108,95	145,54	127,25	140,58
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-172	-268,15			
		σ_{inf}	VG-E-169	423,48			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-172	-75,08			
		σ_{inf}	VG-E-169	118,39			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-172	76,73			
		σ_{inf}	VG-E-169	-848,61			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-172	52,19			
		σ_{inf}	VG-E-169	-86,72			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-172	-264,31			
		σ_{inf}	VG-E-169	360,35			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-172	-214,32			
		σ_{inf}	VG-E-169	-393,45			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-172	-530,82			
		σ_{inf}	VG-E-169	53,61			

TABELA 4.26 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S4

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S5							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÊD	TENS. REAIS
VG-E-208	DEAD	σ_{sup}	VG-E-265	-202,78	-166,32	-184,55	-211,55
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	308,43	294,64	301,54	328,54
VG-E-208	PERM	σ_{sup}	VG-E-265	-50,02	-54,61	-52,32	-59,97
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	82,55	88,28	85,42	93,07
VG-E-208	PROT	σ_{sup}	VG-E-265	43,97	-11,53	16,22	59,23
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	-756,84	-758,91	-757,88	-800,88
VG-E-208	MULT	σ_{sup}	VG-E-265	29,62	41,48	35,55	40,95
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	-55,92	-67,39	-61,66	-67,06
VG-E-208	MULT	σ_{sup}	VG-E-265	-111,03	-108,01	-109,52	-125,77
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	173,03	192,76	182,90	199,14
VG-E-208	VEIC	σ_{sup}	VG-E-265	18,07	21,51	19,79	22,92
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	-33,71	-39,30	-36,51	-39,63
VG-E-208	VEIC	σ_{sup}	VG-E-265	-95,77	-124,84	-110,31	-123,27
VG-E-205		σ_{inf}	VG-E-261	105,67	140,39	123,03	135,99
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
	σ_{sup}	VG-E-208	-211,55				
	σ_{inf}	VG-E-205	328,54				
PERM							
	σ_{sup}	VG-E-208	-59,97				
	σ_{inf}	VG-E-205	93,07				
PROT							
	σ_{sup}	VG-E-208	59,23				
	σ_{inf}	VG-E-205	-800,88				
Σ MÓVEIS (-)							
	σ_{sup}	VG-E-208	63,87				
	σ_{inf}	VG-E-205	-106,69				
Σ MÓVEIS (+)							
	σ_{sup}	VG-E-208	-249,03				
	σ_{inf}	VG-E-205	335,13				
Σ MÁX (-)							
	σ_{sup}	VG-E-208	-148,43				
	σ_{inf}	VG-E-205	-485,96				
Σ MÁX (+)							
	σ_{sup}	VG-E-208	-461,33				
	σ_{inf}	VG-E-205	-44,14				

TABELA 4.27 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S5

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S6							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-256	DEAD	σ_{sup}	VG-E-325	-106,86	-27,82	-67,34	-76,45
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	120,84	72,61	96,73	105,84
VG-E-256	PERM	σ_{sup}	VG-E-325	-24,56	-17,17	-20,87	-23,72
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	32,39	28,51	30,45	33,30
VG-E-256	PROT	σ_{sup}	VG-E-325	-46,88	-131,77	-89,33	-63,50
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	-548,90	-559,35	-554,13	-579,95
VG-E-256	MULT	σ_{sup}	VG-E-325	39,96	55,72	47,84	55,03
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	-74,46	-88,68	-81,57	-88,76
VG-E-256	MULT	σ_{sup}	VG-E-325	-87,14	-71,94	-79,54	-91,14
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	124,40	134,01	129,21	140,80
VG-E-256	VEIC	σ_{sup}	VG-E-325	23,56	25,21	24,39	28,24
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	-42,30	-47,70	-45,00	-48,85
VG-E-256	VEIC	σ_{sup}	VG-E-325	-88,30	-114,40	-101,35	-113,07
VG-E-253		σ_{inf}	VG-E-321	94,20	124,87	109,54	121,25
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-256	-76,45			
		σ_{inf}	VG-E-253	105,84			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-256	-23,72			
		σ_{inf}	VG-E-253	33,30			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-256	-63,50			
		σ_{inf}	VG-E-253	-579,95			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-256	83,27			
		σ_{inf}	VG-E-253	-137,61			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-256	-204,20			
		σ_{inf}	VG-E-253	262,05			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-256	-80,40			
		σ_{inf}	VG-E-253	-578,42			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-256	-367,88			
		σ_{inf}	VG-E-253	-178,75			

TABELA 4.28 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S6

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S7							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-304	DEAD	σ_{sup}	VG-E-385	54,11	149,02	101,57	117,24
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	-148,58	-212,76	-180,67	-196,35
VG-E-304	PERM	σ_{sup}	VG-E-385	18,24	31,04	24,64	28,49
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	-40,10	-49,09	-44,60	-48,44
VG-E-304	PROT	σ_{sup}	VG-E-385	-305,42	-412,18	-358,80	-373,17
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	-122,18	-78,27	-100,23	-85,86
VG-E-304	MULT	σ_{sup}	VG-E-385	60,55	90,05	75,30	75,56
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	66,20	75,06	70,63	70,37
VG-E-304	MULT	σ_{sup}	VG-E-385	-49,29	-41,08	-45,19	-40,80
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	-114,02	-134,30	-124,16	-128,55
VG-E-304	VEIC	σ_{sup}	VG-E-385	30,22	27,82	29,02	25,75
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	76,15	99,55	87,85	91,12
VG-E-304	VEIC	σ_{sup}	VG-E-385	-77,18	-97,51	-87,35	-89,36
VG-E-301		σ_{inf}	VG-E-381	-49,67	-52,52	-51,10	-49,08
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
	σ_{sup}	VG-E-304	117,24				
	σ_{inf}	VG-E-301	-196,35				
PERM							
	σ_{sup}	VG-E-304	28,49				
	σ_{inf}	VG-E-301	-48,44				
PROT							
	σ_{sup}	VG-E-304	-373,17				
	σ_{inf}	VG-E-301	-85,86				
Σ MÓVEIS (-)							
	σ_{sup}	VG-E-304	-130,16				
	σ_{inf}	VG-E-301	-177,63				
Σ MÓVEIS (+)							
	σ_{sup}	VG-E-304	101,31				
	σ_{inf}	VG-E-301	161,49				
Σ MÁX (-)							
	σ_{sup}	VG-E-304	-357,59				
	σ_{inf}	VG-E-301	-508,28				
Σ MÁX (+)							
	σ_{sup}	VG-E-304	-126,12				
	σ_{inf}	VG-E-301	-169,16				

TABELA 4.29 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S7

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S8 - MÁX (-) - VÃO 1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-352	DEAD	σ_{sup}	VG-E-445	348,18	416,16	382,17	436,68
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	-593,91	-604,22	-599,07	-653,58
VG-E-352	PERM	σ_{sup}	VG-E-445	97,39	104,77	101,08	115,56
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	-160,18	-159,10	-159,64	-174,12
VG-E-352	PROT	σ_{sup}	VG-E-445	-609,51	-601,66	-605,59	-653,72
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	240,50	281,07	260,79	308,92
VG-E-352	MULT	σ_{sup}	VG-E-445	137,26	165,76	151,51	172,88
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	-233,68	-232,62	-233,15	-254,52
VG-E-352	MULT	σ_{sup}	VG-E-445	-15,52	-18,34	-16,93	-19,01
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	20,07	20,92	20,50	22,57
VG-E-352	VEIC	σ_{sup}	VG-E-445	40,58	50,08	45,33	51,57
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	-65,29	-68,56	-66,93	-73,16
VG-E-352	VEIC	σ_{sup}	VG-E-445	-44,53	-64,76	-54,65	-60,08
VG-E-349		σ_{inf}	VG-E-441	41,12	45,19	43,16	48,59
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-352	436,68			
		σ_{inf}	VG-E-349	-653,58			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-352	115,56			
		σ_{inf}	VG-E-349	-174,12			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-352	-653,72			
		σ_{inf}	VG-E-349	308,92			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-352	224,45			
		σ_{inf}	VG-E-349	-327,68			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-352	-79,09			
		σ_{inf}	VG-E-349	71,16			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-352	122,98			
		σ_{inf}	VG-E-349	-846,47			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-352	-180,56			
		σ_{inf}	VG-E-349	-447,62			

TABELA 4.30 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S8

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S9 - MÁX (-) - VÃO 2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-372	DEAD	σ_{sup}	VG-E-470	513,46	323,42	418,44	477,82
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	-720,18	-580,78	-650,48	-709,86
VG-E-372	PERM	σ_{sup}	VG-E-470	140,59	82,51	111,55	127,44
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	-194,84	-154,03	-174,44	-190,32
VG-E-372	PROT	σ_{sup}	VG-E-470	-649,13	-610,98	-630,06	-679,38
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	260,25	255,23	257,74	307,06
VG-E-372	MULT	σ_{sup}	VG-E-470	189,93	130,35	160,14	182,85
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	-269,81	-227,58	-248,70	-271,41
VG-E-372	MULT	σ_{sup}	VG-E-470	-4,89	-20,35	-12,62	-14,29
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	12,99	21,73	17,36	19,03
VG-E-372	VEIC	σ_{sup}	VG-E-470	47,79	54,62	51,21	58,63
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	-83,87	-80,93	-82,40	-89,82
VG-E-372	VEIC	σ_{sup}	VG-E-470	-16,73	-60,99	-38,86	-43,29
VG-E-369		σ_{inf}	VG-E-466	27,67	54,07	40,87	45,30
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-372	477,82			
		σ_{inf}	VG-E-369	-709,86			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-372	127,44			
		σ_{inf}	VG-E-369	-190,32			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-372	-679,38			
		σ_{inf}	VG-E-369	307,06			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-372	241,48			
		σ_{inf}	VG-E-369	-361,23			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-372	-57,58			
		σ_{inf}	VG-E-369	64,33			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-372	167,37			
		σ_{inf}	VG-E-369	-954,36			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-372	-131,69			
		σ_{inf}	VG-E-369	-528,80			

TABELA 4.31 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S9

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S10							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-412	DEAD	σ_{sup}	VG-E-520	168,32	114,97	141,65	163,03
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	-241,71	-244,83	-243,27	-264,65
VG-E-412	PERM	σ_{sup}	VG-E-520	49,53	21,88	35,71	41,14
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	-65,85	-58,32	-62,09	-67,52
VG-E-412	PROT	σ_{sup}	VG-E-520	-400,23	-398,79	-399,51	-418,73
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	-45,58	-61,45	-53,52	-34,29
VG-E-412	MULT	σ_{sup}	VG-E-520	91,31	102,30	96,81	111,23
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	-155,28	-170,34	-162,81	-177,23
VG-E-412	MULT	σ_{sup}	VG-E-520	-36,78	-67,93	-52,36	-60,10
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	74,80	99,47	87,14	94,88
VG-E-412	VEIC	σ_{sup}	VG-E-520	38,15	51,79	44,97	51,91
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	-74,64	-85,18	-79,91	-86,85
VG-E-412	VEIC	σ_{sup}	VG-E-520	-66,66	-105,75	-86,21	-96,01
VG-E-409		σ_{inf}	VG-E-516	74,07	106,56	90,32	100,12
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-412	163,03			
		σ_{inf}	VG-E-409	-264,65			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-412	41,14			
		σ_{inf}	VG-E-409	-67,52			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-412	-418,73			
		σ_{inf}	VG-E-409	-34,29			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-412	163,14			
		σ_{inf}	VG-E-409	-264,08			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-412	-156,12			
		σ_{inf}	VG-E-409	195,01			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-412	-51,43			
		σ_{inf}	VG-E-409	-630,55			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-412	-370,68			
		σ_{inf}	VG-E-409	-171,46			

TABELA 4.32 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S10

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S11							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-460	DEAD	σ_{sup}	VG-E-580	-22,04	-61,46	-41,75	-46,99
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	58,88	46,12	52,50	57,74
VG-E-460	PERM	σ_{sup}	VG-E-580	-1,66	-26,04	-13,85	-15,63
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	15,44	20,95	18,20	19,98
VG-E-460	PROT	σ_{sup}	VG-E-580	-105,37	-67,78	-86,58	-60,27
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	-531,80	-588,18	-559,99	-586,29
VG-E-460	MULT	σ_{sup}	VG-E-580	68,73	82,77	75,75	87,45
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	-125,62	-144,08	-134,85	-146,55
VG-E-460	MULT	σ_{sup}	VG-E-580	-85,18	-112,19	-98,69	-113,48
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	154,41	180,75	167,58	182,37
VG-E-460	VEIC	σ_{sup}	VG-E-580	33,70	43,57	38,64	44,70
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	-65,31	-75,66	-70,49	-76,55
VG-E-460	VEIC	σ_{sup}	VG-E-580	-85,98	-122,94	-104,46	-116,87
VG-E-457		σ_{inf}	VG-E-576	101,45	136,22	118,84	131,24
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-460	-46,99			
		σ_{inf}	VG-E-457	57,74			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-460	-15,63			
		σ_{inf}	VG-E-457	19,98			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-460	-60,27			
		σ_{inf}	VG-E-457	-586,29			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-460	132,15			
		σ_{inf}	VG-E-457	-223,10			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-460	-230,34			
		σ_{inf}	VG-E-457	313,61			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-460	9,26			
		σ_{inf}	VG-E-457	-731,68			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-460	-353,23			
		σ_{inf}	VG-E-457	-194,97			

TABELA 4.33 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S11

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S12							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÊD	TENS. REAIS
VG-E-508	DEAD	σ_{sup}	VG-E-640	-151,79	-167,13	-159,46	-181,78
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	252,80	231,69	242,25	264,56
VG-E-508	PERM	σ_{sup}	VG-E-640	-36,46	-54,31	-45,39	-51,73
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	67,32	70,34	68,83	75,18
VG-E-508	PROT	σ_{sup}	VG-E-640	-14,30	29,37	7,54	50,19
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	-731,30	-789,26	-760,28	-802,94
VG-E-508	MULT	σ_{sup}	VG-E-640	60,01	60,48	60,25	69,23
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	-98,16	-104,81	-101,49	-110,47
VG-E-508	MULT	σ_{sup}	VG-E-640	-123,94	-126,46	-125,20	-143,30
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	195,53	205,50	200,52	218,61
VG-E-508	VEIC	σ_{sup}	VG-E-640	30,33	32,61	31,47	36,22
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	-51,95	-56,21	-54,08	-58,83
VG-E-508	VEIC	σ_{sup}	VG-E-640	-101,73	-125,49	-113,61	-127,02
VG-E-505		σ_{inf}	VG-E-636	114,49	140,88	127,69	141,09
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-E-508	-181,78			
		σ_{inf}	VG-E-505	264,56			
PERM		σ_{sup}	VG-E-508	-51,73			
		σ_{inf}	VG-E-505	75,18			
PROT		σ_{sup}	VG-E-508	50,19			
		σ_{inf}	VG-E-505	-802,94			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-E-508	105,45			
		σ_{inf}	VG-E-505	-169,30			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-E-508	-270,31			
		σ_{inf}	VG-E-505	359,70			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-E-508	-77,86			
		σ_{inf}	VG-E-505	-632,50			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-E-508	-453,63			
		σ_{inf}	VG-E-505	-103,50			

TABELA 4.34 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S12

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S13 - MÁX (+) - VÃO 2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-556	DEAD	σ_{sup}	VG-E-700	-232,72	-231,44	-232,08	-264,66
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	364,14	344,49	354,32	386,89
VG-E-556	PERM	σ_{sup}	VG-E-700	-57,72	-72,15	-64,94	-74,03
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	97,08	100,32	98,70	107,79
VG-E-556	PROT	σ_{sup}	VG-E-700	16,49	32,06	24,28	71,18
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	-800,91	-839,19	-820,05	-866,96
VG-E-556	MULT	σ_{sup}	VG-E-700	40,39	38,01	39,20	44,79
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	-61,93	-60,95	-61,44	-67,03
VG-E-556	MULT	σ_{sup}	VG-E-700	-132,75	-125,08	-128,92	-147,06
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	196,89	198,37	197,63	215,77
VG-E-556	VEIC	σ_{sup}	VG-E-700	20,22	20,60	20,41	23,36
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	-32,79	-32,76	-32,78	-35,73
VG-E-556	VEIC	σ_{sup}	VG-E-700	-103,68	-125,02	-114,35	-127,68
VG-E-553		σ_{inf}	VG-E-696	113,69	137,41	125,55	138,88
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-556	-264,66			
		σ_{inf}	VG-E-553	386,89			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-556	-74,03			
		σ_{inf}	VG-E-553	107,79			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-556	71,18			
		σ_{inf}	VG-E-553	-866,96			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-556	68,16			
		σ_{inf}	VG-E-553	-102,76			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-556	-274,73			
		σ_{inf}	VG-E-553	354,65			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-556	-199,35			
		σ_{inf}	VG-E-553	-475,03			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-556	-542,24			
		σ_{inf}	VG-E-553	-17,62			

TABELA 4.35 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S13

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S14							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-E-604	DEAD	σ_{sup}	VG-E-760	-208,69	-177,56	-193,13	-220,11
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	308,21	276,92	292,57	319,55
VG-E-604	PERM	σ_{sup}	VG-E-760	-51,15	-57,28	-54,22	-61,76
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	81,75	81,50	81,63	89,17
VG-E-604	PROT	σ_{sup}	VG-E-760	-52,09	-44,32	-48,21	-14,06
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	-664,74	-660,72	-662,73	-696,87
VG-E-604	MULT	σ_{sup}	VG-E-760	22,48	19,91	21,20	24,13
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	-32,75	-30,65	-31,70	-34,64
VG-E-604	MULT	σ_{sup}	VG-E-760	-104,71	-85,47	-95,09	-108,32
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	144,90	141,03	142,97	156,19
VG-E-604	VEIC	σ_{sup}	VG-E-760	10,61	10,70	10,66	12,18
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	-17,17	-16,42	-16,80	-18,32
VG-E-604	VEIC	σ_{sup}	VG-E-760	-93,60	-106,69	-100,15	-111,41
VG-E-601		σ_{inf}	VG-E-756	93,04	112,35	102,70	113,96
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-E-604	-220,11			
		σ_{inf}	VG-E-601	319,55			
PERM							
		σ_{sup}	VG-E-604	-61,76			
		σ_{inf}	VG-E-601	89,17			
PROT							
		σ_{sup}	VG-E-604	-14,06			
		σ_{inf}	VG-E-601	-696,87			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-E-604	36,31			
		σ_{inf}	VG-E-601	-52,96			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-E-604	-219,73			
		σ_{inf}	VG-E-601	270,15			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-E-604	-259,62			
		σ_{inf}	VG-E-601	-341,11			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-E-604	-515,66			
		σ_{inf}	VG-E-601	-18,00			

TABELA 4.36 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S14

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA ESQUERDA - S15							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÊD	TENS. REAIS
VG-E-636	DEAD	σ_{sup}	VG-E-800	-129,43	-84,15	-106,79	-121,38
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	170,81	140,86	155,84	170,43
VG-E-636	PERM	σ_{sup}	VG-E-800	-30,12	-31,29	-30,71	-34,87
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	44,64	44,04	44,34	48,51
VG-E-636	PROT	σ_{sup}	VG-E-800	-188,64	-160,04	-174,34	-149,93
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	-604,98	-622,42	-613,70	-638,11
VG-E-636	MULT	σ_{sup}	VG-E-800	11,87	10,95	11,41	12,73
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	-12,89	-11,66	-12,28	-13,59
VG-E-636	MULT	σ_{sup}	VG-E-800	-63,10	-41,27	-52,19	-59,08
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	73,14	70,69	71,92	78,81
VG-E-636	VEIC	σ_{sup}	VG-E-800	11,09	15,96	13,53	14,61
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	-6,19	-5,93	-6,06	-7,15
VG-E-636	VEIC	σ_{sup}	VG-E-800	-75,51	-80,23	-77,87	-85,75
VG-E-633		σ_{inf}	VG-E-796	58,12	69,64	63,88	71,76
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-E-636	-121,38			
		σ_{inf}	VG-E-633	170,43			
PERM		σ_{sup}	VG-E-636	-34,87			
		σ_{inf}	VG-E-633	48,51			
PROT		σ_{sup}	VG-E-636	-149,93			
		σ_{inf}	VG-E-633	-638,11			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-E-636	27,34			
		σ_{inf}	VG-E-633	-20,74			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-E-636	-144,82			
		σ_{inf}	VG-E-633	150,56			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-E-636	-278,85			
		σ_{inf}	VG-E-633	-439,91			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-E-636	-451,01			
		σ_{inf}	VG-E-633	-268,61			

TABELA 4.37 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S15

VERIFICAÇÃO DA VIGA - ELS E ATO - M (+)

S3 - MÁX (+) - VÃO 1

Área de aço do projeto (região tracionada)

	Nº barras	Ø	Área Total (cm²)		
nº cabos	18	25,0	90,00	As _{proj} =	664,56 cm²
8	15	15,2	574,56		

Área de aço mínima = 0,179% da área da seção transversal

A_{sec transv} = 61.157,7599 cm²

As_{min}= 109,47 cm²

Fctf = 0,21 x (fck)^{2/3}

Fck = 40 MPa

Fctf = 245,62 Tf/m²

Combinação frequente = P. próp. + Perm. + Prot. + 0,5.Móveis ≤ Fctf

P. próp =	448,98	Tf/m²			
Perm =	124,89	Tf/m²			
Prot =	-859,13	Tf/m²			
Móveis =	347,22	Tf/m²	-111,65	≤	245,62
Σ =	-111,65	Tf/m²			

Combinação quase permanente = P. próp. + Perm. + Prot. + 0,3.Móveis ≤ 0

P. próp =	448,98	Tf/m²			
Perm =	124,89	Tf/m²			
Prot =	-859,13	Tf/m²			
Móveis =	347,22	Tf/m²	-181,09	≤	0
Σ =	-181,09	Tf/m²			

VERIFICAÇÃO DO F_{CK} DA VIGA

σ_{c,max} ≤ 0,7 f_{ckj} ; sendo: σ_{c,max} = máxima tensão de compressão do concreto devido ao peso próprio e à protensão majorada em 10%.

σ _{c,g+prot,max} (tf/m²)	σ _{c,g+prot,max} (MPa)	f _{ck,min} (MPa)	Verificação (f _{ck,min} ≤ f _{ckj,projeto,viga})	f _{ckj,projeto,viga} =	35	MPa
618,67	6,19	9	ok			

TABELA 4.38 – VERIFICAÇÕES – VIGA ESQUERDA – S3

VERIFICAÇÃO DA VIGA - ELS E ATO - M (-)			
S9 - MÁX (-) - VÃO 2			
Área de aço do projeto (região tracionada)			
	Nº barras	Ø	Área Total (cm²)
nº cabos	18	25,0	90,00
8	15	20,0	574,56
			As_{proj} = 664,56 cm²
Área de aço mínima = 0,179% da área da seção transversal			
A _{sec transv} = 61.157,7599 cm²			F _{ctf} = 0,21 x (f _{ck}) ^{2/3}
As_{min} = 109,47 cm²			F _{ck} = 40 MPa
			F_{ctf} = 245,62 Tf/m²
Combinação frequente = P. Próp. + Perm. + Prot. + 0,5.Móveis ≤ F _{ctf}			
P. Próp =	477,82	Tf/m²	
Perm =	127,44	Tf/m²	
Prot =	-679,38	Tf/m²	
Móveis =	241,48	Tf/m²	46,63 ≤ 245,62
Σ =	46,63	Tf/m²	
Combinação quase permanente = P. Próp. + Perm. + Prot. + 0,3.Móveis ≤ 0			
P. Próp =	477,82	Tf/m²	
Perm =	127,44	Tf/m²	
Prot =	-679,38	Tf/m²	
Móveis =	241,48	Tf/m²	-1,67 ≤ 0
Σ =	-1,67	Tf/m²	

TABELA 4.39 – VERIFICAÇÕES – VIGA ESQUERDA – S9

Cisalhamento – Esforços Atuantes

TABELA 4.40 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S1

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S1 - 2,56m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-25	Σ DEAD	-84,52
À		
VG-E-28	Σ PERM	-23,44
	Σ PROT	95,44
	Σ MULT	9,39
	Σ MULT	-43,25
	Σ VEIC	5,64
	Σ VEIC	-28,69
	Σ DEAD + PERM + PROT	-12,52
	Σ M(+)	15,03
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	2,50
	Σ M(-)	-71,94
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-84,47

TABELA 4.41 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S2

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S2 - 6,95m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-73	Σ DEAD	-52,89
À		
VG-E-76	Σ PERM	-14,78
	Σ PROT	68,77
	Σ MULT	13,06
	Σ MULT	-34,45
	Σ VEIC	12,36
	Σ VEIC	-23,72
	Σ DEAD + PERM	1,10
	Σ M(+)	25,42
	Σ DEAD + PERM + M(+)	26,52
	Σ M(-)	-58,17
	Σ DEAD + PERM + M(-)	-57,07

TABELA 4.42 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S3

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S3 - MÁX (+) VÃO 1 - 11,32m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-121	Σ DEAD	-23,11
À		
VG-E-124	Σ PERM	-6,72
	Σ PROT	38,91
	Σ MULT	17,73
	Σ MULT	-27,61
	Σ VEIC	16,08
	Σ VEIC	-20,83
	Σ DEAD + PERM + PROT	9,08
	Σ M(+)	33,80
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	42,88
	Σ M(-)	-48,44
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-39,36

TABELA 4.43 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S4

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S4 - 15,66m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-169	Σ DEAD	6,19
À		
VG-E-172	Σ PERM	1,13
	Σ PROT	5,01
	Σ MULT	23,25
	Σ MULT	-21,93
	Σ VEIC	18,53
	Σ VEIC	-18,54
	Σ DEAD + PERM + PROT	12,33
	Σ M(+)	41,78
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	54,11
	Σ M(-)	-40,47
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-28,14

TABELA 4.44 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S5

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S5 - 19,95m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-205	Σ DEAD	29,17
À		
VG-E-208	Σ PERM	7,28
	Σ PROT	-40,32
	Σ MULT	28,52
	Σ MULT	-18,45
	Σ VEIC	20,27
	Σ VEIC	-16,80
	Σ DEAD + PERM + PROT	-3,87
	Σ M(+)	48,79
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	44,92
	Σ M(-)	-35,26
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-39,12

TABELA 4.45 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S6

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S6 - 24,19m DO APOIO E-100		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-253	Σ DEAD	62,32
À		
VG-E-256	Σ PERM	16,19
	Σ PROT	-112,67
	Σ MULT	37,10
	Σ MULT	-14,43
	Σ VEIC	22,92
	Σ VEIC	-14,08
	Σ DEAD + PERM + PROT	-34,16
	Σ M(+)	60,02
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	25,86
	Σ M(-)	-28,51
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-62,67

TABELA 4.46 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S7

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S7 - 28,37m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-301	Σ DEAD	98,30
À		
VG-E-304	Σ PERM	25,94
	Σ PROT	-183,10
	Σ MULT	47,21
	Σ MULT	-10,74
	Σ VEIC	26,59
	Σ VEIC	-10,30
	Σ DEAD + PERM + PROT	-58,87
	Σ M(+)	73,80
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	14,93
	Σ M(-)	-21,04
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-79,90

TABELA 4.47 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S8

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S8 - MÁX (-) VÃO 1 - 31,45m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-349	Σ DEAD	115,94
À		
VG-E-352	Σ PERM	30,90
	Σ PROT	-67,00
	Σ MULT	52,44
	Σ MULT	-8,71
	Σ VEIC	29,63
	Σ VEIC	-6,92
	Σ DEAD + PERM + PROT	79,84
	Σ M(+)	82,07
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	161,91
	Σ M(-)	-15,63
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	64,21

TABELA 4.48 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S9

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S9 - MÁX (-) VÃO 2 - 1,15m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-369	Σ DEAD	-162,60
À		
VG-E-372	Σ PERM	-45,01
	Σ PROT	49,33
	Σ MULT	5,02
	Σ MULT	-65,16
	Σ VEIC	6,57
	Σ VEIC	-29,43
	Σ DEAD + PERM + PROT	-158,28
	Σ M(+)	11,58
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-146,69
	Σ M(-)	-94,58
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-252,86

TABELA 4.49 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S10

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S10 - 4,66m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-409	Σ DEAD	-155,61
À		
VG-E-412	Σ PERM	-42,91
	Σ PROT	165,30
	Σ MULT	6,68
	Σ MULT	-63,59
	Σ VEIC	9,28
	Σ VEIC	-28,34
	Σ DEAD + PERM + PROT	-33,22
	Σ M(+)	15,96
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-17,26
	Σ M(-)	-91,93
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-125,15

TABELA 4.50 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S11

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S11 - 8,86m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-457	Σ DEAD	-114,45
À		
VG-E-460	Σ PERM	-31,69
	Σ PROT	109,64
	Σ MULT	10,23
	Σ MULT	-51,30
	Σ VEIC	13,00
	Σ VEIC	-25,01
	Σ DEAD + PERM + PROT	-36,49
	Σ M(+)	23,23
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-13,26
	Σ M(-)	-76,30
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-112,80

TABELA 4.51 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S12

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S12 - 13,04m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-505	Σ DEAD	-74,70
À		
VG-E-508	Σ PERM	-20,95
	Σ PROT	38,74
	Σ MULT	14,17
	Σ MULT	-40,07
	Σ VEIC	15,75
	Σ VEIC	-22,43
	Σ DEAD + PERM + PROT	-56,90
	Σ M(+)	29,92
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-26,98
	Σ M(-)	-62,50
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-119,40

TABELA 4.52 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S13

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S13 - 19,09m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-553	Σ DEAD	-20,47
À		
VG-E-556	Σ PERM	-5,91
	Σ PROT	-27,72
	Σ MULT	21,29
	Σ MULT	-27,35
	Σ VEIC	20,25
	Σ VEIC	-17,44
	Σ DEAD + PERM + PROT	-54,11
	Σ M(+)	41,54
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-12,57
	Σ M(-)	-44,79
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-98,90

TABELA 4.53 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S4

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S14 - 25,16m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-601	Σ DEAD	32,77
À		
VG-E-604	Σ PERM	8,90
	Σ PROT	-64,60
	Σ MULT	33,70
	Σ MULT	-20,10
	Σ VEIC	25,75
	Σ VEIC	-11,56
	Σ DEAD + PERM + PROT	-22,92
	Σ M(+)	59,46
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	36,54
	Σ M(-)	-31,66
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-54,58

TABELA 4.54 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA ESQUERDA – S15

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S15 - 29,72m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-E-633	Σ DEAD	68,04
À		
VG-E-636	Σ PERM	18,81
	Σ PROT	-87,66
	Σ MULT	43,81
	Σ MULT	-17,06
	Σ VEIC	30,40
	Σ VEIC	-8,52
	Σ DEAD + PERM + PROT	-0,82
	Σ M(+)	74,21
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	73,39
	Σ M(-)	-25,57
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-26,39

Dimensionamento ao Cisalhamento

TABELA 4.55 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S1					
Vsd (+)	-44,21	tf			
Vsd (-)	-165,97	tf			
Adotado Vsd	-165,97	tf			
Ycg inf	46,18	cm			
Vrd2	422,50	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	68,63	tf			
σ_0	575,98	tf/m ²			
$\sigma_{sd\ max}$	264,90	tf/m ²			
Vc	137,27	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8	
	53,33	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.56 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S2					
Vsd (+)	2,75	tf			
Vsd (-)	-114,29	tf			
Adotado Vsd	-114,29	tf			
Ycg inf	24,87	cm			
Vrd2	462,45	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	75,12	tf			
σ_0	640,82	tf/m ²			
$\sigma_{sd\ max}$	594,54	tf/m ²			
Vc	150,24	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15	
	26,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.57 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S3

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S3				
Vsd (+)	52,25	tf		
Vsd (-)	-74,56	tf		
Adotado Vsd	-74,56	tf		
Ycg inf	18,51	cm		
Vrd2	479,24	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,85	tf		
σ_0	773,21	tf/m ²		
$\sigma_{sd_{m\acute{a}x}}$	717,42	tf/m ²		
Vc	155,70	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.58 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S4

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S4				
Vsd (+)	74,75	tf		
Vsd (-)	-41,90	tf		
Adotado Vsd	74,75	tf		
Ycg inf	18,37	cm		
Vrd2	479,61	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,91	tf		
σ_0	763,75	tf/m ²		
$\sigma_{sd_{m\acute{a}x}}$	1263,11	tf/m ²		
Vc	125,02	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15
	16,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.59 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S5

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S5					
Vsd (+)	83,05	tf			
Vsd (-)	-34,61	tf			
Adotado Vsd	83,05	tf			
Ycg inf	18,49	cm			
Vrd2	479,28	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	77,86	tf			
σ_0	720,79	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	1059,44	tf/m ²			
Vc	130,83	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15	
	26,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.60 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S6

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S6					
Vsd (+)	92,54	tf			
Vsd (-)	-31,40	tf			
Adotado Vsd	92,54	tf			
Ycg inf	24,72	cm			
Vrd2	462,84	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	75,19	tf			
σ_0	521,95	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	561,67	tf/m ²			
Vc	145,05	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15	
	26,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.61 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S7

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S7					
Vsd (+)	112,45	tf			
Vsd (-)	-20,31	tf			
Adotado Vsd	112,45	tf			
Ycg inf	62,62	cm			
Vrd2	422,50	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	68,63	tf			
σ_0	335,85	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	345,86	tf/m ²			
Vc	135,28	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8	
	53,33	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.62 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S8

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S8					
Vsd (+)	260,17	tf			
Vsd (-)	123,39	tf			
Adotado Vsd	260,17	tf			
Ycg inf	26,59	cm			
Vrd2	457,90	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	74,38	tf			
σ_0	588,35	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	662,42	tf/m ²			
Vc	140,45	tf			
Asw	17,64	cm ²			
kfad	2,09				
Asw calc	36,82	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8	
	53,33	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.63 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S9

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S9				
Vsd (+)	-230,04	tf		
Vsd (-)	-378,67	tf		
Adotado Vsd	-378,67	tf		
Ycg inf	22,00	cm		
Vrd2	470,02	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	76,35	tf		
σ_0	611,44	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	1185,44	tf/m ²		
Vc	115,74	tf		
Asw	37,75	cm²		
kfad	1,03			
Asw calc	38,98	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm²		
	OK!			

TABELA 4.64 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S10

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S10				
Vsd (+)	-106,81	tf		
Vsd (-)	-257,86	tf		
Adotado Vsd	-257,86	tf		
Ycg inf	59,80	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	376,86	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	514,22	tf/m ²		
Vc	118,93	tf		
Asw	22,19	cm²		
kfad	1			
Asw calc	22,19	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm²		
	OK!			

TABELA 4.65 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S11

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S11				
Vsd (+)	-73,39	tf		
Vsd (-)	-212,74	tf		
Adotado Vsd	-212,74	tf		
Ycg inf	109,03	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	54,25	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	97,34	tf/m ²		
Vc	106,88	tf		
Asw	16,91	cm²		
kfad	1,02			
Asw calc	17,32	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm²		
	OK!			

TABELA 4.66 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S12

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S12				
Vsd (+)	-57,15	tf		
Vsd (-)	-186,54	tf		
Adotado Vsd	-186,54	tf		
Ycg inf	18,37	cm		
Vrd2	479,61	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,91	tf		
σ_0	722,64	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	238,61	tf/m ²		
Vc	155,82	tf		
Asw	5,72	cm²		
kfad	1,29			
Asw calc	7,37	cm²		
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15
	16,67	cm²		
	OK!			

TABELA 4.67 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S13

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S13					
Vsd (+)	-3,73	tf			
Vsd (-)	-132,91	tf			
Adotado Vsd	-132,91	tf			
Ycg inf	18,37	cm			
Vrd2	479,61	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	77,91	tf			
σ_0	780,26	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	548,69	tf/m ²			
Vc	155,82	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15	
	16,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.68 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S14

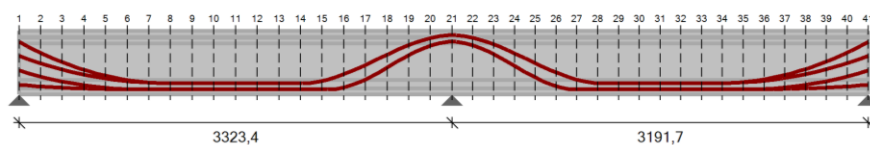
VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S14					
Vsd (+)	83,45	tf			
Vsd (-)	-44,11	tf			
Adotado Vsd	83,45	tf			
Ycg inf	11,98	cm			
Vrd2	496,48	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	80,65	tf			
σ_0	627,18	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	950,42	tf/m ²			
Vc	133,87	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15	
	26,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.69 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA ESQUERDA – S15

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA E - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S15				
Vsd (+)	146,58	tf		
Vsd (-)	6,89	tf		
Adotado Vsd	146,58	tf		
Ycg inf	11,98	cm		
Vrd2	496,48	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	80,65	tf		
σ_0	574,30	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	517,30	tf/m ²		
Vc	161,30	tf		
Asw	5,72	cm²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm²		
	OK!			

4.1.12.2 Viga Externa à Curva

Propriedades Geométricas da Viga Longarina

**Concreto:**

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa}$
 $E_c = 31 \text{ GPa}$
 $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$
 $f_{ctmj} = 3,2 \text{ MPa}$
 $E_{cj} = 29 \text{ GPa}$
 $\gamma_c = 1,40$

Armadura ativa:

$f_{ptk} = 1900,00$
 $f_{pyk} = 1710,00$
 $E_p = 195 \text{ GPa}$
 $\gamma_p = 1,15$

Armadura passiva:

$f_{yk} = 500,00$
 $E_s = 210 \text{ GPa}$
 $\gamma_s = 1,15$

FIGURA 168 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA VIGA – VPRO

TABELA 4.70 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS SEÇÃO TRANSVERSAL (ATO DE PROTENSÃO)

Seção	x (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _c (m²)	I _c (m⁴)	W _i (m³)	W _s (m³)
1	0	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
2	1,4383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
3	2,8766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
4	4,3149	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
5	5,7532	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
6	7,1915	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
7	8,6298	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
8	10,0681	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
9	11,5064	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
10	12,9447	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
11	14,383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
12	15,8213	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
13	17,2596	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
14	18,6979	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
15	20,1362	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
16	21,5745	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
17	23,0128	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
18	24,4511	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
19	25,8894	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
20	27,3277	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
21	28,766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
22	30,2701	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
23	31,7743	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
24	33,2784	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
25	34,7826	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
26	36,2867	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
27	37,7909	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
28	39,2950	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
29	40,7992	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
30	42,3033	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
31	43,8075	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
32	45,3116	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
33	46,8158	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
34	48,3199	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
35	49,8241	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
36	51,3282	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529

TABELA 4.71 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS SEÇÃO TRANSVERSAL (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	y _i (m)	y _s (m)	A _c (m²)	I _c (m⁴)	W _i (m³)	W _s (m³)
1	0	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
2	1,4383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
3	2,8766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
4	4,3149	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
5	5,7532	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
6	7,1915	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
7	8,6298	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
8	10,0681	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
9	11,5064	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
10	12,9447	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
11	14,383	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
12	15,8213	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
13	17,2596	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
14	18,6979	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
15	20,1362	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
16	21,5745	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
17	23,0128	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
18	24,4511	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
19	25,8894	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
20	27,3277	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
21	28,766	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
22	30,2701 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
23	31,7743	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
24	33,2784 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
25	34,7826	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
26	36,2867 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
27	37,7909	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
28	39,2950 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
29	40,7992	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
30	42,3033 5	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529
31	43,8075	2	1,21192	0,78808	3,06063	1,75371	1,44705	2,22529

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- h – Altura da seção transversal;
- y_i – Distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior;
- y_s – Distância do centro de gravidade da seção à fibra superior;
- A_c – Área da seção transversal;
- I_c – Momento de inércia seção transversal;
- W_i – Módulo resistente da seção em relação a fibra inferior;
- W_s – Módulo resistente da seção em relação a fibra superior.

Força de Protensão

TABELA 4.72 – FORÇA E MOMENTO DE PROTENSÃO NOS INSTANTES T_0 E T_{00}

Seção	x (m)	P_i (tf)	P_o (tf)	MP_o (tf.m)	P_{∞} (tf)	MP_{∞} (tf.m)
1	0	1176,00	996,41	-241,32	857,86	-207,77
2	166,2	1176,00	1009,16	-448,55	865,90	-384,88
3	332,3	1176,00	1022,08	-626,83	876,53	-537,56
4	498,5	1176,00	1034,69	-774,52	886,95	-663,92
5	664,7	1176,00	1047,43	-890,48	899,68	-764,87
6	830,9	1176,00	1057,22	-970,51	909,30	-834,73
7	997	1176,00	1066,85	-1016,27	920,81	-877,15
8	1163,2	1176,00	1071,67	-1031,14	926,85	-891,79
9	1329,4	1176,00	1075,54	-1034,98	932,71	-897,54
10	1495,5	1176,00	1073,13	-1032,95	930,65	-895,81
11	1661,7	1176,00	1070,16	-1030,32	928,21	-893,66
12	1827,9	1176,00	1064,45	-1024,82	920,31	-886,05
13	1994	1176,00	1057,93	-1018,63	911,83	-877,95
14	2160,2	1176,00	1048,34	-1009,75	897,58	-864,53
15	2326,4	1176,00	1036,07	-961,05	883,70	-819,72
16	2492,6	1176,00	1016,37	-803,59	867,73	-686,07
17	2658,7	1176,00	1001,64	-514,42	862,19	-442,80
18	2824,9	1176,00	994,29	-165,67	859,58	-143,23
19	2991,1	1176,00	981,43	171,33	849,36	148,27
20	3157,2	1176,00	960,84	417,52	834,79	362,74
21	3323,4	1176,00	955,16	513,70	838,17	450,78
22	3483	1176,00	968,86	427,93	841,45	371,66
23	3642,6	1176,00	981,96	195,00	850,04	168,80
24	3802,2	1176,00	991,82	-123,33	857,58	-106,64
25	3961,7	1176,00	1003,10	-462,58	862,51	-397,74
26	4121,3	1176,00	1018,82	-759,53	867,98	-647,08
27	4280,9	1176,00	1033,90	-939,25	876,99	-796,71
28	4440,5	1176,00	1047,40	-1006,88	891,11	-856,63
29	4600,1	1176,00	1059,34	-1019,90	905,21	-871,50
30	4759,7	1176,00	1065,04	-1025,38	914,58	-880,53
31	4919,3	1176,00	1069,84	-1029,95	920,08	-885,78
32	5078,8	1176,00	1072,87	-1032,65	924,35	-889,69
33	5238,4	1176,00	1074,37	-1033,88	924,31	-889,47
34	5398	1176,00	1070,21	-1029,28	919,95	-884,76
35	5557,6	1176,00	1065,26	-1008,88	913,43	-865,08
36	5717,2	1176,00	1055,70	-957,77	904,01	-820,15
37	5876,8	1176,00	1046,11	-874,89	894,97	-748,49
38	6036,3	1176,00	1033,63	-758,94	884,09	-649,14
39	6195,9	1176,00	1021,38	-614,00	874,68	-525,82
40	6355,5	1176,00	1008,84	-440,98	865,25	-378,21
41	6515,1	1176,00	996,41	-241,32	857,86	-207,77

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- P_i – força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;
- P_o – força de protensão após as perdas imediatas ($t=0$);

- MPo – momento isostático após as perdas imediatas ($t=0$);
- Poo – força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$);
- MPoo – momento isostático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo ($t=\infty$);

Esforços Solicitantes

TABELA 4.73 – MOMENTO FLETOR COMBINAÇÕES ELS E ELU (TF.M)

Seção	x (m)	M _{cqp,max}	M _{cqp,min}	M _{cf,max}	M _{cf,min}	M _{cr,max}	M _{cr,min}	M _{sd,max}	M _{sd,min}
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,6617	262,73	215,54	290,63	211,98	360,38	203,09	498,96	190,81
3	3,3234	525,46	431,08	581,26	423,97	720,77	406,19	997,91	381,61
4	4,9851	719,70	589,94	795,53	579,27	985,12	552,59	1361,33	515,73
5	6,6468	913,94	748,80	1009,81	734,57	1249,48	699,00	1724,75	649,85
6	8,3085	1040,57	850,97	1149,19	833,18	1420,74	788,72	1957,03	727,29
7	9,9702	1167,21	953,14	1288,58	931,80	1592,01	878,44	2189,31	804,72
8	11,6319	1226,98	998,62	1354,32	973,72	1672,68	911,48	2294,21	825,47
9	13,2936	1286,76	1044,11	1420,07	1015,65	1753,35	944,52	2399,11	846,22
10	14,9553	1279,35	1032,91	1411,64	1000,89	1742,35	920,87	2375,00	810,28
11	16,617	1271,94	1021,70	1403,20	986,14	1731,35	897,22	2350,88	774,34
12	18,2787	1197,98	953,82	1321,62	914,69	1630,74	816,88	2200,87	681,72
13	19,9404	1124,01	885,93	1240,05	843,25	1530,14	736,55	2050,86	589,10
14	21,6021	984,24	761,36	1086,60	715,12	1342,47	599,52	1778,76	439,79
15	23,2638	844,48	636,79	933,14	586,99	1154,81	462,50	1506,66	290,48
16	24,9255	639,82	455,52	709,33	402,17	883,10	268,77	1149,13	52,32
17	26,5872	435,16	274,26	485,52	217,34	611,40	75,04	791,60	-185,84
18	28,2489	177,31	25,64	210,84	-41,95	294,65	-210,93	436,17	-595,19
19	29,9106	-80,54	-222,98	-63,84	-301,25	-22,10	-496,91	80,75	-
20	31,5723	-382,35	-546,27	-374,01	-647,21	-353,14	-899,54	-267,76	-
21	33,234	-684,17	-869,57	-684,17	-993,17	-684,17	-	-616,26	-
22	34,8298	-404,44	-573,46	-395,67	-677,38	-373,74	-937,16	-287,30	-
23	36,4257	-124,71	-277,36	-107,16	-361,59	-63,30	-572,15	41,67	-
24	38,0215	120,00	-39,89	153,08	-113,39	235,80	-297,15	376,23	-
25	39,6174	354,69	180,83	405,26	115,49	531,66	-47,87	712,39	-
26	41,2132	556,28	365,79	623,77	306,28	792,48	157,49	1034,25	-
27	42,8091	731,39	522,13	815,35	466,59	1025,25	327,72	1344,67	-
28	44,4049	884,15	659,11	982,61	607,53	1228,74	478,59	1622,29	-
29	46,0008	992,24	757,36	1101,22	709,75	1373,66	590,72	1834,32	-
30	47,5966	1092,77	849,16	1211,54	805,51	1508,47	696,41	2032,14	-
31	49,1925	1132,88	889,32	1255,58	849,64	1562,33	750,45	2116,29	-
32	50,7883	1172,98	929,48	1299,62	893,77	1616,20	804,50	2200,45	-
33	52,3842	1151,96	918,00	1276,20	886,26	1586,78	806,91	2167,43	-
34	53,9800	1123,30	900,07	1244,35	872,29	1546,96	802,86	2119,77	-
35	55,5759	1048,72	843,41	1161,79	819,60	1444,47	760,09	1983,91	-
36	57,1717	951,19	767,39	1053,89	747,55	1310,65	697,95	1803,96	-
37	58,7676	822,93	665,55	911,99	649,68	1134,63	610,00	1564,58	-
38	60,3634	656,26	531,43	727,58	519,53	905,87	489,77	1250,94	-
39	61,9593	473,96	384,41	525,73	376,47	655,15	356,64	906,30	-
40	63,5551	236,98	192,20	262,87	188,24	327,57	178,32	453,15	-
41	65,151	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- MCQP,max – Momento fletor máximo para combinação quase permanente;
- MCQP,min – Momento fletor mínimo para combinação quase permanente;
- MCF,max – Momento fletor máximo para combinação frequente;
- MCF,min – Momento fletor mínimo para combinação frequente;
- MCR,max – Momento fletor máximo para combinação rara;
- MCR,min – Momento fletor mínimo para combinação rara;
- MSd,max – Momento fletor máximo para combinação ELU;
- MSd,min – Momento fletor mínimo para combinação ELU.

TABELA 4.74 – ESFORÇO CORTANTE COMBINAÇÕES ELS E ELU (TF)

Seção	x (m)	V _{CQP,max}	V _{CQP,min}	V _{CF,max}	V _{CF,min}	V _{CR,max}	V _{CR,min}	V _{Sd,max}	V _{Sd,min}
1	0	157,35	126,60	175,51	124,24	220,89	118,36	306,52	110,37
2	1,4383	140,26	111,73	156,85	109,30	198,34	103,24	274,92	95,07
3	2,8766	123,16	96,86	138,20	94,36	175,80	88,12	243,32	79,77
4	4,3149	106,24	81,21	119,84	78,13	153,85	70,43	212,61	60,61
5	5,7532	89,37	65,35	101,57	61,54	132,08	52,00	182,16	40,35
6	7,1915	72,64	49,32	83,53	44,67	110,74	33,02	152,38	19,27
7	8,6298	56,01	33,16	65,65	27,58	89,77	13,61	123,12	-2,48
8	10,068	39,46	16,95	47,92	10,39	69,06	-5,99	95,45	-25,67
9	11,506	23,08	0,62	30,46	-6,97	48,90	-25,96	70,93	-51,75
10	12,944	6,72	-15,72	13,04	-24,37	28,82	-45,99	46,73	-78,09
11	14,383	-9,41	-32,19	-4,01	-41,97	9,48	-66,43	25,10	-106,54
12	15,821	-25,55	-48,65	-21,07	-59,57	-9,86	-86,87	3,47	-135,00
13	17,259	-41,47	-65,22	-37,75	-77,35	-28,47	-107,66	-17,07	-163,96
14	18,697	-57,36	-81,81	-54,40	-95,14	-46,99	-128,49	-37,47	-192,98
15	20,136	-73,09	-98,44	-70,77	-113,03	-64,98	-149,50	-57,06	-222,29
16	21,574	-88,74	-115,11	-87,01	-130,97	-82,69	-170,61	-76,26	-251,74
17	23,012	-104,28	-131,80	-103,08	-148,94	-100,06	-191,79	-94,93	-281,30
18	24,451	-119,70	-148,52	-118,93	-166,96	-117,01	-213,07	-112,97	-311,01
19	25,889	-135,04	-165,24	-134,65	-184,99	-133,68	-234,36	-130,60	-340,73
20	27,327	-150,09	-181,97	-149,90	-203,03	-149,41	-255,68	-146,81	-370,48
21	28,766	205,26	-198,70	228,01	-221,07	284,89	-276,99	410,77	-400,24
22	30,270	187,80	155,44	209,20	155,26	262,71	154,83	379,81	152,37
23	31,774	170,34	139,73	190,39	139,39	240,52	138,51	348,85	135,62
24	33,278	152,88	123,68	171,58	122,92	218,35	121,03	317,91	117,11
25	34,782	135,42	107,63	152,78	106,46	196,18	103,54	286,97	98,60
26	36,286	118,00	91,36	134,04	89,64	174,14	85,35	256,23	79,03
27	37,790	100,58	75,10	115,30	72,83	152,10	67,15	225,49	59,45
28	39,295	83,23	58,61	96,68	55,63	130,30	48,21	195,09	38,76
29	40,799	65,88	42,11	78,06	38,44	108,49	29,26	164,70	18,06
30	42,303	48,63	25,39	59,59	20,87	87,01	9,55	134,79	-3,79
31	43,807	31,38	8,67	41,13	3,29	65,52	-10,16	104,88	-25,63
32	45,311	14,25	-8,28	22,87	-14,67	44,44	-30,65	75,58	-48,64
33	46,815	-2,89	-25,23	4,61	-32,63	23,37	-51,13	46,28	-71,65
34	48,319	-19,87	-42,42	-13,40	-50,98	2,77	-72,39	22,03	-100,16
35	49,824	-36,86	-59,61	-31,42	-69,33	-17,83	-93,65	-2,22	-128,67
36	51,328	-53,68	-77,02	-49,17	-88,07	-37,89	-115,68	-24,58	-159,39
37	52,832	-70,51	-94,44	-66,92	-106,80	-57,94	-137,71	-46,94	-190,12
38	54,336	-87,04	-112,08	-84,18	-125,91	-77,03	-160,49	-67,85	-221,97
39	55,840	-103,58	-129,72	-101,44	-145,02	-96,12	-183,27	-88,77	-253,83
40	57,344	-119,12	-147,58	-117,05	-164,49	-111,90	-206,77	-104,71	-286,77
41	58,849	-134,66	-165,44	-132,66	-183,96	-127,67	-230,28	-120,66	-319,71

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $VCQP,max$ – Esforço cortante máximo para combinação quase permanente;
- $VCQP,min$ – Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente;
- VCF,max – Esforço cortante máximo para combinação frequente;
- VCF,min – Esforço cortante mínimo para combinação frequente;
- VCR,max – Esforço cortante máximo para combinação rara;
- VCR,min – Esforço cortante mínimo para combinação rara;
- VSd,max – Esforço cortante máximo para combinação ELU;
- VSd,min – Esforço cortante mínimo para combinação ELU.

Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

TABELA 4.75 – VERIFICAÇÃO ELS-F ($\sigma_c \leq 2,95$ MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-4,24	-1,87
2	1,6617	-4,02	-2,05
3	3,3234	-3,65	-2,35
4	4,9851	-3,49	-1,99
5	6,6468	-4,04	-1,25
6	8,3085	-4,38	-0,80
7	9,9702	-4,86	-0,17
8	11,6319	-5,11	0,17
9	13,2936	-5,40	0,56
10	14,9553	-5,36	0,52
11	16,617	-5,32	0,49
12	18,2787	-4,96	0,00
13	19,9404	-4,61	-0,48
14	21,6021	-3,97	-1,40
15	23,2638	-4,50	-1,84
16	24,9255	-4,80	-1,56
17	26,5872	-4,38	-1,80
18	28,2489	-4,09	-1,98
19	29,9106	-3,83	-2,09
20	31,5723	-4,69	-1,45
21	33,234	-6,49	-0,30
22	34,82985	-4,86	-1,38
23	36,4257	-4,11	-1,91
24	38,02155	-4,32	-1,81
25	39,6174	-4,77	-1,55
26	41,21325	-5,19	-1,30
27	42,8091	-5,15	-1,38
28	44,40495	-4,63	-1,79
29	46,0008	-4,08	-1,37
30	47,59665	-4,48	-0,70
31	49,1925	-4,67	-0,45
32	50,78835	-4,86	-0,19
33	52,3842	-4,76	-0,35
34	53,98005	-4,62	-0,52
35	55,5759	-4,32	-0,93
36	57,17175	-4,00	-1,34
37	58,7676	-3,66	-1,79
38	60,36345	-3,78	-2,31
39	61,9593	-3,89	-2,19
40	63,55515	-4,14	-1,97
41	65,151	-4,24	-1,87

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);
- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

Estado limite de descompressão (ELS-D)

TABELA 4.76 – VERIFICAÇÃO ELS-D ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-4,24	-1,87
2	1,6617	-4,00	-2,07
3	3,3234	-3,60	-2,39
4	4,9851	-3,41	-2,51
5	6,6468	-3,61	-1,91
6	8,3085	-3,90	-1,55
7	9,9702	-4,31	-1,00
8	11,6319	-4,53	-0,71
9	13,2936	-4,80	-0,36
10	14,9553	-4,76	-0,39
11	16,617	-4,73	-0,42
12	18,2787	-4,41	-0,85
13	19,9404	-4,08	-1,28
14	21,6021	-3,65	-2,11
15	23,2638	-4,15	-2,07
16	24,9255	-4,43	-1,80
17	26,5872	-3,98	-2,06
18	28,2489	-3,62	-2,28
19	29,9106	-3,29	-2,31
20	31,5723	-4,00	-1,90
21	33,234	-5,63	-0,86
22	34,82985	-4,14	-1,84
23	36,4257	-3,53	-2,29
24	38,02155	-3,81	-2,14
25	39,6174	-4,32	-1,84
26	41,21325	-4,78	-1,57
27	42,8091	-4,76	-1,63
28	44,40495	-4,28	-2,02
29	46,0008	-3,75	-2,12
30	47,59665	-3,94	-1,52
31	49,1925	-4,12	-1,30
32	50,78835	-4,29	-1,06
33	52,3842	-4,20	-1,21
34	53,98005	-4,08	-1,36
35	55,5759	-3,81	-1,72
36	57,17175	-3,54	-2,05
37	58,7676	-3,50	-2,41
38	60,36345	-3,70	-2,36
39	61,9593	-3,84	-2,22
40	63,55515	-4,11	-1,99
41	65,151	-4,24	-1,87

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);

- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

Estado limite último no ato de protensão (ELU-ATO)

TABELA 4.77 – VERIFICAÇÃO ELU-ATO ($-24,5 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,84 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-5,42	-2,39
2	1,6617	-5,80	-2,21
3	3,3234	-5,96	-2,18
4	4,9851	-6,20	-2,11
5	6,6468	-6,19	-2,18
6	8,3085	-6,21	-2,23
7	9,9702	-5,96	-2,45
8	11,6319	-5,77	-2,61
9	13,2936	-5,49	-2,81
10	14,9553	-5,44	-2,83
11	16,617	-5,39	-2,84
12	18,2787	-5,61	-2,67
13	19,9404	-5,82	-2,49
14	21,6021	-6,31	-2,12
15	23,2638	-6,48	-1,93
16	24,9255	-6,10	-2,06
17	26,5872	-4,74	-2,86
18	28,2489	-3,78	-3,26
19	29,9106	-4,62	-1,84
20	31,5723	-4,79	-1,40
21	33,234	-4,27	-2,15
22	34,82985	-4,79	-1,47
23	36,4257	-4,58	-1,91
24	38,02155	-3,78	-3,23
25	39,6174	-4,79	-2,84
26	41,21325	-6,21	-2,01
27	42,8091	-6,87	-1,66
28	44,40495	-6,79	-1,80
29	46,0008	-6,49	-2,07
30	47,59665	-6,14	-2,32
31	49,1925	-6,06	-2,40
32	50,78835	-5,96	-2,49
33	52,3842	-6,12	-2,39
34	53,98005	-6,25	-2,28
35	55,5759	-6,47	-2,11
36	57,17175	-6,54	-2,01
37	58,7676	-6,50	-1,98
38	60,36345	-6,38	-1,98
39	61,9593	-6,11	-2,09
40	63,55515	-5,86	-2,17
41	65,151	-5,42	-2,39

Onde:

- x – Abcissa da seção;
- $\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);
- $\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

No CSiBridge foram obtidas as tensões nos elementos de placa da viga:

TABELA 4.78 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-28	DEAD	σ_{sup}	VG-D-40	-105,73	-81,04	-93,39	-105,78
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	130,56	128,71	129,64	142,03
VG-D-28	PERM	σ_{sup}	VG-D-40	-36,27	-16,55	-26,41	-29,88
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	39,63	32,62	36,13	39,60
VG-D-28	PROT	σ_{sup}	VG-D-40	-169,34	-236,17	-202,76	-181,40
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	-625,75	-548,55	-587,15	-608,51
VG-D-28	MULT	σ_{sup}	VG-D-40	7,78	7,60	7,69	8,52
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	-7,37	-7,04	-7,21	-8,03
VG-D-28	MULT	σ_{sup}	VG-D-40	-48,31	-37,98	-43,15	-48,65
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	58,59	53,33	55,96	61,47
VG-D-28	VEIC	σ_{sup}	VG-D-40	6,98	22,89	14,94	16,00
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	-4,54	-4,02	-4,28	-5,35
VG-D-28	VEIC	σ_{sup}	VG-D-40	-81,03	-48,01	-64,52	-71,24
VG-D-25		σ_{inf}	VG-D-36	68,87	44,01	56,44	63,16
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-28	-105,78			
		σ_{inf}	VG-D-25	142,03			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-28	-29,88			
		σ_{inf}	VG-D-25	39,60			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-28	-181,40			
		σ_{inf}	VG-D-25	-608,51			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-28	24,52			
		σ_{inf}	VG-D-25	-13,38			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-28	-119,89			
		σ_{inf}	VG-D-25	124,63			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-28	-292,54			
		σ_{inf}	VG-D-25	-440,26			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-28	-436,95			
		σ_{inf}	VG-D-25	-302,26			

TABELA 4.79 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-76	DEAD	σ_{sup}	VG-D-100	-194,06	-199,79	-196,93	-223,12
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	252,39	296,86	274,63	300,82
VG-D-76	PERM	σ_{sup}	VG-D-100	-60,89	-47,65	-54,27	-61,42
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	71,44	77,53	74,49	81,64
VG-D-76	PROT	σ_{sup}	VG-D-100	-51,42	-87,52	-69,47	-38,99
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	-626,56	-609,55	-618,06	-648,53
VG-D-76	MULT	σ_{sup}	VG-D-100	13,42	16,04	14,73	16,60
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	-17,35	-20,42	-18,89	-20,75
VG-D-76	MULT	σ_{sup}	VG-D-100	-83,69	-94,37	-89,03	-100,70
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	114,86	127,17	121,02	132,68
VG-D-76	VEIC	σ_{sup}	VG-D-100	8,24	11,40	9,82	10,98
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	-10,33	-11,63	-10,98	-12,14
VG-D-76	VEIC	σ_{sup}	VG-D-100	-103,64	-86,85	-95,25	-105,61
VG-D-73		σ_{inf}	VG-D-96	100,79	82,00	91,40	101,76
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-76	-223,12			
		σ_{inf}	VG-D-73	300,82			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-76	-61,42			
		σ_{inf}	VG-D-73	81,64			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-76	-38,99			
		σ_{inf}	VG-D-73	-648,53			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-76	27,57			
		σ_{inf}	VG-D-73	-32,89			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-76	-206,31			
		σ_{inf}	VG-D-73	234,45			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-76	-295,97			
		σ_{inf}	VG-D-73	-298,96			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-76	-529,85			
		σ_{inf}	VG-D-73	-31,62			

TARFIA 4.80 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S3

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S3 - MÁX (+) - VÃO 1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-124	DEAD	σ_{sup}	VG-D-160	-233,41	-248,57	-240,99	-273,02
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	308,64	362,37	335,51	367,53
VG-D-124	PERM	σ_{sup}	VG-D-160	-71,87	-61,21	-66,54	-75,31
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	86,94	95,79	91,37	100,14
VG-D-124	PROT	σ_{sup}	VG-D-160	0,21	-33,21	-16,50	22,47
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	-726,02	-709,72	-717,87	-756,84
VG-D-124	MULT	σ_{sup}	VG-D-160	20,18	23,79	21,99	24,90
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	-27,85	-33,00	-30,43	-33,34
VG-D-124	MULT	σ_{sup}	VG-D-160	-105,40	-121,89	-113,65	-128,63
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	147,06	165,07	156,07	171,05
VG-D-124	VEIC	σ_{sup}	VG-D-160	12,71	13,12	12,92	14,61
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	-16,28	-18,79	-17,54	-19,23
VG-D-124	VEIC	σ_{sup}	VG-D-160	-112,00	-98,80	-105,40	-117,03
VG-D-121		σ_{inf}	VG-D-156	112,31	95,69	104,00	115,63
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-D-124	-273,02			
		σ_{inf}	VG-D-121	367,53			
PERM		σ_{sup}	VG-D-124	-75,31			
		σ_{inf}	VG-D-121	100,14			
PROT		σ_{sup}	VG-D-124	22,47			
		σ_{inf}	VG-D-121	-756,84			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-D-124	39,50			
		σ_{inf}	VG-D-121	-52,56			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-D-124	-245,66			
		σ_{inf}	VG-D-121	286,68			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-D-124	-286,36			
		σ_{inf}	VG-D-121	-341,73			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-D-124	-571,53			
		σ_{inf}	VG-D-121	-2,48			

TABELA 4.81 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S4

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S4							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-172	DEAD	σ_{sup}	VG-D-220	-224,37	-235,23	-229,80	-260,38
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	296,23	345,20	320,72	351,30
VG-D-172	PERM	σ_{sup}	VG-D-220	-69,75	-57,91	-63,83	-72,25
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	84,00	91,60	87,80	96,22
VG-D-172	PROT	σ_{sup}	VG-D-220	3,51	-19,83	-8,16	30,04
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	-695,69	-695,86	-695,78	-733,98
VG-D-172	MULT	σ_{sup}	VG-D-220	27,48	32,43	29,96	33,92
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	-37,86	-44,97	-41,42	-45,38
VG-D-172	MULT	σ_{sup}	VG-D-220	-110,17	-126,97	-118,57	-134,21
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	153,74	172,22	162,98	178,62
VG-D-172	VEIC	σ_{sup}	VG-D-220	17,19	18,08	17,64	19,93
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	-21,94	-25,46	-23,70	-26,00
VG-D-172	VEIC	σ_{sup}	VG-D-220	-111,29	-100,03	-105,66	-117,30
VG-D-169		σ_{inf}	VG-D-216	111,78	95,84	103,81	115,45
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
	σ_{sup}	VG-D-172	-260,38				
	σ_{inf}	VG-D-169	351,30				
PERM							
	σ_{sup}	VG-D-172	-72,25				
	σ_{inf}	VG-D-169	96,22				
PROT							
	σ_{sup}	VG-D-172	30,04				
	σ_{inf}	VG-D-169	-733,98				
Σ MÓVEIS (-)							
	σ_{sup}	VG-D-172	53,85				
	σ_{inf}	VG-D-169	-71,38				
Σ MÓVEIS (+)							
	σ_{sup}	VG-D-172	-251,51				
	σ_{inf}	VG-D-169	294,07				
Σ MÁX (-)							
	σ_{sup}	VG-D-172	-248,75				
	σ_{inf}	VG-D-169	-357,83				
Σ MÁX (+)							
	σ_{sup}	VG-D-172	-554,11				
	σ_{inf}	VG-D-169	7,62				

TABELA 4.82 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S5

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S5							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-220	DEAD	σ_{sup}	VG-D-280	-164,23	-162,81	-163,52	-185,38
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	213,02	247,02	230,02	251,88
VG-D-220	PERM	σ_{sup}	VG-D-280	-53,77	-38,46	-46,12	-52,21
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	61,79	65,25	63,52	69,61
VG-D-220	PROT	σ_{sup}	VG-D-280	-35,68	-46,13	-40,91	-8,47
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	-621,53	-628,01	-624,77	-657,21
VG-D-220	MULT	σ_{sup}	VG-D-280	35,12	41,80	38,46	43,48
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	-47,59	-56,32	-51,96	-56,98
VG-D-220	MULT	σ_{sup}	VG-D-280	-96,49	-110,75	-103,62	-117,23
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	133,98	148,63	141,31	154,91
VG-D-220	VEIC	σ_{sup}	VG-D-280	21,67	22,45	22,06	24,91
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	-27,25	-31,31	-29,28	-32,13
VG-D-220	VEIC	σ_{sup}	VG-D-280	-102,39	-92,59	-97,49	-108,06
VG-D-217		σ_{inf}	VG-D-276	101,16	84,53	92,85	103,42
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-220	-185,38			
		σ_{inf}	VG-D-217	251,88			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-220	-52,21			
		σ_{inf}	VG-D-217	69,61			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-220	-8,47			
		σ_{inf}	VG-D-217	-657,21			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-220	68,40			
		σ_{inf}	VG-D-217	-89,11			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-220	-225,29			
		σ_{inf}	VG-D-217	258,33			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-220	-177,66			
		σ_{inf}	VG-D-217	-424,82			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-220	-471,35			
		σ_{inf}	VG-D-217	-77,38			

TABELA 4.83 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S6

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S6							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-268	DEAD	σ_{sup}	VG-D-340	-47,41	-34,12	-40,77	-46,38
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	52,00	68,63	60,32	65,93
VG-D-268	PERM	σ_{sup}	VG-D-340	-22,53	-3,59	-13,06	-14,78
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	18,60	17,02	17,81	19,53
VG-D-268	PROT	σ_{sup}	VG-D-340	-159,02	-159,13	-159,08	-143,76
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	-429,26	-440,06	-434,66	-449,97
VG-D-268	MULT	σ_{sup}	VG-D-340	47,21	57,08	52,15	58,79
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	-62,77	-72,02	-67,40	-74,04
VG-D-268	MULT	σ_{sup}	VG-D-340	-66,65	-79,39	-73,02	-82,39
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	91,47	99,76	95,62	104,98
VG-D-268	VEIC	σ_{sup}	VG-D-340	26,43	26,08	26,26	29,63
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	-32,77	-36,39	-34,58	-37,96
VG-D-268	VEIC	σ_{sup}	VG-D-340	-86,21	-79,30	-82,76	-91,43
VG-D-265		σ_{inf}	VG-D-336	81,60	65,05	73,33	82,00
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-D-268	-46,38			
		σ_{inf}	VG-D-265	65,93			
PERM		σ_{sup}	VG-D-268	-14,78			
		σ_{inf}	VG-D-265	19,53			
PROT		σ_{sup}	VG-D-268	-143,76			
		σ_{inf}	VG-D-265	-449,97			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-D-268	88,42			
		σ_{inf}	VG-D-265	-112,00			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-D-268	-173,81			
		σ_{inf}	VG-D-265	186,98			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-D-268	-116,50			
		σ_{inf}	VG-D-265	-476,51			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-D-268	-378,74			
		σ_{inf}	VG-D-265	-177,54			

TABELA 4.84 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S7

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S7							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-316	DEAD	σ_{sup}	VG-D-400	143,01	146,73	144,87	163,90
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	-198,96	-196,50	-197,73	-216,76
VG-D-316	PERM	σ_{sup}	VG-D-400	28,28	45,51	36,90	41,80
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	-48,30	-54,37	-51,34	-56,24
VG-D-316	PROT	σ_{sup}	VG-D-400	-376,33	-336,23	-356,28	-370,46
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	-89,84	-112,26	-101,05	-86,87
VG-D-316	MULT	σ_{sup}	VG-D-400	86,25	89,60	87,93	99,06
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	-108,54	-116,34	-112,44	-123,57
VG-D-316	MULT	σ_{sup}	VG-D-400	-37,65	-45,45	-41,55	-46,54
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	48,04	48,47	48,26	53,24
VG-D-316	VEIC	σ_{sup}	VG-D-400	32,36	31,18	31,77	30,98
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	50,47	41,51	45,99	46,78
VG-D-316	VEIC	σ_{sup}	VG-D-400	-61,77	-63,03	-62,40	-63,62
VG-D-313		σ_{inf}	VG-D-396	-39,50	-41,43	-40,47	-39,25
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
	σ_{sup}	VG-D-316	163,90				
	σ_{inf}	VG-D-313	-216,76				
PERM							
	σ_{sup}	VG-D-316	41,80				
	σ_{inf}	VG-D-313	-56,24				
PROT							
	σ_{sup}	VG-D-316	-370,46				
	σ_{inf}	VG-D-313	-86,87				
Σ MÓVEIS (-)							
	σ_{sup}	VG-D-316	35,44				
	σ_{inf}	VG-D-313	-162,82				
Σ MÓVEIS (+)							
	σ_{sup}	VG-D-316	-15,56				
	σ_{inf}	VG-D-313	100,02				
Σ MÁX (-)							
	σ_{sup}	VG-D-316	-129,32				
	σ_{inf}	VG-D-313	-522,69				
Σ MÁX (+)							
	σ_{sup}	VG-D-316	-180,32				
	σ_{inf}	VG-D-313	-259,85				

TABELA 4.85 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S8

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S8 - MÁX (-) - VÃO 1							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-352	DEAD	σ_{sup}	VG-D-445	435,13	390,45	412,79	469,07
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	-597,29	-603,38	-600,34	-656,62
VG-D-352	PERM	σ_{sup}	VG-D-445	105,73	111,47	108,60	123,40
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	-154,37	-161,10	-157,74	-172,53
VG-D-352	PROT	σ_{sup}	VG-D-445	-653,47	-590,27	-621,87	-674,61
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	358,57	296,37	327,47	380,21
VG-D-352	MULT	σ_{sup}	VG-D-445	173,85	154,04	163,95	185,81
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	-226,27	-232,95	-229,61	-251,47
VG-D-352	MULT	σ_{sup}	VG-D-445	-22,56	-19,69	-21,13	-23,42
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	21,03	19,22	20,13	22,42
VG-D-352	VEIC	σ_{sup}	VG-D-445	58,39	59,32	58,86	66,79
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	-83,68	-84,17	-83,93	-91,86
VG-D-352	VEIC	σ_{sup}	VG-D-445	-38,41	-34,37	-36,39	-39,47
VG-D-349		σ_{inf}	VG-D-441	19,31	18,83	19,07	22,15
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-352	469,07			
		σ_{inf}	VG-D-349	-656,62			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-352	123,40			
		σ_{inf}	VG-D-349	-172,53			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-352	-674,61			
		σ_{inf}	VG-D-349	380,21			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-352	252,60			
		σ_{inf}	VG-D-349	-343,33			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-352	-62,89			
		σ_{inf}	VG-D-349	44,57			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-352	170,46			
		σ_{inf}	VG-D-349	-792,27			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-352	-145,03			
		σ_{inf}	VG-D-349	-404,37			

TABELA 4.86 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S9

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S9 - MÁX (-) - VÃO 2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-372	DEAD	σ_{sup}	VG-D-470	294,23	582,41	438,32	498,72
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	-545,94	-751,92	-648,93	-709,33
VG-D-372	PERM	σ_{sup}	VG-D-470	72,72	157,24	114,98	130,82
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	-140,39	-199,86	-170,13	-185,96
VG-D-372	PROT	σ_{sup}	VG-D-470	-622,97	-696,47	-659,72	-715,66
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	352,49	341,90	347,20	403,13
VG-D-372	MULT	σ_{sup}	VG-D-470	126,45	219,87	173,16	196,75
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	-216,99	-285,95	-251,47	-275,06
VG-D-372	MULT	σ_{sup}	VG-D-470	-26,70	-15,10	-20,90	-23,40
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	25,77	22,30	24,04	26,53
VG-D-372	VEIC	σ_{sup}	VG-D-470	42,37	71,20	56,79	64,54
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	-71,33	-94,31	-82,82	-90,58
VG-D-372	VEIC	σ_{sup}	VG-D-470	-32,19	-15,28	-23,74	-26,21
VG-D-369		σ_{inf}	VG-D-466	20,86	20,63	20,75	23,22
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-372	498,72			
		σ_{inf}	VG-D-369	-709,33			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-372	130,82			
		σ_{inf}	VG-D-369	-185,96			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-372	-715,66			
		σ_{inf}	VG-D-369	403,13			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-372	261,29			
		σ_{inf}	VG-D-369	-365,64			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-372	-49,60			
		σ_{inf}	VG-D-369	49,75			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-372	175,17			
		σ_{inf}	VG-D-369	-857,80			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-372	-135,72			
		σ_{inf}	VG-D-369	-442,41			

TABELA 4.87 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S10

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S10							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-412	DEAD	σ_{sup}	VG-D-520	91,12	201,60	146,36	165,59
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	-169,44	-229,98	-199,71	-218,94
VG-D-412	PERM	σ_{sup}	VG-D-520	15,08	59,34	37,21	42,15
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	-40,41	-62,99	-51,70	-56,64
VG-D-412	PROT	σ_{sup}	VG-D-520	-307,90	-441,12	-374,51	-389,16
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	-136,42	-85,16	-110,79	-96,14
VG-D-412	MULT	σ_{sup}	VG-D-520	82,28	117,67	99,98	112,72
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	-115,92	-142,95	-129,44	-142,18
VG-D-412	MULT	σ_{sup}	VG-D-520	-52,33	-53,53	-52,93	-59,43
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	64,19	63,94	64,07	70,56
VG-D-412	VEIC	σ_{sup}	VG-D-520	36,69	53,07	44,88	50,70
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	-53,48	-66,12	-59,80	-65,62
VG-D-412	VEIC	σ_{sup}	VG-D-520	-71,18	-62,15	-66,67	-73,29
VG-D-409		σ_{inf}	VG-D-516	59,34	45,65	52,50	59,12
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-412	165,59			
		σ_{inf}	VG-D-409	-218,94			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-412	42,15			
		σ_{inf}	VG-D-409	-56,64			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-412	-389,16			
		σ_{inf}	VG-D-409	-96,14			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-412	163,42			
		σ_{inf}	VG-D-409	-207,80			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-412	-132,71			
		σ_{inf}	VG-D-409	129,68			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-412	-18,01			
		σ_{inf}	VG-D-409	-579,51			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-412	-314,14			
		σ_{inf}	VG-D-409	-242,03			

TABELA 4.88 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S11

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S11							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-460	DEAD	σ_{sup}	VG-D-580	-52,80	7,15	-22,83	-25,98
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	40,64	27,37	34,01	37,16
VG-D-460	PERM	σ_{sup}	VG-D-580	-23,75	7,57	-8,09	-9,13
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	15,37	5,75	10,56	11,60
VG-D-460	PROT	σ_{sup}	VG-D-580	-116,16	-190,57	-153,37	-134,90
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	-509,91	-461,47	-485,69	-504,15
VG-D-460	MULT	σ_{sup}	VG-D-580	65,20	88,10	76,65	86,47
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	-90,85	-109,49	-100,17	-109,99
VG-D-460	MULT	σ_{sup}	VG-D-580	-86,66	-95,54	-91,10	-102,75
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	115,03	122,32	118,68	130,33
VG-D-460	VEIC	σ_{sup}	VG-D-580	33,08	45,20	39,14	44,19
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	-46,67	-56,96	-51,82	-56,87
VG-D-460	VEIC	σ_{sup}	VG-D-580	-91,92	-83,50	-87,71	-97,04
VG-D-457		σ_{inf}	VG-D-576	89,06	71,43	80,25	89,58
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-D-460	-25,98			
		σ_{inf}	VG-D-457	37,16			
PERM		σ_{sup}	VG-D-460	-9,13			
		σ_{inf}	VG-D-457	11,60			
PROT		σ_{sup}	VG-D-460	-134,90			
		σ_{inf}	VG-D-457	-504,15			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-D-460	130,67			
		σ_{inf}	VG-D-457	-166,86			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-D-460	-199,80			
		σ_{inf}	VG-D-457	219,91			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-D-460	-39,34			
		σ_{inf}	VG-D-457	-622,26			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-D-460	-369,81			
		σ_{inf}	VG-D-457	-235,49			

TABELA 4.89 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S12

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S12							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-508	DEAD	σ_{sup}	VG-D-640	-166,41	-111,69	-139,05	-157,97
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	200,61	202,57	201,59	220,51
VG-D-508	PERM	σ_{sup}	VG-D-640	-54,39	-24,26	-39,33	-44,61
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	58,45	52,99	55,72	61,00
VG-D-508	PROT	σ_{sup}	VG-D-640	-11,62	-38,44	-25,03	12,22
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	-710,70	-680,22	-695,46	-732,71
VG-D-508	MULT	σ_{sup}	VG-D-640	57,82	71,04	64,43	72,97
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	-83,25	-95,35	-89,30	-97,84
VG-D-508	MULT	σ_{sup}	VG-D-640	-121,25	-121,61	-121,43	-137,59
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	166,84	172,12	169,48	185,64
VG-D-508	VEIC	σ_{sup}	VG-D-640	29,82	37,48	33,65	38,10
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	-43,09	-49,97	-46,53	-50,98
VG-D-508	VEIC	σ_{sup}	VG-D-640	-109,80	-95,86	-102,83	-114,19
VG-D-505		σ_{inf}	VG-D-636	111,25	92,10	101,68	113,04
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-508	-157,97			
		σ_{inf}	VG-D-505	220,51			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-508	-44,61			
		σ_{inf}	VG-D-505	61,00			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-508	12,22			
		σ_{inf}	VG-D-505	-732,71			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-508	111,08			
		σ_{inf}	VG-D-505	-148,83			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-508	-251,78			
		σ_{inf}	VG-D-505	298,68			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-508	-79,29			
		σ_{inf}	VG-D-505	-600,02			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-508	-442,15			
		σ_{inf}	VG-D-505	-152,51			

TABELA 4.90 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S13

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S13 - MÁX (+) - VÃO 2							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-556	DEAD	σ_{sup}	VG-D-700	-240,90	-213,64	-227,27	-258,97
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	338,19	348,38	343,29	374,98
VG-D-556	PERM	σ_{sup}	VG-D-700	-73,72	-52,19	-62,96	-71,67
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	95,60	92,15	93,88	102,59
VG-D-556	PROT	σ_{sup}	VG-D-700	4,72	25,08	14,90	59,18
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	-778,26	-786,07	-782,17	-826,45
VG-D-556	MULT	σ_{sup}	VG-D-700	41,51	50,52	46,02	52,49
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	-68,58	-72,66	-70,62	-77,10
VG-D-556	MULT	σ_{sup}	VG-D-700	-132,14	-137,62	-134,88	-153,68
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	204,22	202,91	203,57	222,37
VG-D-556	VEIC	σ_{sup}	VG-D-700	21,26	27,26	24,26	27,66
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	-35,55	-38,23	-36,89	-40,29
VG-D-556	VEIC	σ_{sup}	VG-D-700	-119,04	-101,51	-110,28	-123,02
VG-D-553		σ_{inf}	VG-D-696	131,06	107,30	119,18	131,93
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-D-556	-258,97			
		σ_{inf}	VG-D-553	374,98			
PERM		σ_{sup}	VG-D-556	-71,67			
		σ_{inf}	VG-D-553	102,59			
PROT		σ_{sup}	VG-D-556	59,18			
		σ_{inf}	VG-D-553	-826,45			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-D-556	80,15			
		σ_{inf}	VG-D-553	-117,39			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-D-556	-276,71			
		σ_{inf}	VG-D-553	354,30			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-D-556	-191,30			
		σ_{inf}	VG-D-553	-466,26			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-D-556	-548,16			
		σ_{inf}	VG-D-553	5,42			

TABELA 4.91 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S14

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S14							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-604	DEAD	σ_{sup}	VG-D-760	-193,81	-201,30	-197,56	-225,06
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	284,41	310,73	297,57	325,08
VG-D-604	PERM	σ_{sup}	VG-D-760	-60,58	-48,39	-54,49	-62,01
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	80,62	81,22	80,92	88,44
VG-D-604	PROT	σ_{sup}	VG-D-760	-58,13	-31,83	-44,98	-10,73
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	-653,47	-669,32	-661,40	-695,64
VG-D-604	MULT	σ_{sup}	VG-D-760	20,72	29,73	25,23	28,76
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	-37,08	-39,90	-38,49	-42,03
VG-D-604	MULT	σ_{sup}	VG-D-760	-92,13	-110,49	-101,31	-115,40
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	150,83	153,84	152,34	166,43
VG-D-604	VEIC	σ_{sup}	VG-D-760	10,15	15,99	13,07	14,92
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	-19,26	-21,12	-20,19	-22,04
VG-D-604	VEIC	σ_{sup}	VG-D-760	-106,11	-92,77	-99,44	-110,62
VG-D-601		σ_{inf}	VG-D-756	112,11	91,64	101,88	113,06
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD							
		σ_{sup}	VG-D-604	-225,06			
		σ_{inf}	VG-D-601	325,08			
PERM							
		σ_{sup}	VG-D-604	-62,01			
		σ_{inf}	VG-D-601	88,44			
PROT							
		σ_{sup}	VG-D-604	-10,73			
		σ_{inf}	VG-D-601	-695,64			
Σ MÓVEIS (-)							
		σ_{sup}	VG-D-604	43,68			
		σ_{inf}	VG-D-601	-64,07			
Σ MÓVEIS (+)							
		σ_{sup}	VG-D-604	-226,03			
		σ_{inf}	VG-D-601	279,49			
Σ MÁX (-)							
		σ_{sup}	VG-D-604	-254,12			
		σ_{inf}	VG-D-601	-346,19			
Σ MÁX (+)							
		σ_{sup}	VG-D-604	-523,83			
		σ_{inf}	VG-D-601	-2,64			

TABELA 4.92 – TENSÕES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S15

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300							
RESULTADO DE ESFORÇOS NA VIGA DIREITA - S15							
SHELL	LOAD	σ	JOINT	S11-TOP	S11-BOT	TENS. MÉD	TENS. REAIS
VG-D-640	DEAD	σ_{sup}	VG-D-805	-78,82	-101,11	-89,97	-102,27
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	118,80	144,16	131,48	143,78
VG-D-640	PERM	σ_{sup}	VG-D-805	-29,68	-21,44	-25,56	-29,01
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	36,68	36,57	36,63	40,08
VG-D-640	PROT	σ_{sup}	VG-D-805	-200,52	-192,47	-196,50	-172,73
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	-649,14	-599,24	-624,19	-647,95
VG-D-640	MULT	σ_{sup}	VG-D-805	8,74	17,37	13,06	14,53
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	-12,38	-14,68	-13,53	-15,01
VG-D-640	MULT	σ_{sup}	VG-D-805	-36,89	-59,04	-47,97	-54,21
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	63,31	65,55	64,43	70,67
VG-D-640	VEIC	σ_{sup}	VG-D-805	17,67	14,09	15,88	17,17
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	-6,57	-8,01	-7,29	-8,58
VG-D-640	VEIC	σ_{sup}	VG-D-805	-77,04	-70,52	-73,78	-81,03
VG-D-637		σ_{inf}	VG-D-801	62,66	50,93	56,80	64,05
RESULTADOS PARA OS DIAGRAMAS DE TENSÕES							
DEAD		σ_{sup}	VG-D-640	-102,27			
		σ_{inf}	VG-D-637	143,78			
PERM		σ_{sup}	VG-D-640	-29,01			
		σ_{inf}	VG-D-637	40,08			
PROT		σ_{sup}	VG-D-640	-172,73			
		σ_{inf}	VG-D-637	-647,95			
Σ MÓVEIS (-)		σ_{sup}	VG-D-640	31,70			
		σ_{inf}	VG-D-637	-23,58			
Σ MÓVEIS (+)		σ_{sup}	VG-D-640	-135,24			
		σ_{inf}	VG-D-637	134,72			
Σ MÁX (-)		σ_{sup}	VG-D-640	-272,32			
		σ_{inf}	VG-D-637	-487,67			
Σ MÁX (+)		σ_{sup}	VG-D-640	-439,26			
		σ_{inf}	VG-D-637	-329,37			

Cisalhamento – Esforços Atuantes

TABELA 4.93 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S1

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S1 - 2,56m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-25	Σ DEAD	-93,16
À		
VG-D-28	Σ PERM	-25,09
	Σ PROT	46,94
	Σ MULT	9,19
	Σ MULT	-42,89
	Σ VEIC	5,48
	Σ VEIC	-28,76
	Σ DEAD + PERM + PROT	-71,30
	Σ M(+)	14,67
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-56,63
	Σ M(-)	-71,65
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-142,95

TABELA 4.94 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S2

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S2 - 6,95m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-73	Σ DEAD	-49,35
À		
VG-D-76	Σ PERM	-13,35
	Σ PROT	27,42
	Σ MULT	12,68
	Σ MULT	-30,73
	Σ VEIC	14,51
	Σ VEIC	-22,85
	Σ DEAD + PERM	-35,28
	Σ M(+)	27,19
	Σ DEAD + PERM + M(+)	-8,09
	Σ M(-)	-53,58
	Σ DEAD + PERM + M(-)	-88,86

TABELA 4.95 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S3

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S3 - MÁX (+) VÃO 1 - 11,32m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-121	Σ DEAD	-2,80
À		
VG-D-124	Σ PERM	-0,73
	Σ PROT	6,48
	Σ MULT	17,71
	Σ MULT	-18,97
	Σ VEIC	20,45
	Σ VEIC	-17,60
	Σ DEAD + PERM + PROT	2,95
	Σ M(+)	38,16
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	41,11
	Σ M(-)	-36,57
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-33,61

TABELA 4.96 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S4

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S4 - 15,66m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-169	Σ DEAD	44,21
À		
VG-D-172	Σ PERM	12,08
	Σ PROT	-15,06
	Σ MULT	25,78
	Σ MULT	-9,96
	Σ VEIC	26,03
	Σ VEIC	-12,87
	Σ DEAD + PERM + PROT	41,24
	Σ M(+)	51,81
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	93,04
	Σ M(-)	-22,82
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	18,41

TABELA 4.97 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S5

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S5 - 19,95m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-217	Σ DEAD	89,53
À		
VG-D-220	Σ PERM	24,45
	Σ PROT	-57,35
	Σ MULT	38,50
	Σ MULT	-6,19
	Σ VEIC	30,91
	Σ VEIC	-9,21
	Σ DEAD + PERM + PROT	56,63
	Σ M(+)	69,41
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	126,04
	Σ M(-)	-15,40
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	41,24

TABELA 4.98 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S6

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S6 - 24,19m DO APOIO E-100		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-265	Σ DEAD	131,82
À		
VG-D-268	Σ PERM	35,96
	Σ PROT	-104,13
	Σ MULT	52,69
	Σ MULT	-5,03
	Σ VEIC	34,68
	Σ VEIC	-6,72
	Σ DEAD + PERM + PROT	63,65
	Σ M(+)	87,37
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	151,01
	Σ M(-)	-11,75
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	51,90

TABELA 4.99

– ESFORÇOS

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S7 - 28,37m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-313	Σ DEAD	172,60
À		
VG-D-316	Σ PERM	46,95
	Σ PROT	-184,22
	Σ MULT	66,72
	Σ MULT	-4,46
	Σ VEIC	37,72
	Σ VEIC	-4,73
	Σ DEAD + PERM + PROT	35,34
	Σ M(+)	104,44
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	139,77
	Σ M(-)	-9,19
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	26,15

TABELA 4.100 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S8

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S8 - MÁX (-) VÃO 1 - 31,45m DO APOIO E-10		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-349	Σ DEAD	187,06
À		
VG-D-352	Σ PERM	50,78
	Σ PROT	-65,62
	Σ MULT	72,23
	Σ MULT	-4,98
	Σ VEIC	37,98
	Σ VEIC	-4,76
	Σ DEAD + PERM + PROT	172,21
	Σ M(+)	110,22
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	282,43
	Σ M(-)	-9,74
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	162,47

TABELA 4.101 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S9

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S9 - MÁX (-) VÃO 2 - 1,15m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-369	Σ DEAD	-133,57
À		
VG-D-372	Σ PERM	-35,24
	Σ PROT	65,54
	Σ MULT	7,45
	Σ MULT	-55,86
	Σ VEIC	5,90
	Σ VEIC	-34,65
	Σ DEAD + PERM + PROT	-103,26
	Σ M(+)	13,35
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	-89,91
	Σ M(-)	-90,50
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-193,76

TABELA 4.102 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S10

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S10 - 4,66m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-409	Σ DEAD	-127,61
À		
VG-D-412	Σ PERM	-33,60
	Σ PROT	220,39
	Σ MULT	6,04
	Σ MULT	-52,55
	Σ VEIC	6,05
	Σ VEIC	-34,20
	Σ DEAD + PERM + PROT	59,18
	Σ M(+)	12,09
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	71,28
	Σ M(-)	-86,75
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-27,57

TABELA 4.103 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S11

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S11 - 8,86m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-457	Σ DEAD	-91,04
À		
VG-D-460	Σ PERM	-23,80
	Σ PROT	125,56
	Σ MULT	7,03
	Σ MULT	-40,52
	Σ VEIC	9,27
	Σ VEIC	-29,52
	Σ DEAD + PERM + PROT	10,71
	Σ M(+)	16,29
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	27,01
	Σ M(-)	-70,04
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-59,33

TABELA 4.104 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S12

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S12 - 13,04m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-505	Σ DEAD	-54,93
À		
VG-D-508	Σ PERM	-14,00
	Σ PROT	72,40
	Σ MULT	9,47
	Σ MULT	-30,04
	Σ VEIC	13,27
	Σ VEIC	-24,86
	Σ DEAD + PERM + PROT	3,47
	Σ M(+)	22,73
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	26,20
	Σ M(-)	-54,90
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-51,43

TABELA 4.105 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S13

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S13 - 19,09m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-553	Σ DEAD	-0,72
À		
VG-D-556	Σ PERM	0,45
	Σ PROT	11,55
	Σ MULT	18,79
	Σ MULT	-19,08
	Σ VEIC	19,16
	Σ VEIC	-18,15
	Σ DEAD + PERM + PROT	11,28
	Σ M(+)	37,95
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	49,23
	Σ M(-)	-37,23
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	-25,95

TABELA 4.106 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S14

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S14 - 25,16m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-601	Σ DEAD	55,81
À		
VG-D-604	Σ PERM	15,46
	Σ PROT	-25,42
	Σ MULT	33,48
	Σ MULT	-12,76
	Σ VEIC	25,46
	Σ VEIC	-11,08
	Σ DEAD + PERM + PROT	45,85
	Σ M(+)	58,94
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	104,80
	Σ M(-)	-23,83
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	22,02

TABELA 4.107 – ESFORÇOS CORTANTES CSIBRIDGE – VIGA DIREITA – S15

RESULTADOS DOS ESFORÇOS CORTANTES DA VIGA		
S15 - 29,72m DO APOIO E-11		
SHELL	CARREGAMENTOS	Vk
VG-D-637	Σ DEAD	98,19
À		
VG-D-640	Σ PERM	26,57
	Σ PROT	-51,91
	Σ MULT	46,14
	Σ MULT	-9,63
	Σ VEIC	31,65
	Σ VEIC	-4,27
	Σ DEAD + PERM + PROT	72,85
	Σ M(+)	77,79
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(+)	150,65
	Σ M(-)	-13,90
	Σ DEAD + PERM + PROT + M(-)	58,96

Dimensionamento ao Cisalhamento

TABELA 4.108 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S1				
Vsd (+)	-102,76	tf		
Vsd (-)	-223,61	tf		
Adotado Vsd	-223,61	tf		
Ycg inf	46,18	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	547,65	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	235,54	tf/m ²		
Vc	137,27	tf		
Asw	13,79	cm²		
kfad	2,28			
Asw calc	31,45	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm²		
	OK!			

TABELA 4.109 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S2				
Vsd (+)	-25,04	tf		
Vsd (-)	-138,11	tf		
Adotado Vsd	-138,11	tf		
Ycg inf	24,87	cm		
Vrd2	462,45	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	75,12	tf		
σ_0	583,68	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	489,40	tf/m ²		
Vc	150,24	tf		
Asw	5,72	cm²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm²		
	OK!			

TABELA 4.110 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S3

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S3				
Vsd (+)	56,26	tf		
Vsd (-)	-50,30	tf		
Adotado Vsd	-50,30	tf		
Ycg inf	18,51	cm		
Vrd2	479,24	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,85	tf		
σ_0	681,15	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	581,15	tf/m ²		
Vc	155,70	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.111 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S4

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S4				
Vsd (+)	137,79	tf		
Vsd (-)	33,31	tf		
Adotado Vsd	137,79	tf		
Ycg inf	18,37	cm		
Vrd2	479,61	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,91	tf		
σ_0	660,58	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	1038,23	tf/m ²		
Vc	127,48	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15
	16,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.112 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S5

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S5				
Vsd (+)	205,14	tf		
Vsd (-)	86,40	tf		
Adotado Vsd	205,14	tf		
Ycg inf	18,49	cm		
Vrd2	479,28	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,86	tf		
σ_0	591,49	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	811,76	tf/m ²		
Vc	134,59	tf		
Asw	9,93	cm ²		
kfad	1,74			
Asw calc	17,32	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.113 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S6

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S6				
Vsd (+)	263,48	tf		
Vsd (-)	124,72	tf		
Adotado Vsd	263,48	tf		
Ycg inf	24,72	cm		
Vrd2	462,84	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	75,19	tf		
σ_0	404,97	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	381,41	tf/m ²		
Vc	150,37	tf		
Asw	16,49	cm ²		
kfad	1,45			
Asw calc	23,97	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.114 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S7

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S7				
Vsd (+)	287,79	tf		
Vsd (-)	128,72	tf		
Adotado Vsd	287,79	tf		
Ycg inf	62,62	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	333,41	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	266,20	tf/m ²		
Vc	137,27	tf		
Asw	24,04	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	24,04	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.115 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S8

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S8				
Vsd (+)	428,21	tf		
Vsd (-)	260,27	tf		
Adotado Vsd	428,21	tf		
Ycg inf	26,59	cm		
Vrd2	457,90	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	74,38	tf		
σ_0	607,15	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	741,42	tf/m ²		
Vc	135,30	tf		
Asw	43,17	cm ²		
kfad	1,05			
Asw calc	45,21	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.116 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S9

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S9				
Vsd (+)	-158,64	tf		
Vsd (-)	-304,04	tf		
Adotado Vsd	-304,04	tf		
Ycg inf	22,00	cm		
Vrd2	470,02	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	76,35	tf		
σ_0	644,09	tf/m ²		
$\sigma_{sd\ max}$	1247,17	tf/m ²		
Vc	115,79	tf		
Asw	27,03	cm²		
kfad	1,41			
Asw calc	38,14	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8
	53,33	cm²		
	OK!			

TABELA 4.117 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S10

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S10				
Vsd (+)	-10,41	tf		
Vsd (-)	-148,79	tf		
Adotado Vsd	-148,79	tf		
Ycg inf	59,80	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	350,25	tf/m ²		
$\sigma_{sd\ max}$	519,61	tf/m ²		
Vc	114,89	tf		
Asw	5,72	cm²		
kfad	1,11			
Asw calc	6,36	cm²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm²		
	OK!			

TABELA 4.118 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S11

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S11				
Vsd (+)	-24,97	tf		
Vsd (-)	-145,84	tf		
Adotado Vsd	-145,84	tf		
Ycg inf	109,03	cm		
Vrd2	422,50	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	68,63	tf		
σ_0	121,41	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	133,78	tf/m ²		
Vc	130,92	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15
	26,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.119 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S12

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S12				
Vsd (+)	0,48	tf		
Vsd (-)	-108,20	tf		
Adotado Vsd	-108,20	tf		
Ycg inf	18,37	cm		
Vrd2	479,61	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	40,75	cm		
Vc0	77,91	tf		
σ_0	659,44	tf/m ²		
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	185,77	tf/m ²		
Vc	155,82	tf		
Asw	5,72	cm ²		
kfad	1			
Asw calc	5,72	cm ²		
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15
	16,67	cm ²		
	OK!			

TABELA 4.120 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S13

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S13					
Vsd (+)	66,62	tf			
Vsd (-)	-42,10	tf			
Adotado Vsd	66,62	tf			
Ycg inf	18,37	cm			
Vrd2	479,61	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	77,91	tf			
σ_0	743,80	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	1164,61	tf/m ²			
Vc	127,67	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1				
Asw calc	5,72	cm ²			
Asw proj	1	Ø	12,5 -c/	15	
	16,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.121 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S14

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S14					
Vsd (+)	159,43	tf			
Vsd (-)	43,54	tf			
Adotado Vsd	159,43	tf			
Ycg inf	11,98	cm			
Vrd2	496,48	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	80,65	tf			
σ_0	626,08	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	970,21	tf/m ²			
Vc	132,69	tf			
Asw	5,72	cm ²			
kfad	1,09				
Asw calc	6,24	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	15	
	26,67	cm ²			
	OK!				

TABELA 4.122 – DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO – VIGA DIREITA – S15

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300					
DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - VIGA D - ESFORÇOS CSIBRIDGE - S15					
Vsd (+)	236,86	tf			
Vsd (-)	108,49	tf			
Adotado Vsd	236,86	tf			
Ycg inf	11,98	cm			
Vrd2	496,48	tf			
Vrd2	>	Vsd			
bw	40,75	cm			
Vc0	80,65	tf			
σ_0	583,16	tf/m ²			
$\sigma_{d_{m\acute{a}x}}$	446,02	tf/m ²			
Vc	161,30	tf			
Asw	10,27	cm ²			
kfad	2,11				
Asw calc	21,62	cm ²			
Asw proj	1	Ø	16 -c/	8	
	53,33	cm ²			
	OK!				

4.1.13 Transversinas

Com os esforços obtidos no CSiBridge dimensionou-se a transversina à flexão e à cortante juntamente com a torção.

TABELA 4.123 – ESFORÇOS INTERNOS DA TRANSVERSINA – SEÇÃO 1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300									
RESULTADOS DOS ESFORÇOS - S1									
SHELL	LOAD	CORT. F12	SHELL	LOAD	JOINT	FIBRAS	S11-TOP	S11-BOT	S11-MÉDIA
LJS1538	DEAD		LJS1538	DEAD	LJS3173	SUP	213,02	205,16	209,09
LJS1558		-33,57	LJS1558		13080	INF	-413,67	-400,96	-407,32
LJS1538	PERM		LJS1538	PERM	LJS3173	SUP	60,85	58,49	59,67
LJS1558		-8,89	LJS1558		13080	INF	-113,33	-109,56	-111,45
LJS1538	PROT.T		LJS1538	PROT.T	LJS3173	SUP	7,65	8,09	7,87
LJS1558		31,53	LJS1558		13080	INF	40,25	39,96	40,11
LJS1538	MULT		LJS1538	MULT	LJS3173	SUP	100,24	97,35	98,79
LJS1558		37,17	LJS1558		13080	INF	-184,98	-179,89	-182,43
LJS1538	MULT		LJS1538	MULT	LJS3173	SUP	-0,39	-0,94	-0,66
LJS1558		-53,76	LJS1558		13080	INF	0,29	0,76	0,53
LJS1538	VEIC		LJS1538	VEIC	LJS3173	SUP	31,86	31,80	31,83
LJS1558		17,33	LJS1558		13080	INF	-52,71	-52,40	-52,56
LJS1538	VEIC		LJS1538	VEIC	LJS3173	SUP	-6,84	-6,85	-6,84
LJS1558		-18,77	LJS1558		13080	INF	1,21	4,09	2,65
SOMA	Vk MÁX (+)	43,56			SOMA	σ MÁX (-)		SUP	407,26
	Vk MÁX (-)	-83,46						INF	-713,64
					SOMA	σ MÁX (+)		SUP	269,12
								INF	-475,48

TABELA 4.124 – ESFORÇOS INTERNOS DA TRANSVERSINA – SEÇÃO 2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300									
RESULTADOS DOS ESFORÇOS - S2									
SHELL	LOAD	CORT. F12	SHELL	LOAD	JOINT	FIBRAS	S11-TOP	S11-BOT	S11-MÉDIA
LJS1351	DEAD		LJS1320	DEAD	LJS3171	SUP	173,07	143,98	158,53
LJS1351		-326,51	LJS1351		13052	INF	-401,62	-361,55	-381,59
LJS1351	PERM		LJS1320	PERM	LJS3171	SUP	50,79	42,04	46,42
LJS1351		-84,77	LJS1351		13052	INF	-110,77	-98,90	-104,84
LJS1351	PROT.T		LJS1320	PROT.T	LJS3171	SUP	-164,92	-165,77	-165,35
LJS1351		134,87	LJS1351		13052	INF	26,71	25,88	26,30
LJS1351	MULT		LJS1320	MULT	LJS3171	SUP	82,71	74,21	78,46
LJS1351		1,68	LJS1351		13052	INF	-179,00	-164,70	-171,85
LJS1351	MULT		LJS1320	MULT	LJS3171	SUP	-0,99	-5,24	-3,11
LJS1351		-143,85	LJS1351		13052	INF	1,70	4,88	3,29
LJS1351	VEIC		LJS1320	VEIC	LJS3171	SUP	28,85	28,69	28,77
LJS1351		6,19	LJS1351		13052	INF	-57,23	-56,11	-56,67
LJS1351	VEIC		LJS1320	VEIC	LJS3171	SUP	-2,46	-5,21	-3,84
LJS1351		-43,47	LJS1351		13052	INF	5,88	12,33	9,10
SOMA	Vk MÁX (+)	-268,54			SOMA	σ MÁX (-)		SUP	146,83
	Vk MÁX (-)	-463,73						INF	-688,64
					SOMA	σ MÁX (+)		SUP	32,65
								INF	-447,74

TABELA 4.125 – DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO – TRANSVERSINA

TRANSVERSINA					
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO					
Mk	589,71	tfm			
d'	41,25	cm			
h	200,00	cm	As	125,54	cm²
bw	150,00	cm			
fck	40	MPa	40	Ø	25
fy	500	MPa	<u>As adotado</u>	200,00	cm²

TABELA 4.126 – DIMENSIONAMENTO À CORTANTE/TORÇÃO – TRANSVERSINA – SEÇÃO S1

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO À CORTANTE/TORÇÃO - S1				
Vsd (+)	54,68	tf		
Vsd (-)	-132,61	tf		
Adotado Vsd	-132,61	tf		
Ycg sup	24,22	cm		
Vrd2	1674,41	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	147,00	cm		
Vc0	272,00	tf		
s ₀	7,08	tf/m²		
ssd _{máx}	568,58	tf/m²		
Vc	275,39	tf		
Asw calc	20,63	cm²		
Asw proj	2,50	Ø	12,5 -c/	30
	62,50	cm²		
	OK!			

TABELA 4.127 – DIMENSIONAMENTO À CORTANTE/TORÇÃO – TRANSVERSINA – SEÇÃO S2

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300				
DIMENSIONAMENTO À CORTANTE/TORÇÃO - S2				
Vsd (+)	-443,39	tf		
Vsd (-)	-716,66	tf		
Adotado Vsd	-716,66	tf		
Ycg sup	24,22	cm		
Vrd2	1674,41	tf		
Vrd2	>	Vsd		
bw	147,00	cm		
Vc0	272,00	tf		
s ₀	148,81	tf/m²		
ssd _{máx}	288,23	tf/m²		
Vc	412,43	tf		
Asw calc	44,23	cm²		
Asw proj	2,50	Ø	12,5 -c/	14
	62,50	cm²		
	OK!			

4.1.1 Laje

Obteve-se os esforços das estacas no CSiBridge e confeccionou-se as seguintes envoltórias de esforços característicos, tanto para o sentido longitudinal quanto para o sentido transversal.

Atribuiu-se das seguintes seções para retirada dos resultados:

- S1L – No meio do vão, entre vigas;
- S1T – 25% do vão;
- S2T – 50% do vão;
- S3T – 75% do vão;

Seção S1L

FIGURA 169 – ENVOLTÓRIA – MOMENTO FLETOR LONGITUDINAL – LAJE – S1L

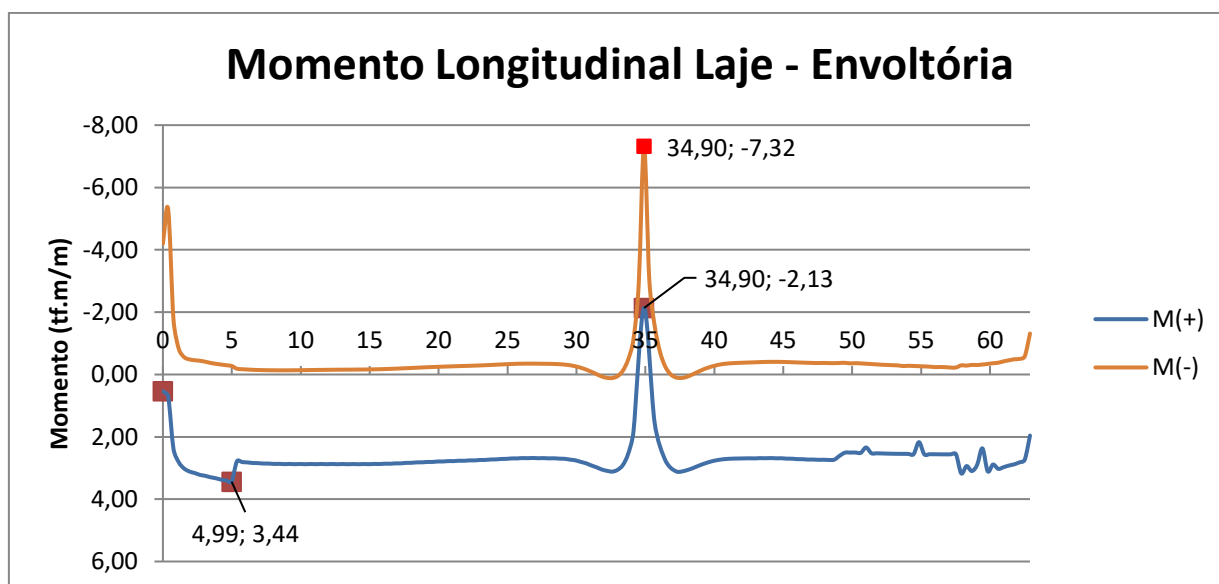
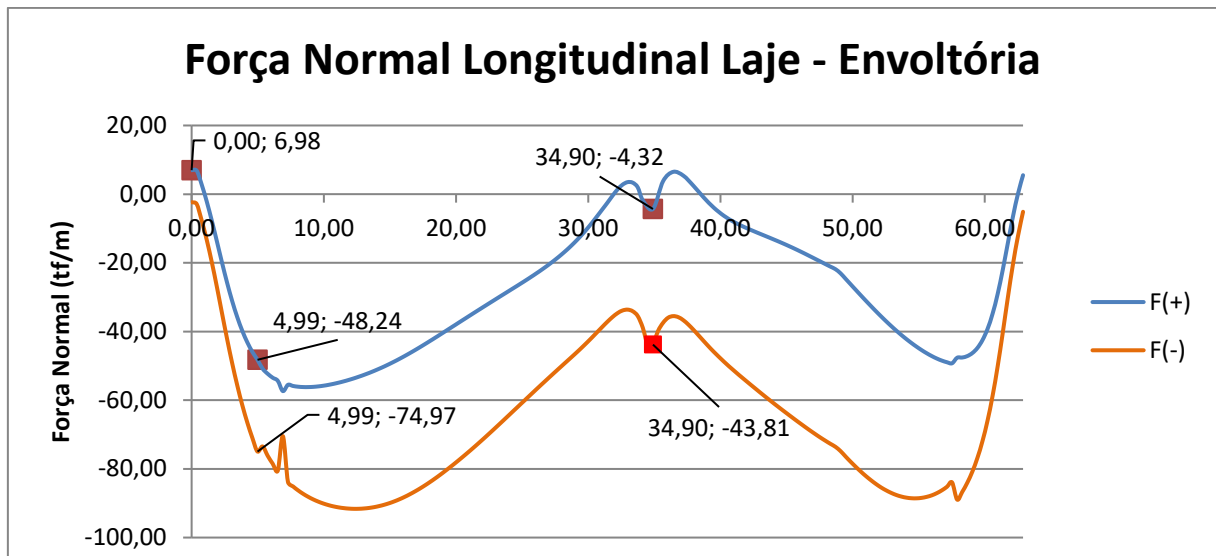


FIGURA 170 – ENVOLTÓRIA – FORÇA NORMAL LONGITUDINAL – LAJE – S1L



Seção S1T

FIGURA 171 – ENVOLTÓRIA – MOMENTO FLETOR TRANSVERSAL– LAJE – S1T

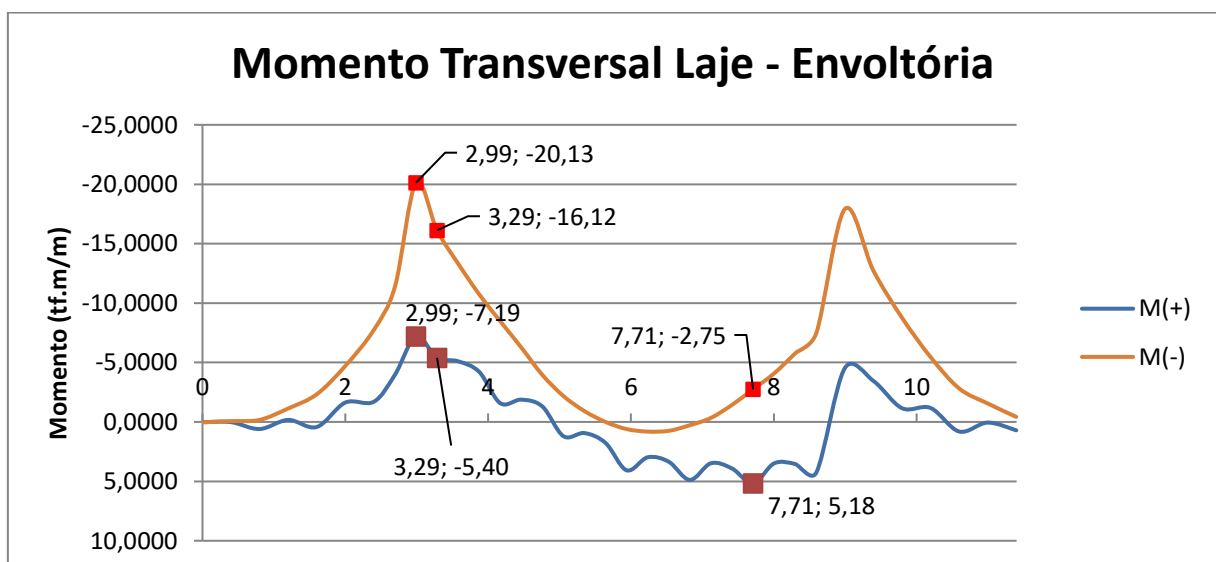


FIGURA 172 – ENVOLTÓRIA – FORÇA NORMAL TRANSVERSAL– LAJE – S1T

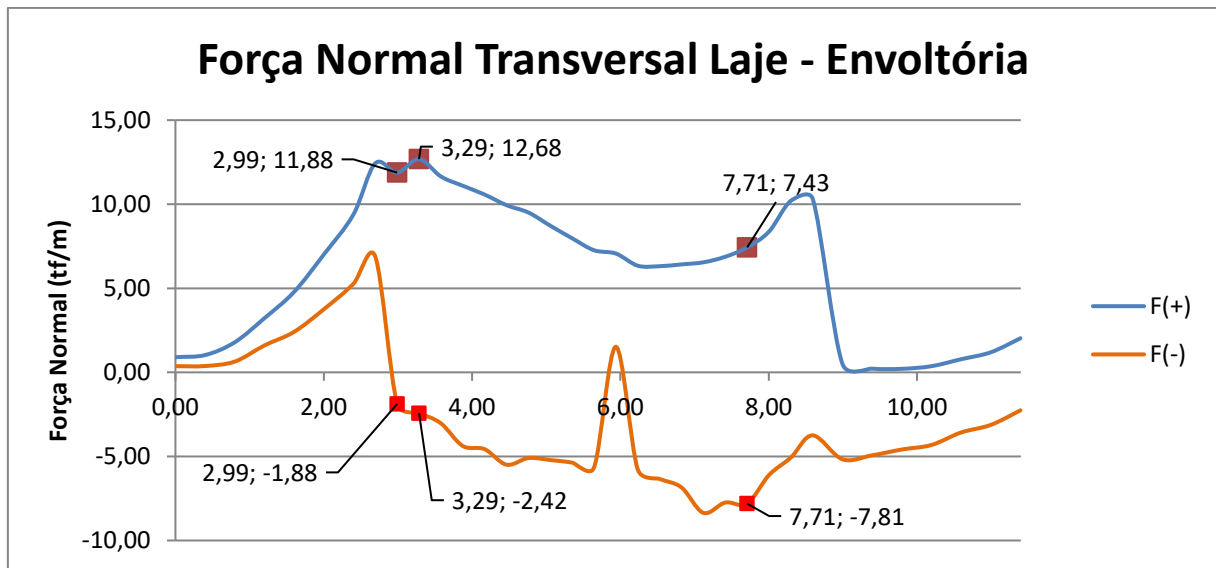


FIGURA 173 – ENVOLTÓRIA – MOMENTO FLETOR TRANSVERSAL– LAJE – S2T

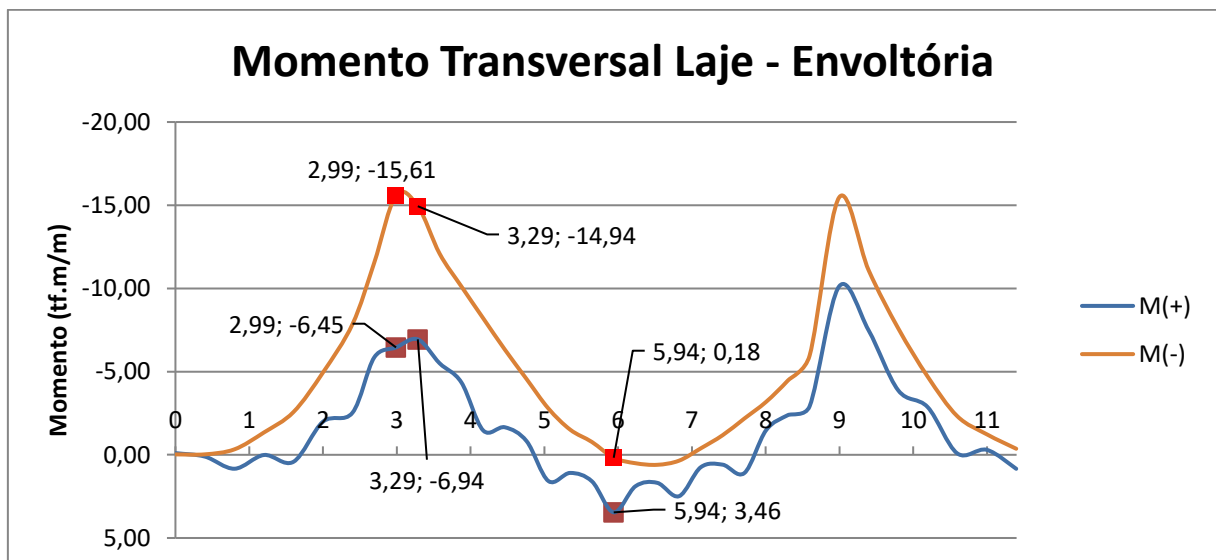


FIGURA 174 – ENVOLTÓRIA – FORÇA NORMAL TRANSVERSAL– LAJE – S2T

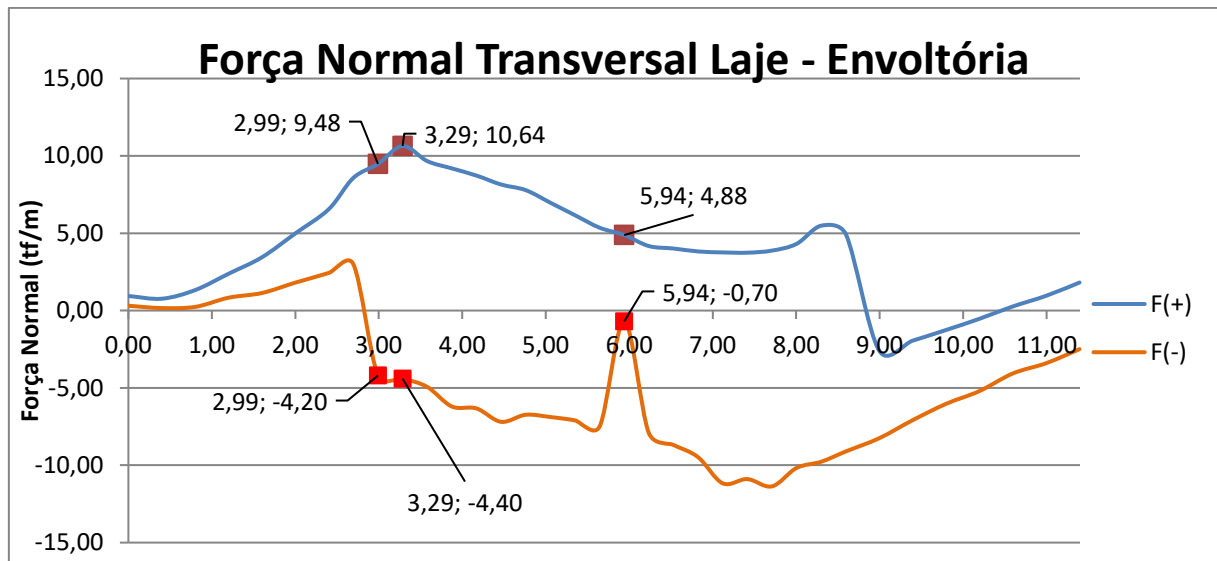


FIGURA 175 – ENVOLTÓRIA – MOMENTO FLETOR TRANSVERSAL– LAJE – S3T

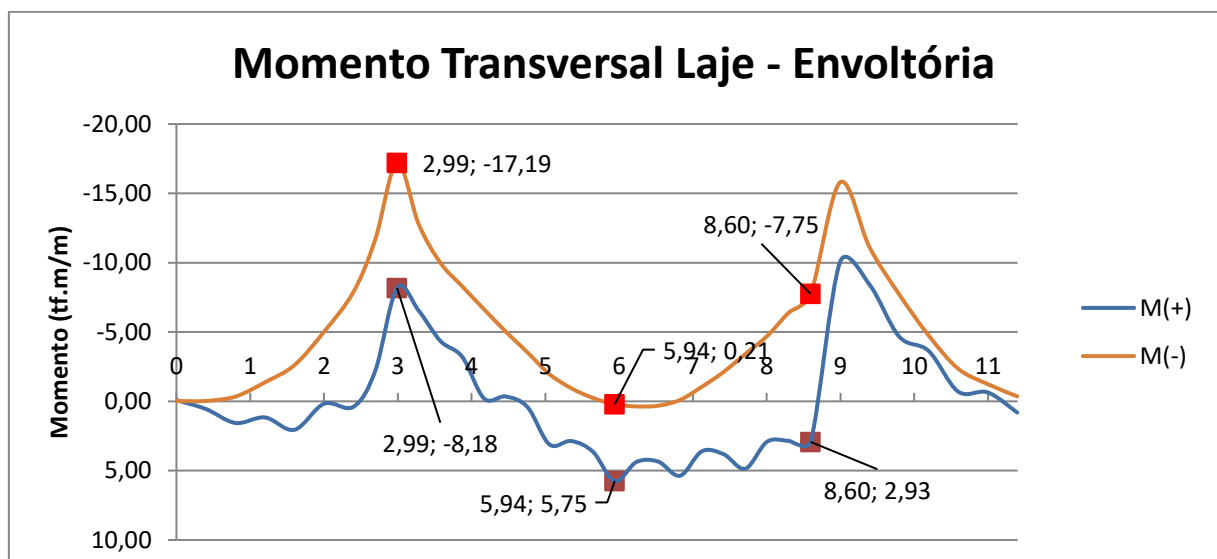
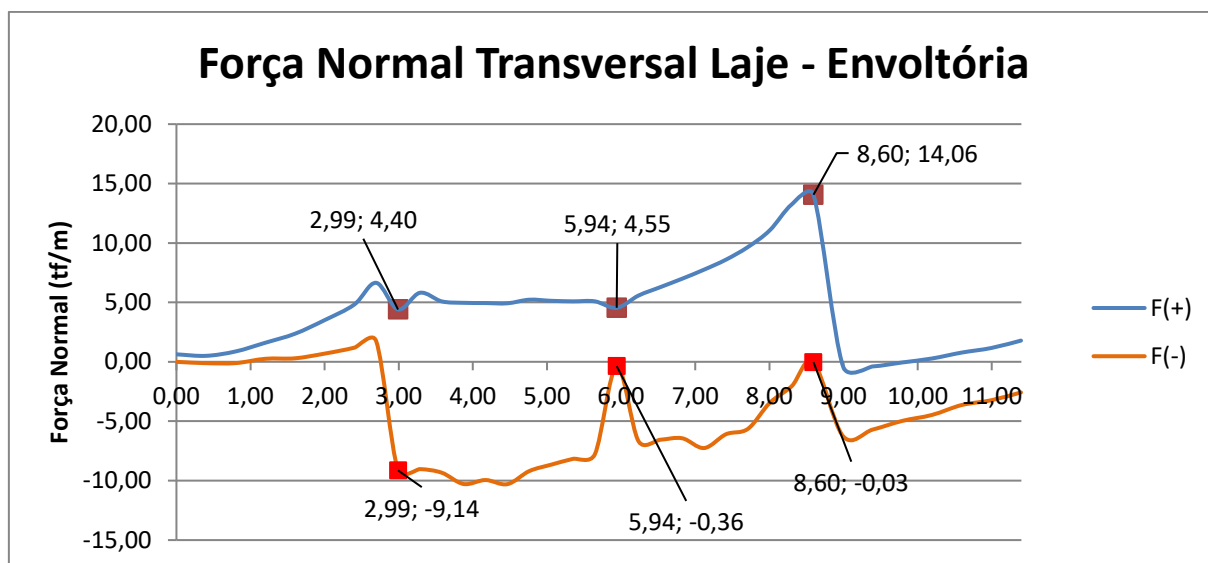


FIGURA 176 – ENVOLTÓRIA – FORÇA NORMAL TRANSVERSAL– LAJE – S3T



Temos, assim, os seguintes esforços atuantes na laje:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300										
RESULTADO DOS ESFORÇOS LONGITUDINAIS										
Seção	Esforço	Dist. m	F11kmax Tf/m	M11kmax Tf.m/m	F11kmin Tf/m	M11kmin Tf.m/m	F11 _{CF(+)} Tf/m	M11 _{CF(+)} Tf.m/m	F11 _{CF(-)} Tf/m	M11 _{CF(-)} Tf.m/m
1	M(+)	4,99	-48,24	3,44	-74,97	-0,27	-48,94	2,77	-70,33	-0,20
1	M(-)	34,90	-4,32	-2,13	-43,81	-7,32	-10,61	-2,18	-42,21	-6,32
1	F(+)	0,00	6,98	0,54	-2,35	-4,20	6,82	0,46	-0,64	-3,33

TABELA 4.128 – RESUMO ESFORÇOS LONGITUDINAIS – LAJE

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300										
RESUMO DOS ESFORÇOS TRANSVERSAIS										
Seção	Esforço	Dist. m	F22kmax Tf/m	M22kmax Tf.m/m	F22kmin Tf/m	M22kmin Tf.m/m	F22 _{CF(+)} Tf/m	M22 _{CF(+)} Tf.m/m	F22 _{CF(-)} Tf/m	M22 _{CF(-)} Tf.m/m
1	M(+)	7,71	7,43	5,18	-7,81	-2,75	6,40	3,67	-6,01	-0,98
1	M(-)	2,99	11,88	-7,19	-1,88	-20,13	12,98	-6,18	-0,91	-16,44
1	F(+)	3,29	12,68	-5,40	-2,42	-16,12	12,98	-4,44	-1,29	-13,54
2	M(+)	5,94	4,88	3,46	-0,70	0,18	3,97	3,29	-0,49	0,20
2	M(-)	2,99	9,48	-6,45	-4,20	-15,61	7,74	-4,67	-3,20	-13,70
2	F(+)	3,29	10,64	-6,94	-4,40	-14,94	8,79	-4,97	-3,25	-13,24
3	M(+)	5,94	4,55	5,75	-0,36	0,21	3,89	3,32	-0,04	0,24
3	M(-)	2,99	4,40	-8,18	-9,14	-17,19	2,79	-6,85	-8,04	-15,52
3	F(+)	8,60	14,06	2,93	-0,03	-7,75	12,58	1,42	1,32	-6,23

TABELA 4.129 – RESUMO ESFORÇOS TRANSVERSAIS – LAJE

- Dimensionamento Longitudinal:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300																
DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO (MOMENTOS LONGITUDINAIS) - FADIGA																
		d"INF= 5,10 cm				d"SUP= 5,00 cm				$\Delta f_{sd_{FAD}} = 1.900 \text{ Kgfl/cm}^2$				$\alpha = 10$		
SEÇÃO		Distância (m)	Fk11 _L MAX	Mk11 _L MAX	Fd11 _L MAX	Md11 _L MAX	As _{1UP} (cm²) calculada	As _{1NF} (cm²) calculada	Fk11 _L MIN	Mk11 _L MIN	Fd11 _L MIN	Md11 _L MIN				
1	M(+)	4,99	-48,24	3,44	-67,54	4,81	1,79	0,36	-74,97	-0,27	-104,95	-0,38				
1	M(-)	34,90	-4,32	-2,13	-6,05	-2,99	1,29	0,36	-43,81	-7,32	-61,34	-10,24				
1	F(+)	0,00	6,98	0,54	9,78	0,75	3,80	6,38	-2,35	-4,20	-3,28	-5,88				
SEÇÃO		Distância (m)	F11 _{CF(+)}	M11 _{CF(+)}	σ_{sdSUP} (Kgfl/cm²)	σ_{sdINF} (Kgfl/cm²)	F11 _{CF(-)}	M11 _{CF(-)}	σ_{sdSUP} (Kgfl/cm²)	σ_{sdINF} (Kgfl/cm²)	$\Delta\sigma_{sdSUP}$ (Kgfl/cm²)	$\Delta\sigma_{sdINF}$ (Kgfl/cm²)	S _{FAD ARM SUP}	S _{FAD ARM INF}	As _{necessária SUP} (cm²)	As _{necessária INF} (cm²)
1	M(+)	4,99	-48,94	2,77	-457,46	116,53	-70,33	-0,20	-520,09	-176,69	62,63	293,22	1,0	1,0	1,79	0,36
1	M(-)	34,90	-10,61	-2,18	-74,87	-30,61	-42,21	-6,32	558,98	-355,84	634,85	325,23	1,0	1,0	1,29	0,36
1	F(+)	0,00	6,82	0,46	275,79	1.157,17	-0,64	-3,33	-0,93	-2,19	276,72	1.159,37	1,0	1,0	3,80	6,38

TABELA 4.130 – DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL – LAJE

Armadura adotada:

Asl (+) = Asl (-) = Ø12,5 mm c/ 15 cm – 8,33 cm²/m.

Verificação de Abertura de Fissuras:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300																
DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO (MOMENTOS LONGITUDINAIS) - ABERTURA DE FISSURAS																
		d"= 5,10 cm				d"= 5,00 cm				$\alpha = 10$				Fck= 40 MPa		
SEÇÃO		Distância (m)	F11 _{CF(+)} fiss	M11 _{CF(+)} fiss	F11 _{CF(-)} fiss	M11 _{CF(-)} fiss	Øl (cm)	Asi (cm ²)	As _{ADO TADO} (cm ² /m)	σ_c (Kgfl/cm ²)	σ_{sl} (Kgfl/cm ²)	fctm (Kgfl/cm ²)	W _l (mm)	W ₂ (mm)	W _k (mm)	Abertura Máxima (mm)
1	M(+)	4,99	-48,94	2,77	-70,33	-0,20	1,25	1,25	8,33	-69,60	87,46	35,09	0,00	0,01	0,00	0,30
1	M(-)	34,90	-10,61	-2,18	-42,21	-6,32	1,25	1,25	8,33	-15,99	225,23	35,09	0,00	0,03	0,00	0,30
1	F(+)	0,00	6,82	0,46	-0,64	-3,33	1,25	1,25	8,33	-28,86	1.184,22	35,09	0,03	0,18	0,03	0,30

TABELA 4.131 – VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS – LONGITUDINAL – LAJE

- Dimensionamento Transversal:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300																
DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO (ESFORÇOS TRANSVERSAIS) - FADIGA																
		d"INF= 3,00 cm				d"SUP= 3,00 cm				$\Delta f_{sd_{FAD}} = 1.900 \text{ Kgfl/cm}^2$				$\alpha = 10$		
SEÇÃO		Distância (m)	Fk22 _L MÁX	Mk22 _L MÁX	Fd22 _L MÁX	Md22 _L MÁX	As _{2UP} (cm ²) calculada	As _{2NF} (cm ²) calculada	Fk22 _L MIN	Mk22 _L MIN	Fd22 _L MIN	Md22 _L MIN				
1	M(+)	7,71	7,43	5,18	10,40	7,26	3,58	8,15	-7,81	-2,75	-10,93	-3,84				
1	M(-)	2,99	11,88	-7,19	16,63	-10,06	19,50	3,58	-1,88	-20,13	-2,63	-28,19				
1	F(+)	3,285	12,68	-5,40	17,76	-7,56	16,74	3,58	-2,42	-16,12	-3,39	-22,57				
SEÇÃO		Distância (m)	F22 _{CF(+)}	M22 _{CF(+)}	σ_{sdSUP} (Kgfl/cm ²)	σ_{sdINF} (Kgfl/cm ²)	F22 _{CF(-)}	M22 _{CF(-)}	σ_{sdSUP} (Kgfl/cm ²)	σ_{sdINF} (Kgfl/cm ²)	$\Delta\sigma_{sdSUP}$ (Kgfl/cm ²)	$\Delta\sigma_{sdINF}$ (Kgfl/cm ²)	S _{FAD ARM SUP}	S _{FAD ARM INF}	As _{necessária SUP} (cm ²)	As _{necessária INF} (cm ²)
1	M(+)	7,71	6,40	3,67	-163,60	2.106,71	-6,01	-0,98	395,31	-94,79	558,91	2.201,50	1,0	1,2	3,58	9,44
1	M(-)	2,99	12,98	-6,18	1.255,29	-176,18	-0,91	-16,44	2.481,73	-654,04	1.226,45	477,86	1,0	1,0	19,50	3,58
1	F(+)	3,285	12,98	-4,44	1.223,49	-117,81	-1,29	-13,54	2.556,27	-617,79	1.332,78	499,99	1,0	1,0	16,74	3,58

TABELA 4.132 – DIMENSIONAMENTO TRANSVERSAL – LAJE

Armadura adotada:

Ast (+) = Ø12,5 mm c/ 15 cm – 8,33 cm²/m; para S2 e S3.

Ast (+) = Ø16 mm c/ 15 cm – 13,33 cm²/m; para S1.

Ast (-) = Ø16 mm c/ 15 cm + Ø12,5 mm c/ 15 cm – 21,67 cm²/m.

Verificação de Abertura de Fissuras:

VIADUTO PINHAIS - LOTE 300																
DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO (MOMENTOS TRANSVERSAIS) - ABERTURA DE FISSURAS																
		b= 100		cm d'= 3,00		cm d''= 3,00		cm α= 10		Fck= 40		MPa				
SEÇÃO		Distância (m)	F22 _{CF(+)} fiss	M22 _{CF(+)} fiss	F22 _{CF(-)} fiss	M22 _{CF(-)} fiss	Ø (cm)	Asi (cm²)	As _{ADOTADO} (cm²/m)	σ _s (Kg/cm²)	σ _{ti} (Kg/cm²)	fctm (Kg/cm²)	W ₁ (mm)	W ₂ (mm)	W _k (mm)	Abertura Máxima (mm)
1	M(+)	7,71	6,40	3,67	-6,01	-0,98	1,60	2,00	13,33	-30,30	1.301,93	35,09	0,04	0,17	0,04	0,3
1	M(-)	2,99	12,98	-6,18	-0,91	-16,44	1,60	2,00	21,66	-82,81	2.230,17	35,09	0,12	0,30	0,12	0,3
1	F(+)	3,285	12,98	-4,44	-1,29	-13,54	1,60	2,00	21,66	-77,47	1.985,13	35,09	0,09	0,27	0,09	0,3

TABELA 4.133 – VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS – TRANSVERSAL – LAJE

4.1.2 Paredes dos Encontros Estruturados

a) Sentido Longitudinal (M11)

Armadura Longitudinal Inferior – Dados da Seção → h: 30 cm / bw: 100 cm / d': 4 cm

- Momento fletor positivo (Msd+): 1,32 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 4,28 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 1,16 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø10 mm c/ 15 cm** – 5,24 cm²/m;

Armadura Longitudinal Superior – Dados da Seção → h: 30 cm / bw: 100 cm / d': 4 cm

- Momento fletor negativo (Msd-): 1,19 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 4,28 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 1,03 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø10 mm c/ 15 cm** – 5,24 cm²/m;

b) Sentido Transversal (M22)

Armadura Longitudinal Inferior – Dados da Seção → h: 30 cm / bw: 100 cm / d': 4 cm

- Momento fletor positivo (Msd+): 0,77 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 4,28 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 0,62 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø12,5 mm c/ 15 cm** – 8,20 cm²/m;

Armadura Longitudinal Superior – Dados da Seção → h: 30 cm / bw: 100 cm / d': 4 cm

- Momento fletor negativo (Msd-): 3,10 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 4,28 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 2,72 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø12,5 mm c/ 15 cm** – 8,20 cm²/m;

4.1.3 Laje dos Encontros Estruturados

A NBR 7187 (ABNT, 2021) determina que a espessura h para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário seja de no mínimo 15 cm. Nesta estrutura foram adotadas lajes com espessura total variando de 20 cm até 40 cm.

O dimensionamento à flexão foi feito com verificação do Estado Limite Último de resistência à fadiga e do estado limite de fissuração de acordo com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Os elementos de laje foram modelados levando em consideração as orientações de esforços previstas pelo SAP2000.

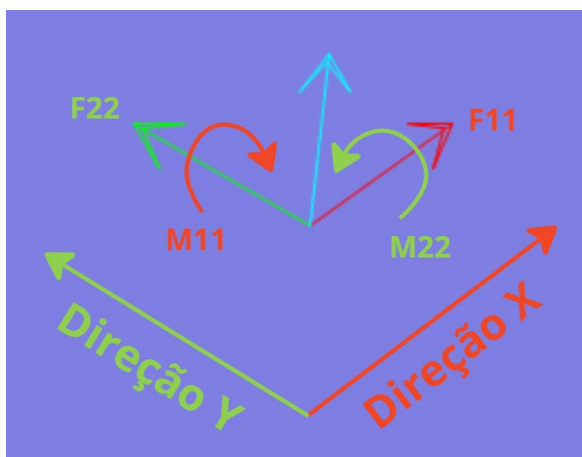


FIGURA 177 – DIREÇÕES SAP2000

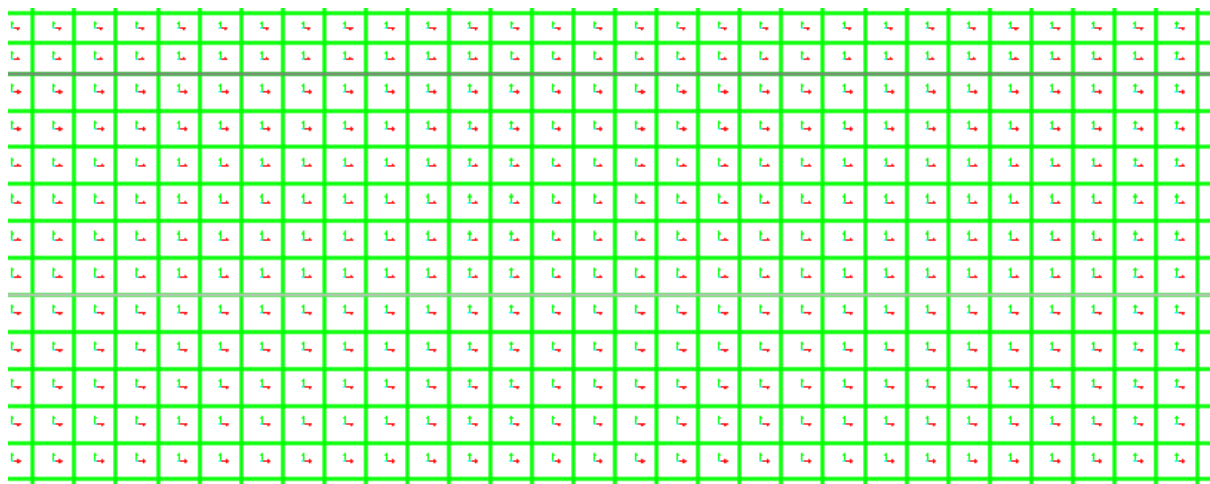


FIGURA 178 – LAJE: EIXOS LOCAIS

A avaliação dos esforços na estrutura foi realizada conforme as combinações de ELU. O dimensionamento em cada direção, estão apresentadas a seguir.

a) Sentido Transversal (M22)

Armadura Longitudinal Inferior – Dados da Seção → h : 20 cm / b_w : 100 cm / d' : 4 cm

- Momento fletor positivo (M_{sd+}): 4,54 tf.m

- Armadura mínima (A_{smin}): $2,77 \text{ cm}^2$
- Armadura necessária (A_{snec}): $5,71 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada (A_{sado}): $\varnothing 16 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} - 13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$;

Armadura Longitudinal Superior – Dados da Seção $\rightarrow h: 20 \text{ cm} / bw: 100 \text{ cm} / d': 4 \text{ cm}$

- Momento fletor negativo (M_{sd-}): $2,96 \text{ tf.m}$
- Armadura mínima (A_{smin}): $2,77 \text{ cm}^2$
- Armadura necessária (A_{snec}): $4,31 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada (A_{sado}): $\varnothing 12,5 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} - 8,20 \text{ cm}^2/\text{m}$;

b) Sentido Longitudinal (M11)

Armadura Longitudinal Inferior – Dados da Seção $\rightarrow h: 20 \text{ cm} / bw: 100 \text{ cm} / d': 4 \text{ cm}$

- Momento fletor positivo (M_{sd+}): $2,00 \text{ tf.m}$
- Armadura mínima (A_{smin}): $2,77 \text{ cm}^2$
- Armadura necessária (A_{snec}): $2,80 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada (A_{sado}): $\varnothing 10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} - 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$;

Armadura Longitudinal Superior – Dados da Seção $\rightarrow h: 40 \text{ cm} / bw: 100 \text{ cm} / d': 4 \text{ cm}$

- Momento fletor negativo (M_{sd-}): $9,54 \text{ tf.m}$
- Armadura mínima (A_{smin}): $5,78 \text{ cm}^2$
- Armadura necessária (A_{snec}): $6,10 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada (A_{sado}): $\varnothing 12,5 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} - 8,20 \text{ cm}^2/\text{m}$;

4.1.4 Lajes de Transição

Para o dimensionamento da laje de transição foi elaborado um modelo em elementos finitos seguindo os parâmetros estabelecidos no Anexo K da NBR 7187 (ABNT, 2021), onde pode ser considerada uma base elástica em até 2 metros, a partir da extremidade livre.

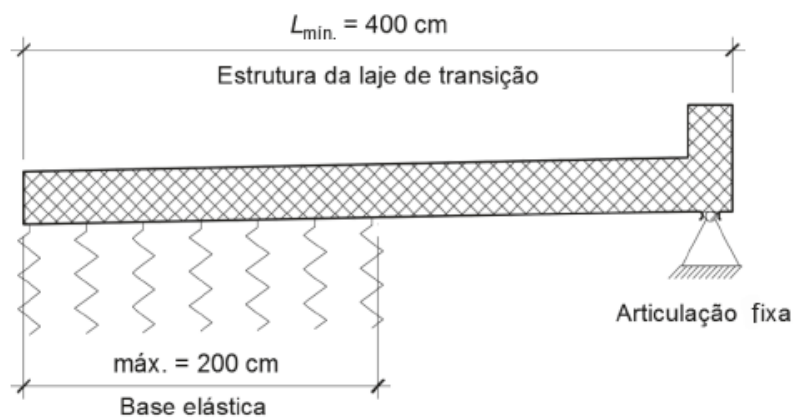


FIGURA 179 – ESQUEMA ESTRUTURAL PARA CÁLCULO DA LAJE DE TRANSIÇÃO SOBRE BASE ELÁSTICA

Os elementos de laje foram modelados levando em consideração as orientações de esforços previstas pelo SAP2000.

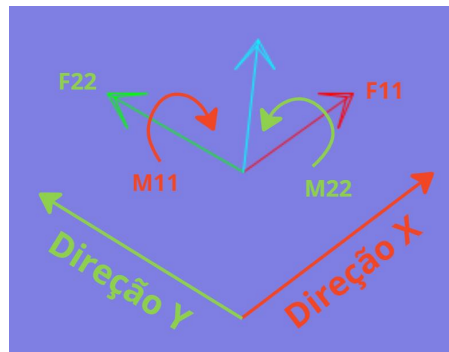


FIGURA 180 - DIREÇÕES SAP2000

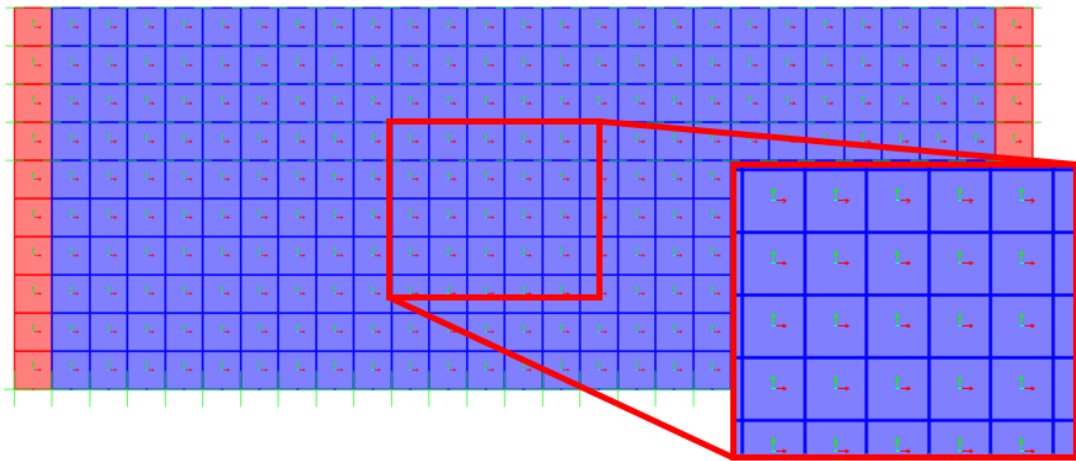


FIGURA 181 – LAJE DE TRANSIÇÃO: EIXOS LOCAIS

A avaliação dos esforços na estrutura foi realizada conforme as combinações de ELU. As condições mais críticas de esforços, assim como o dimensionamento em cada direção, estão apresentadas a seguir.

a) Sentido Longitudinal (M11)

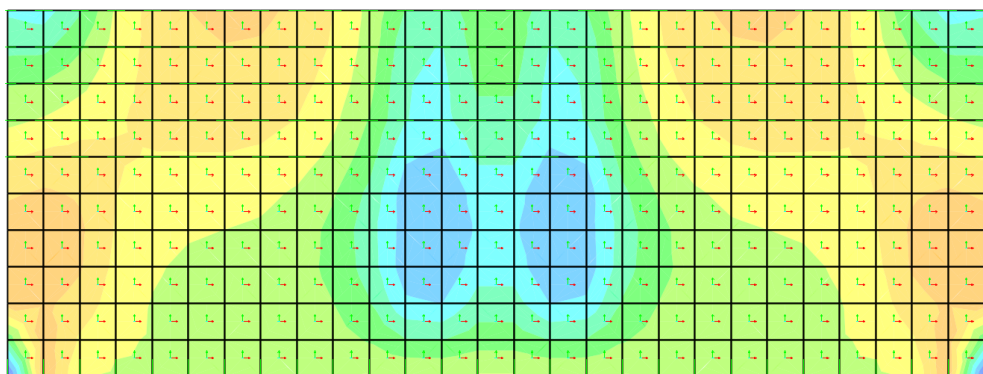


FIGURA 182 – LAJE DE TRANSIÇÃO: DIAGRAMA MOMENTO M11

Armadura Longitudinal Inferior – Dados da Seção → h: 25 cm / bw: 100 cm / d': 5 cm

- Momento fletor positivo (Msd+): 3,76 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 3,75 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 4,51 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø12,5 mm c/ 15 cm** – 8,18 cm²/m

Armadura Longitudinal Superior – Dados da Seção → h: 25 cm / bw: 100 cm / d': 5 cm

- Momento fletor negativo (Msd-): 1,73 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 3,75 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 2,48 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø12,5 mm c/ 15 cm** – 8,18 cm²/m

b) Sentido Transversal (M22)

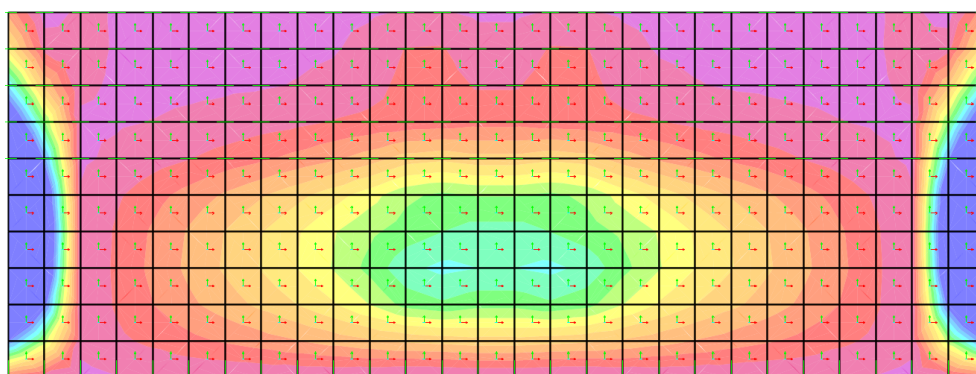


FIGURA 183 – LAJE DE TRANSIÇÃO: DIAGRAMA MOMENTO M22

Armadura Transversal Inferior – Dados da Seção → h: 25 cm / bw: 100 cm / d': 5 cm

- Momento fletor positivo (Msd+): 6,63 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 3,75 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 7,95 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø12,5 mm c/ 15 cm** – 8,18 cm²/m

Armadura Transversal Superior – Dados da Seção → h: 25 cm / bw: 100 cm / d': 5 cm

- Momento fletor negativo (Msd-): 0,73 tf.m
- Armadura mínima (Asmin): 3,75 cm²
- Armadura necessária (Asnec): 0,88 cm²
- Armadura adotada (Asadot): **Ø10 mm c/ 15 cm** – 5,24 cm²/m

4.1.5 Barreira Rígida

Conforme preconiza a NBR 7188 (ABNT, 2024), a barreira da OAE deve ser verificada para uma carga horizontal de 10 tf perpendicular à direção do tráfego. Como essa se trata de uma carga excepcional,

foram adotados para esse dimensionamento as combinações do tipo última excepcional com coeficiente de ponderação das resistências de $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$.

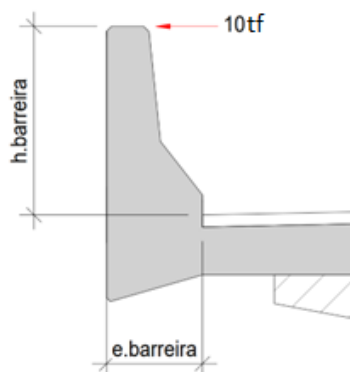


FIGURA 184 – BARREIRA RÍGIDA: ESQUEMA DE ESFORÇOS

Levando em consideração espraçamento da carga com ângulo de 45° , na base da barreira o momento fletor resultante é de 10 tf.m/m , conforme formulação abaixo.

$$Md = \frac{P \times L}{B} = \frac{10 \times 0,87}{2,24} = 3,9 \text{ tf.m/m}$$

Onde:

- Md é o momento fletor na barreira;
- P é a carga horizontal de impacto;
- L é a altura da barreira rígida;
- B é a base da barreira rígida considerando área de contato de 50 cm e espraçamento da carga de 45° .

Armadura Longitudinal Tractionada – Dados da Seção $\rightarrow h: 40 \text{ cm} / bw: 100 \text{ cm} / d': 4 \text{ cm}$

- Momento fletor negativo (Msd): $3,9 \text{ tf.m}$
- Armadura mínima (Asmin): $7,16 \text{ cm}^2$
- Armadura necessária (Asnec): $2,51 \text{ cm}^2$
- Armadura adotada (Asadot): $\emptyset 12,5 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} - 8,20 \text{ cm}^2/\text{m}$