



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Mecânica

ISEL



Comporta Segmento - Estudo e verificação

JOÃO DUARTE GALHARDO BAPTISTA
(Licenciado em Engenharia Mecânica)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Mecânica

Orientador:

Doutor Jorge Mendonça e Costa

Júri:

Presidente:

Doutor Silvério João Crespo Marques

Vogais:

Doutor Miguel José Pereira Sales Cavique Santos

Doutor Jorge Mendonça e Costa

Dezembro de 2018



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Mecânica

ISEL

Comporta Segmento – Estudo e verificação

JOÃO DUARTE GALHARDO BAPTISTA
(Licenciado em Engenharia Mecânica)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Mecânica

Orientador:

Doutor Jorge Mendonça e Costa

Júri:

Presidente:

Doutor Silvério João Crespo Marques

Vogais:

Doutor Miguel José Pereira Sales Cavique Santos

Doutor Jorge Mendonça e Costa

Dezembro de 2018

Agradecimentos

O trajecto para a realização deste trabalho contou com vários participantes que directa ou indirectamente ajudaram, incentivaram e transmitiram conhecimentos valiosos aos quais estarei eternamente grato.

Ao Professor Doutor Jorge Mendonça e Costa pela sua orientação, apoio, disponibilidade, pelas opiniões e comentários, pelo seu saber e total colaboração ao longo da realização deste trabalho.

Ao Eng.º Luís Trigo e ao Eng.º José Varandas por todos estes anos de aprendizagem contínua e transmissão de conhecimentos nesta área em específico.

Por último, expresso um agradecimento especial ao meu pai pelo seu apoio incondicional ao longo de todo o meu percurso académico, pela transmissão da sua força e ambição, pela sua amizade e amor que sempre demonstrou.

A todos os meus sinceros agradecimentos.

Simbologia

a_i	Menor dimensão da placa
b	Braço do servomotor
F	Capacidade nominal do servomotor
F_1	Força de atrito devido à carga hidráulica
F_2	Força de atrito devido à pré-compressão da estanqueidade
f_{ce}	Factor de segurança
$F_{calagem}$	Componente resultante que actua no betão
F_{peso}	Peso da comporta
F_r	Força resultante
F_s	Capacidade do órgão de manobra
F_{s1}	Esforço de manobra
F_t	Força tangencial
F_{vh}	Componente axial do órgão de manobra
g	Aceleração da gravidade
h_0	Carga de água na soleira
h_1	Carga de água na articulação
I_h	Impulsão horizontal
I_r	Impulsão resultante
I_v	Impulsão vertical
k_i	Coefficiente em função das condições de apoio e das dimensões da placa
l	Largura da secção a obturar
l_{ba}	Largura entre encastramento
l_{rh}	Largura do reforço horizontal
l_{vh}	Largura da viga horizontal
M_a	Momento de atrito na articulação
M_{aeixo}	Momento flector no eixo da articulação

M_{ceixo}	Momento flector no eixo de calagem
M_e	Momento devido às vedações laterais
M_{es}	Momento no cavilhão
M_{fvh}	Momento devido a Fvh
M_p	Momento devido ao peso no início da abertura
M_{pesoc}	Momento devido ao peso com a comporta na posição calada
$M_{pl,y,d}$	Momento para estado elástico no plano vertical
$M_{pl,z,d}$	Momento para estado elástico no plano horizontal
M_r	Soma dos momentos de atrito na abertura
M_{rh}	Momento no reforço horizontal
M_v	Momento máximo no plano vertical
M_{vh}	Momento na viga horizontal
M_{vs}	Momento no eixo em balanço
M_{vvc}	Momento na viga vertical principal central
M_{vvl}	Momento na viga vertical principal lateral
M_{vvl}	Momento na viga vertical secundária lateral
N	Força de compressão
p_a	Pressão no casquilho na direcção axial
P_{base}	Pressão transmitida pela base
$P_{calagem}$	Pressão transmitida na calagem
pd_{es1}	Pressão diametral na articulação tipo “garfo”
pd_{es2}	Pressão diametral do anel de encosto
pd_{vs}	Pressão diametral no apoio a
p_{Fr}	Pressão no casquilho com Fr
p_i	Pressão hidrostática do centro da placa
P_{Ir}	Pressão no casquilho com Ir
p_m	Pressão média

p_r	Pressão hidrostática no reforço horizontal
$P_{nervura}$	Pressão transmitida pela nervura
$P_{soleira}$	Pressão transmitida na soleira
$P_{vs\ 1;2}$	Pressão transmitida pela viga suporte do servomotor
q_{ba}	Carga na barra inferior
q_{rh}	Carga no reforço horizontal
q_{vvc}	Carga na viga vertical principal central
q_{vh}	Carga na viga horizontal
q_{vvl}	Carga na viga vertical principal lateral
q_{vvll}	Carga na viga vertical secundária lateral
r	Raio externo da comporta
R_{axial}	Componente axial
$R_{calagem}$	Raio da calagem
$R_{casquilho}$	Raio do casquilho autolubrificante
R_e	Raio de contacto da estanqueidade
R_h	Reacção horizontal na articulação
R_m	Raio médio do casquilho autolubrificante
R_v	Reacção vertical na articulação
s_1	Largura do perfil
s_m	Perímetro molhado da comporta
t	Espessura da placa
u	Distância na horizontal da articulação à soleira
v	Distância na horizontal da articulação ao topo do perímetro molhado
x_c	Coordenada horizontal do centro de gravidade da comporta calada em relação ao eixo da articulação
x_g	Coordenada horizontal do centro de gravidade da comporta em relação ao eixo da articulação
y_{ba}	Deformada na barra inferior

γ	Coeficiente de carga
β	Coeficiente dinâmico
ρ	Densidade da água
θ_s	Ângulo entre a componente vertical e o eixo da soleira
θ_c	Ângulo da componente resultante que actua no betão com a horizontal
θ_{i2}	Ângulo da componente resultante com a articulação
θ_{sv}	Ângulo do servomotor com a vertical
μ_1	Coeficiente de atrito neoprene/aço seco
μ_2	Coeficiente de atrito para o casquilho autolubrificante
μ_3	Coeficiente de atrito aço/aço
ϕ_i	Ângulo de impulsão

Resumo

É um objetivo estratégico identificar e definir prioridades para os investimentos a realizar em aproveitamentos hidroelétricos, contribuindo assim para o cumprimento do objetivo estabelecido oficialmente em termos de produção de energia com origem em fontes renováveis, redução da dependência energética nacional e redução das emissões de CO₂ [1]. Um dos propósitos dos programas de investimento é a beneficiação dos equipamentos hidromecânicos, nomeadamente das comportas. A verificação dos equipamentos pode compreender o aumento do nível de cota da albufeira para um reforço de potência das barragens, novos equipamentos para novas barragens e novos equipamentos de acordo com novas funções definidas em barragens já existentes.

O presente documento serve de comparação entre os níveis de tensões verificados para uma comporta segmento de superfície, para os casos de carga de projeto e para os casos de carga futuros, desencadeados pelo funcionamento do próprio equipamento e pela sua inerente utilização ou por montagens fora dos planos teóricos para qual o equipamento foi inicialmente projetado.

Palavras-chave: Comporta segmento, projeto estrutural, elementos finitos.

Abstract

It is a strategic objective to identify and prioritize the investments to be made in hydroelectric projects, thus contributing to the fulfillment of the officially established objective in terms of energy production from renewable sources, reduction of national energy dependence and reduction of CO₂ emissions [1]. One of the purposes of the investment programs is the improvement of the hydromechanical equipment, namely of floodgates. The verification of the equipment can include increasing the reservoir quota level for a power uprate, new equipment for new dams and new equipment according to new functions defined in existing dams.

The present document serves as a comparison between the stress levels found for a surface radial gate, for project load cases and for future load cases, caused by the operation of the equipment itself and by its inherent use or by assemblies outside the theoretical plans for which the equipment was originally designed.

Keywords: radial gate, structural project, finite elements

Índice

Capítulo 1	Introdução.....	1
1.1	Âmbito do estudo	1
1.2	Objetivo do trabalho.....	2
1.3	Estrutura do trabalho	3
Capítulo 2	Estado da arte	5
2.1	Considerações gerais	5
2.1.1	História	5
2.1.2	Campo de aplicação	7
2.1.3	Componentes tipo e classificação.....	7
2.1.4	Tipo e classificação	7
2.2	Comportas segmento	10
2.2.1	Características gerais	12
2.2.2	Órgão de manobra	14
2.2.3	Coeficientes de atrito.....	15
Capítulo 3	Critérios para o cálculo	19
3.1	Características gerais.....	19
3.2	Tensões admissíveis	20
3.3	Coeficientes de atrito.....	21
3.4	Casos de carga	22
3.5	Esforços actuantes na estrutura	24
3.5.1	Peso próprio.....	24
3.5.2	Carga hidrostática.....	24
3.6	Esforço de Manobra	26
3.6.1	Resultados	28
3.6.2	Esforços ao longo do movimento de abertura	29
3.7	Esforços laterais	31
3.8	Cargas consideradas – resumo	32
3.9	Introdução ao cálculo	32

3.9.1	Chapa de face	34
3.9.2	Reforços horizontais.....	34
3.9.3	Viga vertical principal central	35
3.9.4	Viga vertical principal lateral	35
3.9.5	Viga vertical secundária lateral	35
3.9.6	Vigas horizontais.....	35
3.9.7	Braços.....	36
Capítulo 4	Verificação e discussão	37
4.1	Verificação analítica.....	37
4.1.1	Considerações gerais	37
4.1.2	Resultados	40
4.2	Verificação por Elementos Finitos	61
4.2.1	Considerações gerais	61
4.2.2	Resultados	62
4.3	Discussão de resultados.....	70
Capítulo 5	Conclusões	75
	Referências.....	77
	Anexo A – Verificação Analítica	79
	Anexo B – Verificação por Análise de Elementos Finitos.....	119

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Invenções e registo das primeiras comportas [2].	6
Figura 2.2 – Classificação das comportas, quadro resumo.	9
Figura 2.3 – Exemplo de uma comporta segmento de superfície com guincho [4].	10
Figura 2.4 – Exemplo de uma comporta segmento de fundo com actuador hidráulico [3].	11
Figura 2.5 – Vista dos braços em planta [3].	13
Figura 2.6 – Vista dos braços em alçado [3].	13
Figura 2.7 – Exemplo de rótula na articulação [5].	14
Figura 2.8 – Vista dos braços em planta [3].	14
Figura 2.9 – Coeficiente de atrito para estruturas em aço [2].	16
Figura 2.10 – Coeficiente de atrito para máquinas de estruturas [2].	16
Figura 2.11 – Resultados dos coeficientes medidos em 15 comportas radiais [7].	17
Figura 3.1 – Dimensões gerais da Comporta segmento em estudo.	20
Figura 3.2 - Pormenor da estanqueidade lateral.	26
Figura 3.3 - Diagrama representativo das cargas.	30
Figura 3.4 – Esforços ao longo da abertura.	31
Figura 3.5 – Tabuleiro planificado e nomenclaturas dos componentes.	33
Figura 3.6 – Esquema para o processo de cálculo.	34
Figura 4.1 – Distância entre os eixos de dois reforços [10].	38
Figura 4.2 – Coeficiente de redução [10].	38
Figura 4.3 – Distância entre momentos nulos [2].	38
Figura 4.4 – Modelo para verificação da chapa de face.	41
Figura 4.5 – Secção do reforço horizontal.	43
Figura 4.6 – Secção da viga vertical principal.	47
Figura 4.7 – Secção da viga horizontal.	52
Figura 4.8 – Secção do braço.	55
Figura 4.9 – Topologia tipo para tensões combinadas.	57
Figura 4.10 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC1.	62

Figura 4.11 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.1	63
Figura 4.12 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.2	65
Figura 4.13 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1c	66
Figura 4.14 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.2	67
Figura 4.15 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.3	68

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Características gerais.	19
Tabela 3.2 – Tensões admissíveis [2].	21
Tabela 3.3 – Propriedades dos materiais.	21
Tabela 3.4 – Coeficientes de atrito.	21
Tabela 3.5 – Casos de Carga.	22
Tabela 3.6 – Peso próprio.	24
Tabela 3.7 – Dados para o cálculo da carga hidrostática.	25
Tabela 3.8 – Carga hidrostática e ângulo de impulsão.	25
Tabela 3.9 – Dados para o cálculo do esforço de manobra.	28
Tabela 3.10 – Capacidade do esforço de manobra para 1 servomotor e $\mu_2=0,15$	29
Tabela 3.11 – Capacidade do esforço de manobra para 1 servomotor e $\mu_2=0,30$	29
Tabela 3.12 – Esforços ao longo do movimento de abertura.	30
Tabela 3.13 – Esforço lateral imposto por deslocamento lateral na articulação.	31
Tabela 3.14 – Tabela resumo das cargas actuantes sem coeficiente de carga aplicado para cada caso de carga.	32
Tabela 4.1 – Tensões de placa na placa P4 e P16.	41
Tabela 4.2 – Dados comuns para o cálculo das tensões nos reforços horizontais.	44
Tabela 4.3 – Tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.	44
Tabela 4.4 – Tensões no reforço horizontal RH16 adjacente à placa P16.	45
Tabela 4.5 – Dados para o cálculo das tensões nas vigas verticais principais.	47
Tabela 4.6 – Tensões na viga vertical principal central.	48
Tabela 4.7 – Tensões na viga vertical principal lateral.	48
Tabela 4.8 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.	49
Tabela 4.9 – Tensões na viga vertical secundaria lateral.	49
Tabela 4.10 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.	51
Tabela 4.11 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.	52

Tabela 4.12 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.....	53
Tabela 4.13 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.	54
Tabela 4.14 – Dados para o cálculo da verificação dos braços.	54
Tabela 4.15 – Tensões nos braços e na viga horizontal.	55
Tabela 4.16 – Dados para o cálculo da verificação da instabilidade.	56
Tabela 4.17 – Verificação da instabilidade.	56
Tabela 4.18 – Tensões combinadas – Placa P4 + Viga horizontal mais carregada (VH1) + Reforço horizontal mais carregado (RH4).	58
Tabela 4.19 – Tensões combinadas – Placa mais carregada P16 + Viga horizontal (VH2) + Reforço horizontal (RH16).	59
Tabela 4.20 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC1.....	63
Tabela 4.21 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.1.....	64
Tabela 4.22 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.2.....	65
Tabela 4.23 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1.....	67
Tabela 4.24 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.2.....	68
Tabela 4.25 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.3.....	69
Tabela 4.26 – Tensões Equivalentes Von Mises (MPa) vs Casos de carga	71
Tabela 4.27 – Verificação da instabilidade vs Casos de carga.....	73

Capítulo 1 Introdução

Neste capítulo realiza-se o enquadramento do tema proposto dando relevância e, ao mesmo tempo justificação, à motivação deste trabalho. Engloba, também, os objetivos e a estrutura adotada para a realização deste trabalho.

1.1 Âmbito do estudo

O presente trabalho é fruto do conhecimento adquirido em projeto mecânico durante vários anos de trabalho em empresas de projeto mecânico. Ao longo dos anos houve a perceção da necessidade e interesse deste estudo comparativo entre o cálculo analítico e o cálculo por elementos finitos. É ao mesmo tempo relevante o estudo de novos casos de carga que melhor representem a complexidade das condições de funcionamento reais.

O dimensionamento estrutural em fase projeto deverá corresponder às condições reais de funcionamento dos equipamentos a projetar. Para o efeito criaram-se sucessivos casos de carga que exemplificam ou tendem a exemplificar da melhor forma as condições de funcionamento. A metodologia de dimensionamento actual baseia-se no cálculo analítico, com suporte em ferramentas de cálculo para validação dos mesmos, em modelação *CAD* e, por fim, no cálculo por elementos finitos *FEA*, também para validação de todo o dimensionamento mas essencialmente para visualizar o comportamento de toda a estrutura no global. A ponte entre o dimensionamento na fase de projeto e as verificações após comissionamento dos equipamentos e após deterioração dos materiais adotados é, na maioria das vezes, minimizado.

As falhas nos equipamentos mecânicos podem resultar de forças estáticas e dinâmicas. As forças dinâmicas que resultam de eventuais vibrações durante as manobras de abertura ou fecho em carga não foram consideradas neste estudo.

O presente documento serve de comparação entre os níveis de tensões verificados, para os casos de carga de projeto e para os casos de carga futuros, desencadeados pelo funcionamento do próprio equipamento e pela sua inerente utilização, ou pela deterioração de materiais por razões diversas como deficiente manutenção ou lubrificação, ou por montagens fora dos planos teóricos para qual o equipamento foi inicialmente projetado.

1.2 Objetivo do trabalho

Pretende-se verificar a estrutura da comporta segmento nas actuais condições de funcionamento. Para o efeito foram verificados vários casos de carga que abrangem considerações teóricas ou condições normais de funcionamento, condições espectáveis e condições após comissionamento.

O estudo a desenvolver pretende variar os esforços actuantes na comporta e observar o comportamento da estrutura, registar o valor das tensões e, no fim, comparar as tensões para cada componente estrutural em todos os casos de carga. Deste modo, o trabalho englobará as seguintes verificações pormenorizadas:

- 1) Verificação da comporta nas condições normais de funcionamento:
 - a) Pressão hidrostática;
 - b) Pressão hidrostática e esforços provocados pelo esforço de manobra.
- 2) Verificação da comporta nas condições expectáveis de funcionamento:
 - a) Pressão hidrostática e esforços provocados pelo esforço de manobra com deterioração dos casquilhos.
- 3) Verificação da comporta em condições após comissionamento:
 - a) Pressão hidrostática e esforços adicionais provocados por montagem da articulação fora do ponto teórico;
 - b) Pressão hidrostática, esforços provocados pelo esforço de manobra e esforços adicionais provocados por montagem da articulação fora do ponto teórico;
 - c) Pressão hidrostática, esforços provocados pelo esforço de manobra com deterioração dos casquilhos e esforços adicionais provocados por montagem da articulação fora do ponto teórico.

A verificação da estrutura da comporta segmento é realizada analiticamente e por elementos finitos, sendo a modelação e a análise numérica realizadas com o programa *Ansys R18.2*.

As verificações realizadas estão de acordo com os códigos específicos actualmente existentes para estes tipos de equipamentos, nomeadamente a norma DIN 19704 [2]. Os casos de carga considerados, os factores aplicados às cargas existentes e os coeficientes de segurança em relação às características do material seguem a norma DIN 19704 [2].

1.3 Estrutura do trabalho

Depois de um primeiro capítulo de introdução ao trabalho, onde se aborda o âmbito e o objetivo do trabalho, é apresentado um segundo capítulo onde se aborda o estado da arte da técnica de projeto de comportas, a história e evolução das soluções encontradas, e uma descrição e caracterização dos tipos e classificação das comportas.

No terceiro capítulo analisa-se o critério de dimensionamento delineando a metodologia a usar no cálculo e verificação. Pormenorizam-se as características gerais da comporta, tensões admissíveis, coeficientes de atrito, os esforços actuantes e os casos de carga considerados.

No quarto capítulo são apresentadas as verificações analíticas e por elementos finitos, verificações que são discutidas e comparadas.

Depois das conclusões apresentadas no último capítulo, são ainda fornecidos os anexos detalhados dos cálculos analíticos e por análise de elementos finitos.

Capítulo 2 Estado da arte

Neste capítulo expõe-se o estado da arte deste tipo de equipamentos. Realiza-se a introdução à história das comportas hidráulicas, o tipo e campo de aplicação, dando relevância à comporta segmento. Apresentam-se, também, as características principais da comporta segmento, o modo de funcionamento deste equipamento e focam-se os critérios de seleção do órgão de manobra e as condições dos casquilhos autolubrificantes nas operações de manobra.

2.1 Considerações gerais

2.1.1 História

A construção e desenvolvimento das comportas hidráulicas está intrinsecamente ligado à necessidade de avanço tecnológico de irrigação de campos agrícolas, abastecimento de água à população e à navegação fluvial.

Os primeiros canais de navegação fluvial foram construídos na China e tinham como propósito solucionar os problemas que os navios encontravam para ultrapassar desníveis acentuados e rápidos, construindo assim pequenos diques. Os barcos eram manobrados à mão até encontrarem novamente boas condições de navegabilidade. Por volta de 983, os chineses descobriram que construindo duas barragens a certa distância uma da outra, os barcos teriam boas condições de navegabilidade e, principalmente, poderiam controlar o nível de água.

Segundo a Figura 2.1 as primeiras comportas metálicas surgiram por volta de 1830. Até o final do século XIX ocorreram várias invenções e um grande desenvolvimento dos tipos existentes motivado pela necessidade de construção de comportas cada vez maiores. O primeiro desenho de uma comporta segmento foi feito por Leonardo da Vinci. [2].

Year	Gate type	Project	Span × height (m)	Inventor and/or supplier
1490	Segment			L. da Vinci (?)
1818	Bear-trap	Mauch Chunk Creek	7.6 (span)	Jostah White
1828	Miter (metallic structure)	Nivernais, France		
1853	Segment	Senne River	8.75 × 1.00	Poirée
1860	Reverse segment	Nile River Delta	6.00 × 5.10	Mougel Bey
1873	Bottom-hinged flap	Ile Brûlée, France (*)	3.52 × 1.97	Girard
1883	Stoney	Belloek, Ireland	8.90 × 4.40	F. Stoney
1886	Segment	(USA patent)		J.B. Tainter
1896	Drum	(USA)		H. Chittenden
1898	Roller	(Germany)		Carstanjen
1902	Double-leaf fixed-wheel	Assiout, Egypt (*)	5.0 × 5.0	
1902	Roller	Schweinfurt	18.00 × 4.14	M.A.N.
1907	Sector	Lockport Dam, USA	14.60 × 5.79	C.L. Cooley
1910	Reverse segment	(USA patent)		L.F. Harza
1911	Drum	Dam no. 1, Osage River		H. Chittenden
1911	Sector	Weser Dam (*)	54 × 4.6	
1915	Broome (caterpillar)	Turner Falls, USA (*)	3.00 × 4.88	
1920	Cylinder (*)	Kern	2.43 dia. × 6.70	
1926	Fixed-wheel with flap	Juliana canal (*)	23.00 × 4.40	T. Klonne
1930	Double-leaf hook type	Reckingen		M.A.N.
1933	Segment with flap	Münster (*)	23.30 × 7.40	M.A.N.
1936	Ring	Owyhee Dam	18.0 dia. × 3.60	BuRoc
1943	Double segment	Rupperswill-Auenstein	22.00 × 8.00	C. Zschokke
1955	Inflatable	(France)		Mesnager
1958	Reverse segment with flap	Oberalchingen (*)	16.00 × 8.20	M.A.N.
1960	Visor	Hagenstein, Holland	48.00 × 6.00	
1966	Inflatable	Shiga, Japan (*)	0.45 × 3.7	Sumitomo
1991	Fusogato	Lussas Dam, France	3.5 × 2.15	Hydroplus

(*) Refers to earlier use, but not necessarily to the first application.

Figura 2.1 – Invenções e registo das primeiras comportas [2].

A mais antiga aplicação conhecida de comporta segmento ocorreu em 1853 no rio Sena, em Paris, onde foram instaladas quatro comportas submetidas à compressão, com 8,75 m de vão e 1 m de altura, construídas pelo engenheiro francês A. Poirée. Outra aplicação bastante antiga deu-se no delta do rio Nilo, em 1860. Foram construídas pelo engenheiro francês Mougel Bey 132 comportas com 6 m de vão e 5,1 m de altura, com a característica principal de que os braços trabalhavam à tração. Foram chamadas à época de "comportas cilíndricas com raios submetidos a tração" de acordo com Streiff e eram de ferro fundido sendo operadas por guinchos móveis [2].

Por volta de 1870 ocorreu nos EUA uma invenção paralela da comporta segmento. Diversos autores dão o nome do inventor como sendo T. Parker, que teria, entretanto vendido as suas ideias a Jeremiah Burnham Tainter [2].

Em 1894/1895 apareciam na Alemanha os primeiros relatórios de uma comporta segmento com 12 m de vão e 1,87 m de altura. Mais tarde, em 1903, outra comporta foi construída no canal Landwehr, com 5,56 m de vão e 1,6 de altura. Ambas tinham os braços a trabalhar à compressão.

Em 1895 apareciam nos EUA relatórios a respeito da utilização de comportas segmento no canal Illinois, Mississippi. Em 1905 as comportas segmento foram usadas inicialmente nos EUA para controlar o fluxo nas condutas e utilizadas pela primeira vez em aquedutos na construção do New York Barge [2].

2.1.2 Campo de aplicação

O campo de aplicação das comportas hidráulicas é bastante amplo. De seguida referem-se alguns exemplos onde a aplicação de qualquer tipo de comporta é útil.

- Proteção contra inundações no local de trabalho;
- Proteção a equipamentos – comportas de emergência para cortar caudal situadas a montante das turbinas;
- Controlo do nível de água de barragens e reservatórios;
- Serviços de manutenção, limpeza e vistoria de outros equipamentos e instalações;
- Serviços de distribuição, controlo e admissão de água;
- Utilização em barragens de navegação.

2.1.3 Componentes tipo e classificação

Para definir uma comporta devem coexistir um tabuleiro, peças fixas e órgão de manobra. O tabuleiro é o componente da comporta que permite o bloqueio à água. As peças fixas são componentes que ficam embutidos no betão e podem servir de guiamento, de vedação e de passagem das cargas ou de proteção ao betão. O órgão de manobra é o componente que permite as manobras de fecho e de abertura do tabuleiro. As peças fixas e órgão de manobra podem ser comutáveis a outro tabuleiro.

2.1.4 Tipo e classificação

As comportas podem ser classificadas quanto à sua função, movimentação, descarga, tabuleiro e localização.

Foram desenvolvidos inúmeros tipos na primeira metade do século XX. Devido ao reduzido número de fabrico de algumas comportas, segue-se o nome das comportas mais utilizadas: ensecadeira, lagarta, vagão, segmento, sector e gaveta.

As comportas são classificadas de acordo com a sua função, existindo segundo [2]:

- Comportas de serviço
- Comportas de emergência
- Comportas de manutenção

As comportas de serviço são usadas para o controlo contínuo do nível de água. O exemplo mais comum são os descarregadores (*spillway*). São exemplo as comportas ensecadeira, segmento e gaveta. De entre as comportas de serviço dos descarregadores, as mais usuais são as comportas de segmento [3].

As comportas de emergência são usadas ocasionalmente para cortar caudal nas condutas ou canais. A sua condição de funcionamento é normalmente aberta ou fechada e só em caso de emergência é acionada. São exemplo as comportas situadas na tomada de água, a montante das condutas de admissão e das comportas de serviço dos descarregadores. São exemplo as comportas vagão e lagarta.

As comportas de manutenção são usadas para a manutenção de equipamentos do circuito. São manobradas em águas equilibradas para reduzir os esforços na mesma e para diminuir a capacidade do órgão de manobra. A comporta ensecadeira é a mais usual para este tipo de função.

As comportas também são classificadas de acordo com a sua movimentação, existindo segundo [2]:

- Comportas de deslizamento
- Comportas de rolamento
- Comportas radiais

As comportas de deslizamento são definidas quando a movimentação do tabuleiro é guiada ou assenta nas peças fixas. As comportas mais comuns com este tipo de classificação são a ensecadeira e de gaveta [2].

As comportas de rolamento são definidas quando a movimentação do tabuleiro é guiada pelas peças fixas e o deslizamento é efetuado por rodas ou rolos. As comportas mais comuns com este tipo de classificação são a vagão e lagarta.

As comportas radiais são definidas quando a movimentação do tabuleiro é efetuada em torno de um eixo fixo. As comportas mais comuns com este tipo de classificação são a segmento e sector [2].

As comportas também são classificadas em função da descarga em relação ao tabuleiro. Pode ser por cima, por baixo ou os dois em simultâneo em relação ao tabuleiro [2]. São classificadas também em função do tabuleiro. Pode ser simples, duplo ou misto. A comporta simples é composta por um único

elemento de tabuleiro. As duplas são compostas por dois elementos móveis sobrepostos. As mistas, são constituídas por um elemento principal que no seu topo articula outro elemento mais pequeno [2]. Por fim, as comportas são classificadas quanto à sua localização, existindo comportas de superfície e de fundo. Todas as comportas podem ser designadas e construídas para trabalhar à superfície, contudo só algumas podem ser designadas e construídas para trabalhar em fundo. São exemplo as comportas de fundo vagão, segmento, lagarta, gaveta e ensecadeira [2].

Na Figura 2.2 apresenta-se um quadro resumo da classificação das comportas.

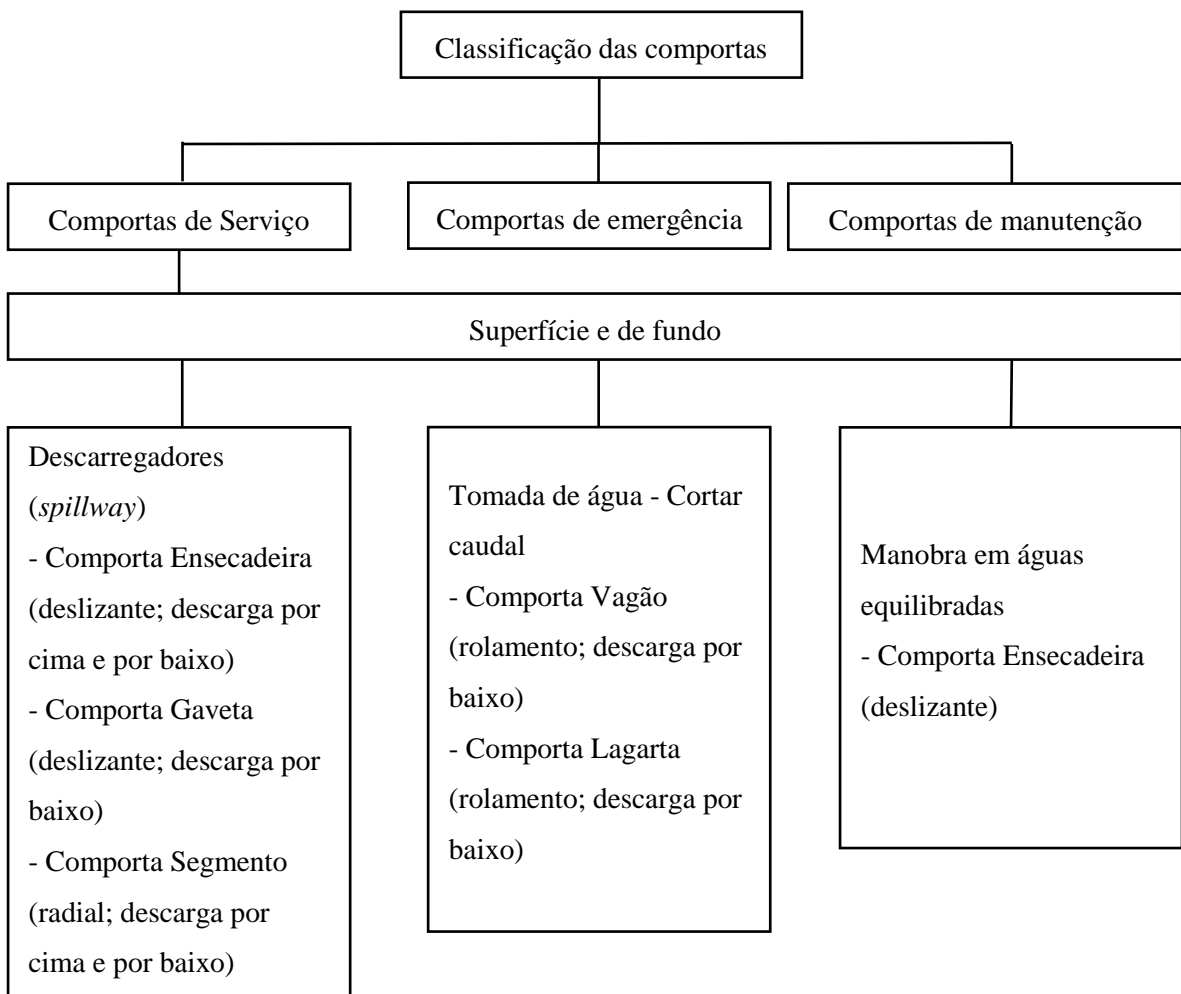


Figura 2.2 – Classificação das comportas, quadro resumo.

2.2 Comportas segmento

A comporta segmento é o tipo menos dispendioso e mais adequado para controlar grandes caudais, devido à sua simplicidade de operação e de manutenção, reduzido peso e, também, porque requer reduzida capacidade do órgão de manobra.

As comportas segmento podem ser utilizadas nos descarregadores de superfície ou nos descarregadores de fundo. Os custos são mais elevados para as comportas segmento de fundo. Numa comporta de superfície, a capacidade do órgão de manobra é designada para a manobra de abertura, enquanto na manobra de fecho a ação do peso próprio assegura a manobra. Nestas condições, as comportas de superfície podem ser manobradas por guinchos ou por actuadores hidráulicos de simples efeito. A Figura 2.3 ilustra um exemplo de uma comporta de superfície com guincho. Numa comporta de fundo a impulsão é mais elevada contrariando o movimento de fecho por ação da gravidade. Este facto conduz, normalmente, à opção por um actuador hidráulico de duplo efeito, como ilustrado na Figura 2.4. Ao contrário das comportas verticais, as comportas de segmento não exigem uma estrutura auxiliar acima do vão, ou na plataforma de manobra, para efetuar as manobras de fecho e abertura, reduzindo os custos.

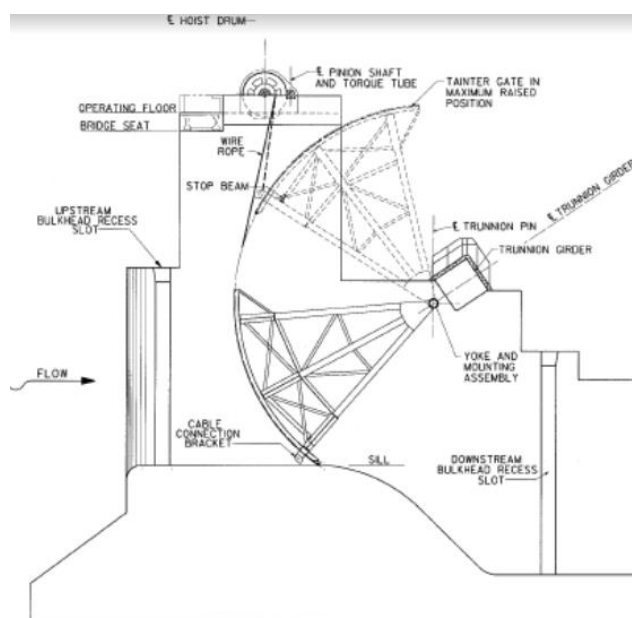


Figura 2.3 – Exemplo de uma comporta segmento de superfície com guincho [4].

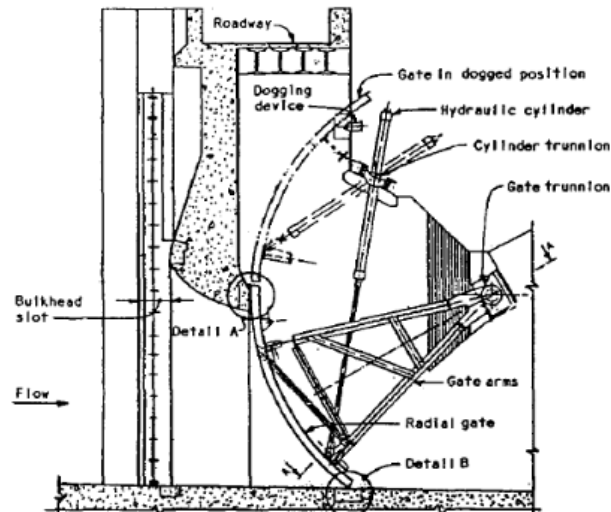


Figura 2.4 – Exemplo de uma comporta segmento de fundo com actuador hidráulico [3].

Este tipo de comporta é mais adequado para operações de aberturas parciais para controlo contínuo dos níveis de albufeira, pois a ausência de ranhuras nas margens laterais do betão não só simplifica o projeto, como favorece as condições de fluxo junto às margens. Este tipo de equipamento leva a uma menor turbulência no escoamento e melhor coeficiente de descarga do que as comportas verticais.

A posição da articulação deverá ser posicionada com alguma margem, por exemplo 1 m, acima da crista do caudal de água nas condições de máxima descarga. A posição da soleira deve ser determinada cuidadosamente para evitar cativações e danos na curva do descarregador. Segundo o corpo de engenharia do U.S a soleira deve estar posicionada a jusante da cota mais elevada da curva do descarregador, por exemplo, entre 1,5 a 3 m.

Não existe condicionantes limitativos às dimensões da comporta. As dimensões para este tipo de comporta, vão, altura e raio, determinam a carga máxima transmitida ao betão devido essencialmente à carga hidráulica. Outra condicionante da carga transmitida ao betão é durante a manobra de abertura ou fecho. Quanto maior forem as dimensões da comporta, mais elevada será a capacidade do órgão de manobra, e por sua vez mais esforços transmitirá ao betão.

Vantagens de utilização da comporta segmento para um descarregador [5] [6]:

- A estrutura radial providencia uma melhor transmissão da carga hidráulica para as articulações;
- Menor capacidade do órgão de manobra;

- Estanqueidades laterais – não é necessário uma ranhura nas margens, reduzindo custos e problemas de cavitação;
- A estrutura radial providencia melhores descargas de fluxo.

Desvantagens de utilização da comporta segmento para um descarregador [5]:

- O espaço ocupado por uma comporta segmento é maior, sendo necessário uma estrutura de betão considerável a jusante para suportar as cargas transmitidas pela articulação;
- Quando o órgão de manobra é do tipo guincho poderá ser necessário uma estrutura maior para acomodar o sistema;
- Quanto maior for o nível máximo de água, mais rígidos e treliçados serão os braços.

2.2.1 Características gerais

A comporta segmento convencional é uma estrutura fabricada em construção soldada, constituída por elementos estruturais como a chapa de face, vigas ou reforços verticais, reforços horizontais, vigas horizontais, braços e munhões. A chapa de face é curva e as placas com maior dimensão devem ser forçosamente dimensionadas. As dimensões são definidas pelo posicionamento dos reforços horizontais, vigas horizontais e pelas vigas verticais. Os reforços horizontais são distribuídos ao longo da chapa de face, de geometria radial, garantindo um nível de tensões médio ao longo de todas as placas. As vigas verticais são curvas e devem ser dimensionadas para suportar a respectiva carga hidráulica proveniente da chapa de face e os reforços horizontais. A estrutura composta pela face, reforços horizontais e vigas verticais é suportada pelas vigas horizontais. Estas são dispostas radialmente e têm geralmente o comprimento do vão. Por fim, as vigas horizontais transmitem os esforços aos braços, também dispostos de forma radial, que por sua vez transmitem os esforços para a articulação.

Existem diversos tipos de configuração possível para os braços. Em planta, ver Figura 2.5, os braços podem ter uma configuração paralela ou inclinada em relação ao eixo da comporta. Para uma configuração paralela é possível ter dois braços (a) ou múltiplos braços (c). O exemplo definido em (a) é comum para pequenas comportas. Já a construção definida em (c) é comum para comportas sujeitas a grandes cargas hidráulicas. A construção definida em (b) é comum para comportas com um vão considerável para reduzir os momentos dos apoios das vigas horizontais aos braços.

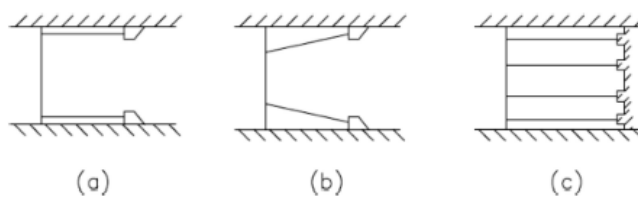


Figura 2.5 – Vista dos braços em planta [3].

Em alçado, os braços podem ter diversas configurações como exemplifica a Figura 2.6. A configuração (a) é comum para pequenas comportas e os braços são fabricados em caixão. As seguintes configurações são utilizadas consoante a carga hidráulica e os esforços devido ao órgão de manobra. A construção (b) (c) e (d) serve para prevenir situações de instabilidade no plano vertical. A construção (a) serve, essencialmente, para aumentar a rigidez à torção.

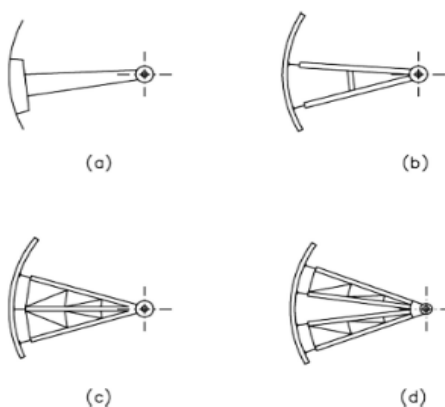


Figura 2.6 – Vista dos braços em alçado [3].

Relativamente à articulação existem dois tipos de configuração possível. Tanto a configuração por rótulas como por casquilhos de bronze têm as suas vantagens e desvantagens. A configuração por rótulas ver Figura 2.7, tem a vantagem de suportar mais elevada carga radial, e tendo um coeficiente de atrito menor durante as manobras de abertura e de fecho reduz os momentos transmitidos ao braço, reduzindo a capacidade do órgão de manobra. Por outro lado, tem desvantagens construtivas, sendo necessário adaptar os braços às dimensões da rótula, tem limitações ao nível da deformada que resultam no ângulo máximo de funcionamento, e na capacidade de absorver os esforços axiais. Para o cálculo da instabilidade local dos braços, o momento de atrito no plano vertical pode ser considerado zero, e no plano horizontal nulo. No entanto, para a verificação da instabilidade global, verifica-se um coeficiente 1 para o comprimento equivalente.

A capacidade do órgão de manobra deve ser superior ao balanço entre os momentos devido aos atritos nas estanqueidades laterais, ao momento devido ao atrito nas articulações e ao momento devido ao peso. A capacidade é tanto menor quanto maior for o braço entre o eixo da comporta e o eixo de ataque do órgão de manobra na comporta. Existem vantagens e desvantagens para a utilização dos guinchos e dos actuadores hidráulicos. A configuração de guinchos foi bastante utilizada neste tipo de equipamentos porque a ligação das cabos / correntes à comporta eram feitas por montante, reduzindo a capacidade do órgão de manobra. No entanto, esta configuração exige espaço nas zonas circundantes à comporta, e mais elevadas, para fixação dos guinchos ao betão. Outra razão para o uso menos frequente é a contaminação da água devido ao lubrificante usado nas correntes. Actualmente, os projetistas optam por actuadores hidráulicos articulados no tabuleiro a jusante. Esta configuração acarreta um pequeno aumento da capacidade do órgão de manobra mas que é facilmente superado pelas vantagens de usar um sistema óleo hidráulico. É uma opção mais elegante e a articulação dos actuadores ao betão é de fácil configuração.

2.2.3 Coeficientes de atrito

Para este tipo de comporta o atrito entre as estanqueidades laterais e as peças fixas laterais, e entre o casquilho autolubrificante e o eixo da articulação são os mais importantes para o dimensionamento da comporta. Têm influência direta no cálculo do esforço de manobra e conseqüentemente no dimensionamento do tabuleiro e peças fixas.

- Atrito entre estanqueidade lateral e peça fixa - O material das estanqueidades é geralmente composto por borracha. A borracha pode ter uma camada superficial de politetrafluoretileno - PTFE (*teflon*) adicional na zona de contacto com a peça fixa para reduzir o atrito. Esta prática é bastante comum para estanqueidades do tipo “nota de música”. A Figura 2.9 apresenta os valores dos coeficientes de atrito recomendados pela norma.

Material combination	Sliding friction coefficient μ wetted		Relationship of static friction coefficient to sliding friction coefficient μ_s/μ
	Min. value	Max. value	
Steel/steel	0.20	0.35	1.1
Steel/copper alloy	0.18	0.30	1.1
Stainless steel/polyamide (PA 6 G + PE)	0.15	0.25	1.2
Stainless steel/polyethylene (PE-UHMW)	0.10	0.20	1.2
Steel/elastomer (hardness approx. 50 to 70 Shore A)	0.80	1.00	1.0
Steel/elastomer with PTFE coating	0.10	0.10	1.0
Static friction coefficient steel/concrete $\mu_s = 0.4$			

Figura 2.9 – Coeficiente de atrito para estruturas em aço [2].

Para uma estanqueidade sem PTFE, o coeficiente de atrito varia entre 0,8 e 1. Para uma estanqueidade com PTFE, o coeficiente de atrito é de 0,1.

- Atrito entre casquilho autolubrificante e eixo da articulação - O material do casquilho autolubrificante é composto por bronze e inserções de grafite como lubrificante sólido para reduzir o atrito com o eixo da articulação que é geralmente composto de aço inox. O coeficiente de atrito dos casquilhos é garantido pelo fornecedor e varia, normalmente, entre 0,1 e 0,13. No entanto, a norma para calcular este tipo de equipamento refere um valor máximo diferente, como apresentado na Figura 2.10.

Material combination	Sliding friction coefficient μ						Relationship of static friction coefficient to sliding friction coefficient μ_s/μ
	dry		wetted		lubricated		
	Min. value	Max. value	Min. value	Max. value	Min. value	Max. value	
Steel/steel	0.10	0.15	0.10	0.15	0.02	0.05	1.1
Steel/copper alloy	0.10	0.15	0.10	0.15	0.02	0.05	1.1
Stainless steel/self-lubricating copper alloy	0.12	0.15	0.08	0.10	-		1.0

Figura 2.10 – Coeficiente de atrito para máquinas de estruturas [2].

Para uma ligação entre aço inox e um casquilho autolubrificante, o coeficiente de atrito varia entre 0,12 e 0,15 para ambientes secos. Para ambientes molhados, o coeficiente varia entre 0,08 e 0,1. Estes valores correspondem a valores nominais.

As comportas radiais são projetadas para suportar os momentos devido ao coeficiente de atrito nominal dos casquilhos. A experiência adquirida e desenvolvida pela empresa NORCONSULT revela que a deterioração ou descuido na lubrificação dos casquilhos aumentam o coeficiente de atrito, originando momentos nos braços acima do esperado, aumentando o esforço de manobra e conduzindo a um aumento dos esforços na estrutura. Na Figura 2.11 apresenta-se um resumo do trabalho desenvolvido relativamente ao estudo dos coeficientes de atrito em 15 comportas radiais.

W x H m	Bearing Shaft	Lubr. system	Friction coefficient		Prior lubri- cation
			Nomi- nal	Measured Left / Right	
15 x 5.2	B/S	Grease	0.2	0.08 / 0.09	Yes
8.0 x 2.8	B/SS	Selflub.	0.1	0.35 / 0.25	N/A
20 x 8	B/PS	Selflub.	0.1	0.15 / 0.10	N/A
13 x 4	B/S	Grease	0.2	0.75 / 0.50	No
13 x 4	B/S	Grease	0.2	0.45 / 0.45	No
11.5 x 5	B/S	Grease	0.2	0.15 / 0.14	Yes
11.5 x 5	B/S	Grease	0.2	0.14 / 0.13	Yes
11.5 x 5	B/S	Grease	0.2	0.12 / 0.09	Yes
13 x 4	B/S	Grease	0.2	0.55 / 0.40	Yes
13 x 4	B/S	Grease	0.2	0.22 / 0.35	Yes
12 x 6.3	DU/PS	Selflub.	0.15	0.18 / 0.20	N/A
12 x 6.3	DU/PS	Selflub.	0.15	0.17 / 0.19	N/A
17 x 5	B*/PS	Selflub.	0.1	0.71 / 0.58	N/A
17 x 5	B/PS	Selflub.	0.1	0.43 / 0.42	N/A
13 x 4	C/SS	Selflub.	0.15	0.09 / 0.13	N/A

Figura 2.11 – Resultados dos coeficientes medidos em 15 comportas radiais [7].

Salvo algumas exceções, existe um padrão entre o atrito nominal e o medido. Verifica-se, no pior caso, um aumento de 3,75 vezes o atrito nominal para um casquilho de bronze e um eixo de aço carbono. Constata-se também que os valores medidos à esquerda e à direita são muito próximos ou idênticos. No caso entre casquilho de bronze autolubrificante e um eixo de aço inox verifica-se um aumento máximo de 3,5 vezes o atrito nominal. Neste mesmo caso verifica-se um valor medido médio na ordem dos 0,3.

Capítulo 3 Critérios para o cálculo

Neste capítulo apresentam-se os casos de carga definidos para o cálculo, os coeficientes de carga utilizados e são também definidos os esforços actuantes na estrutura. O capítulo inicia com a apresentação das características gerais da comporta como as dimensões do tabuleiro, dos materiais adotados para o tabuleiro, os valores admissíveis de tensões e os coeficientes de atrito.

3.1 Características gerais

A comporta segmento em estudo dispõe de três vigas verticais principais e de duas vigas verticais secundárias, e reforços horizontais em chapa dobrada. Os braços da comporta são do tipo caixão e paralelos em relação ao eixo da comporta ligados ao tabuleiro através de duas vigas horizontais. A movimentação da comporta é efetuada por intermédio de dois servomotores de simples efeito, articulados nas vigas secundárias verticais ao nível da viga horizontal inferior. Na Tabela 3.1 apresentam-se as características principais da comporta de segmento em estudo.

Tabela 3.1 – Características gerais.

Tipo de comporta		Segmento
Vão livre	8,75	(m)
Altura da secção a obturar	15,5	(m)
Raio exterior da chapa de face	13,0	(m)
Cota do eixo da articulação	145,50	(m)
Cota da soleira	137,70	(m)
Nível de cálculo	153,00	(m)
Carga hidrostática de cálculo	15,30	m.c.a
Cota da articulação do Servomotor	153,61	(m)
Distância entre linha do S.M. e a articulação com a comporta fechada	5,620	(m)
Material da estrutura	S355	
Material dos eixos das articulações	AISI 420 T	
Tipo de casquilho da articulação	Bronze Autolubrificantes	

Na Figura 3.1 apresenta-se uma representação simplificada do equipamento.

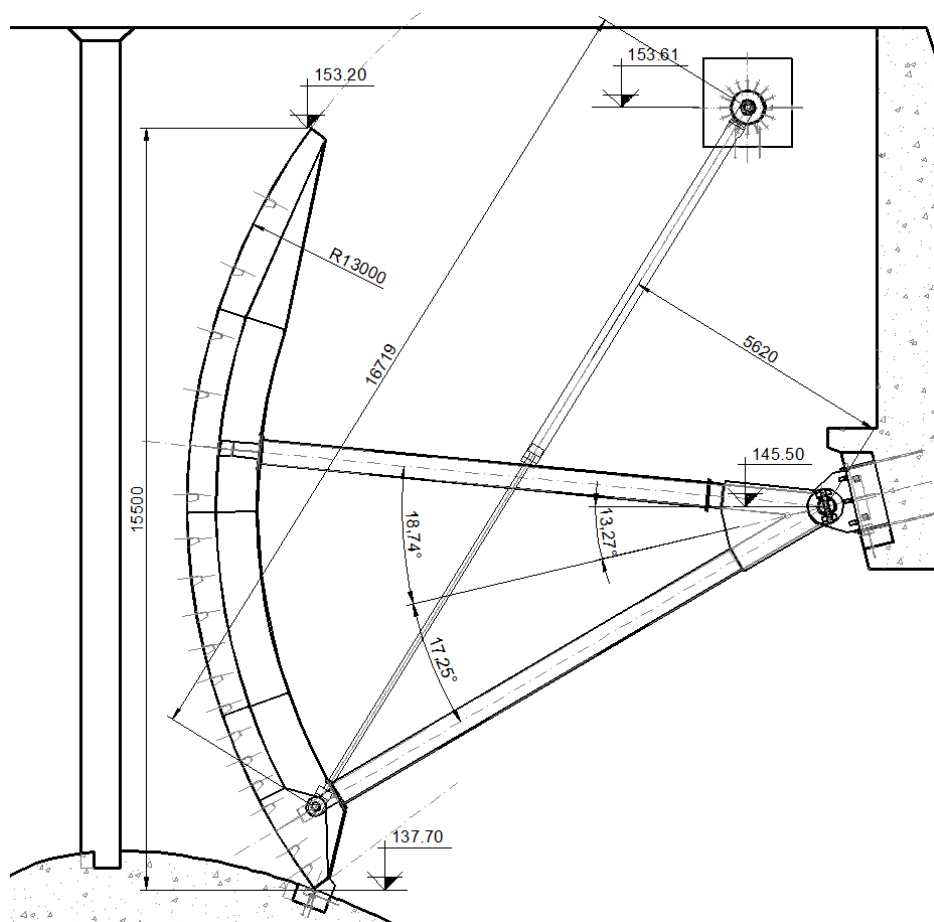


Figura 3.1 – Dimensões gerais da Comporta segmento em estudo.

3.2 Tensões admissíveis

O material adotado para a estrutura do tabuleiro é o aço S355 segundo a norma EN 10025-2 [8], à exceção dos eixos das articulações da comporta, que são fabricados em aço AISI 420 tratado segundo a norma EN 10088-3 [9]. As tensões admissíveis para os casos limite em análise elástica-elástica são indicadas na Tabela 3.2. São também definidas as espessuras de cada componente do tabuleiro. Na Tabela 3.3 estão indicadas as propriedades dos materiais.

Tabela 3.2 – Tensões admissíveis [2].

Componente	Material	Espessura	Tensão cedência	Tensão de rotura	σ adm	τ adm
		mm	MPa	MPa	MPa	MPa
Chapa de face	S355	12	355	470	323	186
Reforços horizontais	S355	12	355	470	323	186
Vigas horizontais/ Verticais	Alma S355	12	355	470	323	186
Vigas horizontais/ Verticais	Banzo S355	30	345	470	314	181
Vigas verticais laterais	Alma/ Banzo S355	12	355	470	323	186
Braços	S355	20	345	470	314	181
Reforço inferior	S355	30	345	470	314	181
Reforço superior	S355	20	345	470	314	181

Tabela 3.3 – Propriedades dos materiais.

Módulo de Elasticidade do aço	206,00	GPa
Massa específica do aço	7850	kg/m ³
Coefficiente de Poisson do aço	0,3	-

3.3 Coeficientes de atrito

Os coeficientes de atrito definidos para o cálculo do esforço de manobra são indicados na seguinte Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Coeficientes de atrito.

Ligação	Coefficiente μ_i
Casquilhos autolubrificantes/ AISI 420	0,15 e 0,30
Estanqueidade lateral/ Peça fixa aço inox	1

3.4 Casos de carga

Pretende-se verificar a estrutura da comporta segmento em estudo nas actuais condições de funcionamento. Para o efeito, foram verificados vários casos de carga que abrangem considerações teóricas ou condições normais de funcionamento, condições espectáveis e condições após comissionamento.

Deste modo, o estudo a desenvolver englobará as seguintes verificações de acordo com a norma DIN 19704 [2], conduzindo aos casos de carga apresentados resumidamente na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Casos de Carga.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática
EM	Esforço de Manobra
EL	Esforços Laterais

Caso	Componente	Carga actuante	Υ	Ψ	Critério de verificação
1	Estrutura	PP + PH	1,35	1,10	Tensões admissíveis
2.1	Estrutura	PP + PH + EM (0,15)	1,35	1,10	Tensões admissíveis
2.2	Estrutura	PP + PH + EM (0,3)	1,35	1,10	Tensões admissíveis
3.1a	Estrutura	EL (5)	1	1,10	Tensões admissíveis
3.1b	Estrutura	EL (10)	1	1,10	Tensões admissíveis
3.1c	Estrutura	EL (15)	1	1,10	Tensões admissíveis
3.2	Estrutura	PP + EL (15) + PH	1,35	1,10	Tensões admissíveis
3.3	Estrutura	PP + EL (15) + PH + EM (0,3)	1,35	1,10	Tensões admissíveis

Em que:

Υ Coeficiente de segurança (aplicado às cargas actuantes) [2]

Ψ Coeficiente de redução (aplicado às tensões admissíveis) [2]

Caso de carga 1 – CC1 – Simula a comporta nas condições normais de funcionamento. A comporta está fechada, sujeita à ação do peso próprio e da pressão hidrostática.

Caso de carga 2.1 – CC2.1 – Simula a comporta numa condição normal de funcionamento. A comporta está no início da abertura, sujeita à ação do peso próprio, pressão hidrostática total e sujeita ao esforço de manobra máximo. O coeficiente de atrito do casquilho autolubrificante é de 0,15.

Caso de carga 2.2 – CC2.2 – Simula as mesmas condições do CC2.1 com a expectativa de desgaste dos casquilhos, sendo com o coeficiente de atrito de 0,30.

Caso de carga 3.1a – CC3.1a – Simula a comporta numa condição após comissionamento. A comporta está instalada no local, em posição fechada, sujeita à ação do esforço lateral imposto na articulação, provocado por uma montagem fora dos planos teóricos. O deslocamento imposto axial é de 5 mm.

Caso de carga 3.1b – CC3.1b – Simula as mesmas condições do CC3.1a com deslocamento imposto axial de 10 mm.

Caso de carga 3.1c – CC3.1c – Simula as mesmas condições do CC3.1a com deslocamento imposto axial de 15 mm.

Caso de carga 3.2 – CC3.2 – Simula a comporta numa condição real. A comporta está instalada no local, em posição fechada, sujeita à ação do peso próprio e do esforço lateral imposto na articulação, provocado por uma montagem fora dos planos teóricos. Está também sujeita à ação da pressão hidrostática. O deslocamento imposto axial é de 15 mm.

Caso de carga 3.3 – CC3.3 – Simula a comporta na condição mais severa. A comporta está instalada no local, em posição fechada, sujeita à ação do peso próprio e do esforço lateral imposto na articulação, provocado por uma montagem fora dos planos teóricos. Está também sujeita à ação da pressão hidrostática e do efeito do esforço de manobra para o coeficiente de atrito de 0,3. O deslocamento imposto axial é de 15 mm.

Todas as cargas actuantes estão sujeitas ao coeficiente de segurança γ aplicado às cargas actuantes excepto a carga actuante relativa ao esforço lateral (EL). Para o critério de verificação das tensões admissíveis é aplicado o coeficiente de redução Ψ .

Os casos de carga CC1 e CC2 são realizados analiticamente e todos os casos de carga são verificados pelo método dos elementos finitos. Os casos de carga 3.1 são realizados sem a ação do peso próprio para melhor percepção dos esforços laterais no comportamento a nível de tensões na estrutura.

3.5 Esforços actuantes na estrutura

Os esforços actuantes na estrutura são apresentados neste capítulo sem o coeficiente de segurança aplicado, sendo este posteriormente considerado.

3.5.1 Peso próprio

É necessário distinguir 2 valores para o peso próprio (PP) da estrutura. O peso próprio relativo ao cálculo analítico e o da estrutura modelada para a análise por elementos finitos, como referido na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Peso próprio.

Peso próprio do tabuleiro método analítico	PP (analítico)	517	kN
Peso próprio do tabuleiro modelado	PP (<i>Ansys</i>)	528	kN

A diferença de pesos aproximada de 1 tonelada deve-se à modelação em pormenor da ligação dos braços ao munhão e também à modelação do veio da comporta.

3.5.2 Carga hidrostática

A carga hidráulica é determinada a partir do nível de cálculo com a comporta fechada. A impulsão horizontal varia com a largura da secção a obturar e com o quadrado da carga de água na soleira. A impulsão vertical varia com a largura da secção a obturar e com a área projetada da comporta. O cálculo é segundo (3.1) a (3.4).

$$I_h = \frac{\rho \cdot l \cdot g \cdot h_0^2}{2} \quad (3.1)$$

$$I_v = \frac{\rho \cdot l \cdot g}{2} \cdot (r \cdot s_m + v \cdot h_1 - u \cdot (h_0 + h_1)) \quad (3.2)$$

$$I_r = \sqrt{(I_h^2 + I_v^2)} \quad (3.3)$$

$$\phi_i = \tan^{-1} \frac{I_v}{I_h} \quad (3.4)$$

3.5.2.1 Resultados

Os dados para o cálculo da carga hidrostática são os apresentados na Tabela 3.7, e os resultados do cálculo são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.7 – Dados para o cálculo da carga hidrostática.

Densidade da água	ρ	1000	kg/m ³
Aceleração da gravidade	g	9,81	m/s ²
Largura da secção a obturar	l	8750	mm
Carga de água na soleira	h_o	15300	mmca
Carga de água na articulação	h_l	7500	mmca
Raio externo da comporta	r	13000	mm
Distância na horizontal da articulação à soleira	u	10400	mm
Distância na horizontal da articulação ao topo do perímetro molhado	v	10618	mm
Perímetro molhado da comporta	S_m	16360	mm

Tabela 3.8 – Carga hidrostática e ângulo de impulsão.

Impulsão horizontal	I_h	10047	kN
Impulsão vertical	I_v	2369	kN
Impulsão resultante	I_r	10322	kN
Ângulo de impulsão	ϕ_i	13,27	°

3.6 Esforço de Manobra

O Esforço de Manobra (EM) é calculado para a situação de início de abertura a que corresponde o valor máximo conforme Tabela 3.10 e Tabela 3.11.

- Momento devido ao peso próprio

O momento devido ao peso próprio é calculado segundo (3.5).

$$M_p = PP \cdot x_g \cdot 1,1 \quad (3.5)$$

Sendo 1,1 o factor para o peso segundo [2].

- Momento atrito devido às estanqueidades laterais

O momento de atrito devido às estanqueidades laterais depende da força de atrito devido à carga hidráulica F_1 e à força de atrito devido à pré-compressão da estanqueidade F_2 , Figura 3.2.

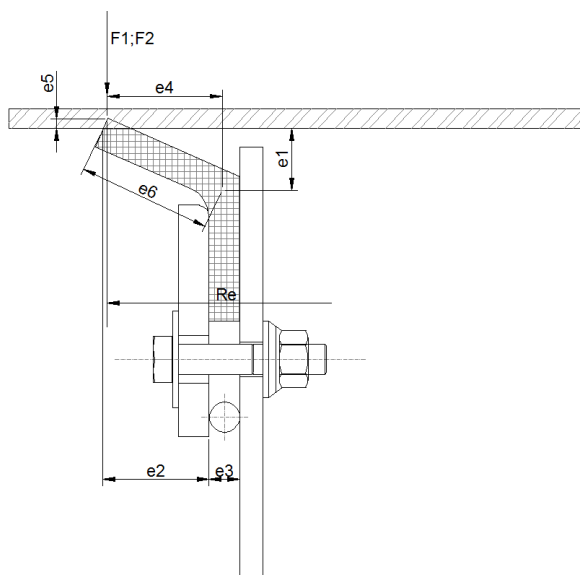


Figura 3.2 - Pormenor da estanqueidade lateral.

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável, (3.6) e (3.7), sendo o módulo de elasticidade da borracha 12,7 MPa.

$$F_1 = \frac{p_m \cdot \frac{e_1^2}{2} + p_m \cdot e_2 \cdot \left(\frac{e_2}{2} + \frac{e_3}{2}\right)}{e_4} \cdot 2sm \cdot g \quad (3.6)$$

$$F_2 = \frac{e_5 \cdot 3.130 \cdot \frac{e_3^3}{12}}{e_6^3} \cdot 2sm \cdot g$$

$$M_e = (F_1 + F_2) \cdot \mu_1 \cdot R_e \quad (3.7)$$

– Momento de atrito na articulação

O momento de atrito na articulação é calculado segundo (3.8).

$$M_a = (I_r \cdot R_{casquilho} + I_r \cdot 0,1 \cdot R_m) \cdot \mu_2 \quad (3.8)$$

Sendo 0,1 o factor para a carga axial.

– Esforço de manobra no início da abertura

A capacidade do órgão de manobra deve ser superior ao balanço entre os momentos devido aos atritos nas estanqueidades laterais, ao momento devido ao atrito nas articulações e ao momento devido ao peso, sendo a força a exercer pelo órgão de manobra igual à razão entre soma dos momentos anteriormente calculados e a distância do eixo do servomotor à articulação. O cálculo é efetuado segundo (3.9) e (3.10).

$$F_{s1} = \frac{M_r}{b/2} = \frac{M_p + M_e + M_a}{b} / 2 \quad (3.9)$$

$$F_s = F_{s1} \cdot f_{ce} \quad (3.10)$$

3.6.1 Resultados

Os dados para o cálculo do esforço de manobra são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Dados para o cálculo do esforço de manobra.

Momento devido ao peso	M_p	5316	kN.m
Peso da comporta	PP	517	kN
Coordenada horizontal do centro de gravidade	x_g	9348	mm
Ver Figura 3.2	e_1	27	mm
Ver Figura 3.2	e_2	57	mm
Ver Figura 3.2	e_3	16	mm
Ver Figura 3.2	e_4	56	mm
Ver Figura 3.2	e_5	5	mm
Ver Figura 3.2	e_6	70	mm
Momento devido às estanqueidades laterais	M_e	1482	kN.m
Força de atrito devido à carga hidráulica	F_1	107	kN
Força de atrito devido à pré-compressão	F_2	6	kN
Raio de estanqueidade	R_e	13066	mm
Coefficiente de atrito neoprene/ aço	μ_1	1,00	-
Pressão média	p_m	7,65	m.c.a
Coefficiente de atrito para o casquilho autolubrificante	μ_2	0,15	-
Raio do casquilho autolubrificante	$R_{casquilho}$	175	mm
Raio médio do casquilho autolubrificante	R_m	193	mm
Impulsão resultante	I_r	10322	kN
Momento de atrito na articulação	M_a	301	kN.m
Braço do servomotor	B	5620	mm
Soma dos momentos de atrito na abertura	M_r	7099	kN.m

Os resultados do esforço de manobra são apresentados na Tabela 3.10 e na Tabela 3.11 para um coeficiente de atrito de 0,15 e 0,3 respetivamente.

Tabela 3.10 – Capacidade do esforço de manobra para 1 servomotor e $\mu=0,15$.

Esforço de manobra	F_{sl}	632	kN
--------------------	----------	-----	----

Tabela 3.11 – Capacidade do esforço de manobra para 1 servomotor e $\mu=0,30$.

Esforço de manobra	F_{sl}	658	kN
--------------------	----------	-----	----

3.6.2 Esforços ao longo do movimento de abertura

A variação do esforço de manobra durante a abertura é calculada desde a posição de arranque da soleira e a posição máxima de abertura do bordo inferior da comporta, ilustrado na Figura 3.3. Recorreu-se às equações de equilíbrio estático em relação a cada articulação, de (3.11) a (3.15).

$$R_h = I_h/2 + F_{s1} \cdot \text{sen}\phi_{sv} \quad (3.11)$$

$$R_v = I_v/2 + F_{s1} \cdot \text{cos}\phi_{sv} - PP/2 \quad (3.12)$$

$$F_r = \sqrt{(R_h^2 + R_v^2)} \quad (3.13)$$

$$\phi_{2i} = \tan^{-1} \frac{R_v}{R_h} \quad (3.14)$$

$$F_t = F_r \cdot \text{sen}(\phi_{2i} - \phi_i) \quad (3.15)$$

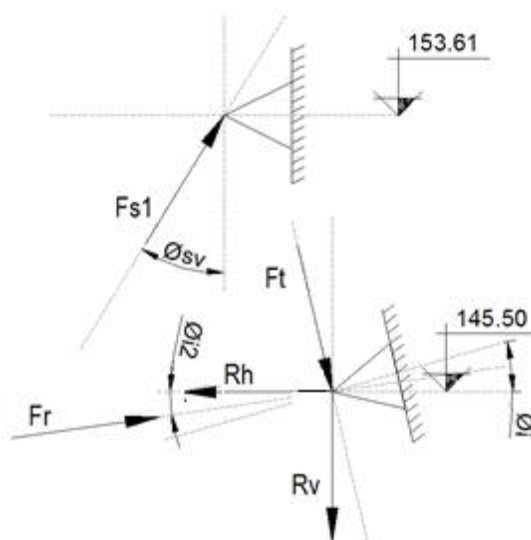


Figura 3.3 - Diagrama representativo das cargas.

3.6.2.1 Resultados

Os resultados dos esforços ao longo do movimento de abertura são apresentados na Tabela 3.12 e no gráfico representado pela Figura 3.4.

Tabela 3.12 – Esforços ao longo do movimento de abertura.

Abertura (m)	Reacções na Articulação				F_{s1} (kN)	\varnothing_{sv} (°)	F_t (kN)
	R_h (kN)	R_v (kN)	F_r (kN)	\varnothing_{12} (°)			
0	5355	1463	5551	15	632	32	195
1	4535	838	4612	10	562	36	-225
3	3783	390	3803	6	503	40	-489
4	3101	77	3102	1	452	44	-637
5	2488	-132	2492	-3	406	49	-700
7	1946	-260	1963	-8	365	53	-700
8	1474	-326	1510	-12	326	57	-656
9	1073	-346	1128	-18	289	61	-583
10	743	-334	815	-24	255	66	-496
12	203	-189	278	-43	215	71	-231
13	180	-216	282	-50	185	77	-252

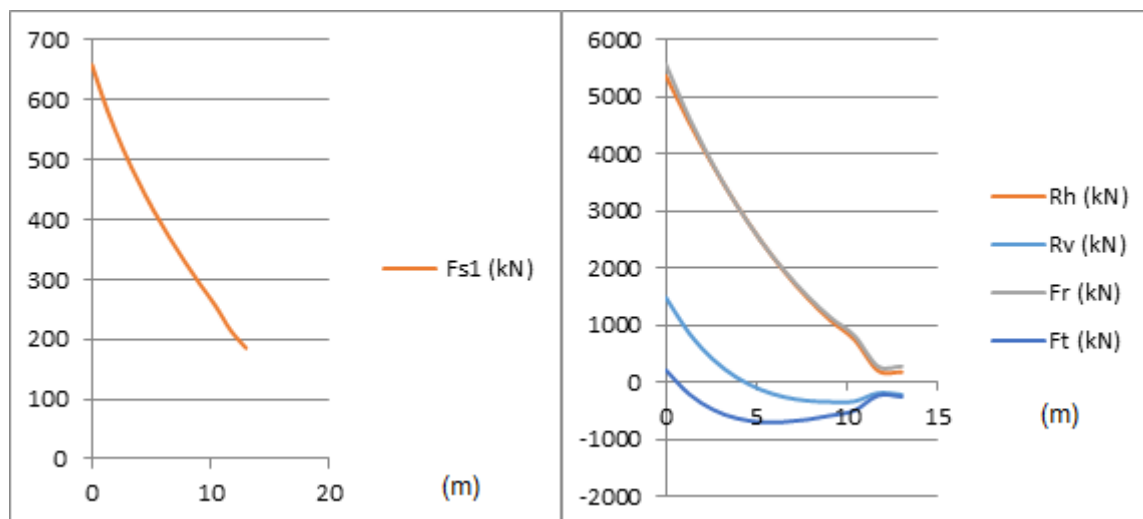


Figura 3.4 – Esforços ao longo da abertura.

3.7 Esforços laterais

Os deslocamentos laterais impostos na articulação devido ao comissionamento do tabuleiro fora dos planos teóricos provocam na estrutura deslocamentos equivalentes a esforços laterais (EL).

Para garantir bons valores de montagem é necessário haver um controlo prévio do equipamento e das peças fixas. Deve-se controlar os pontos teóricos das articulações nos 3 eixos X, Y e Z.

Deve-se garantir também a montagem das duas articulações num só eixo, quer a posição vertical Y, quer a posição horizontal X. Este factor é importante devido ao tipo de manobra da comporta – radial, e sendo as articulações montadas com eixos paralelos entre si, provocam esforços adicionais na estrutura que podem vir a ser relevantes. Num caso extremo de uma montagem com os eixos paralelos e não coincidentes a comporta pode não manobrar.

Para a comporta em estudo vamos analisar deslocamentos impostos numa articulação segundo o eixo (axial) Z, como detalhado na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Esforço lateral imposto por deslocamento lateral na articulação.

EL(5)	UZ=5	mm
EL(10)	UZ=10	mm
EL(15)	UZ=15	mm

3.8 Cargas consideradas – resumo

Apresenta-se a Tabela 3.14 o resumo das cargas totais consideradas para toda a estrutura sem coeficiente de carga aplicado às cargas.

Tabela 3.14 – Tabela resumo das cargas actuantes sem coeficiente de carga aplicado para cada caso de carga.

Caso	Componente	Carga actuante	PP	PH	EM	EL
			kN	kN	kN	UZ mm
1	Estrutura	PP + PH	517	10322	x	x
2.1	Estrutura	PP + PH + EM(0,15)			1264	x
2.2	Estrutura	PP + PH + EM(0,30)			1316	x
3.1a	Estrutura	PP + EL(5)		x	x	5
3.1b	Estrutura	PP + EL(10)		x	x	10
3.1c	Estrutura	PP + EL(15)		x	x	15
3.2	Estrutura	PP + EL(15) + PH		10322	x	
3.3	Estrutura	PP + EL(15) + PH + EM (0,3)		10322	1316	

3.9 Introdução ao cálculo

O processo de cálculo de uma comporta hidráulica é um processo contínuo. Definidas e identificadas as características gerais do equipamento e o critério de tensões admissíveis damos início ao processo de cálculo. A geometria da comporta começa a estar definida com a distribuição dos reforços do tabuleiro. Recomenda-se que os reforços horizontais sejam igualmente distribuídos ao longo da chapa de face. A distribuição das vigas horizontais para uma comporta com dois braços recomenda-se que sejam igualmente carregadas e equilibradas. O mesmo sucede com as vigas verticais.

Recomenda-se que vigas verticais principais e centrais sejam igualmente carregadas e equilibradas. Para o cálculo devemos focar-nos no dimensionamento de cada componente estrutural. Na Figura 3.5 estão identificados todos os componentes estruturais e as suas posições para o cálculo.

- P Placas;
- RH Reforços horizontais;
- VVC Viga vertical principal central;

- VVL Viga vertical principal lateral;
- VVLL Viga vertical secundária lateral;
- VH Viga horizontal;
- BA Barra inferior.

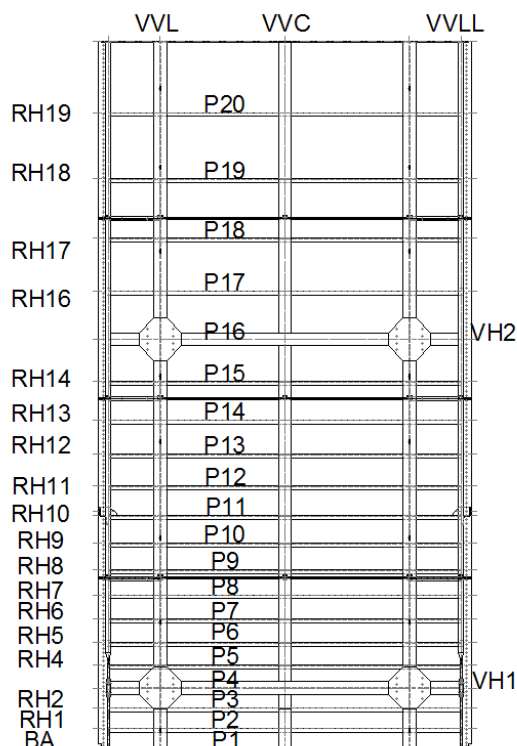


Figura 3.5 – Tabuleiro planificado e nomenclaturas dos componentes.

O dimensionamento de um só componente do tabuleiro tem implicações em um ou em vários outros componentes. Este facto leva-nos a um constante redimensionamento e verificação de todos os cálculos anteriores.

O número de vigas horizontais, o número de braços e também o número de vigas verticais de uma comporta segmento pode não ser o correto num primeiro raciocínio. É necessário concluir todos os cálculos e visualizar a comporta num todo. Vigas muito altas para dar inércia suficiente podem trazer problemas de instabilidade. Nesta caso sugere-se a adição de mais um reforço na estrutura, dividindo a carga por mais um componente por fim a reduzir a altura da secção, diminuindo a inércia mas dando mais garantias de estabilidade.

Apresenta-se uma simplificação do processo de cálculo em forma de diagrama na Figura 3.6.

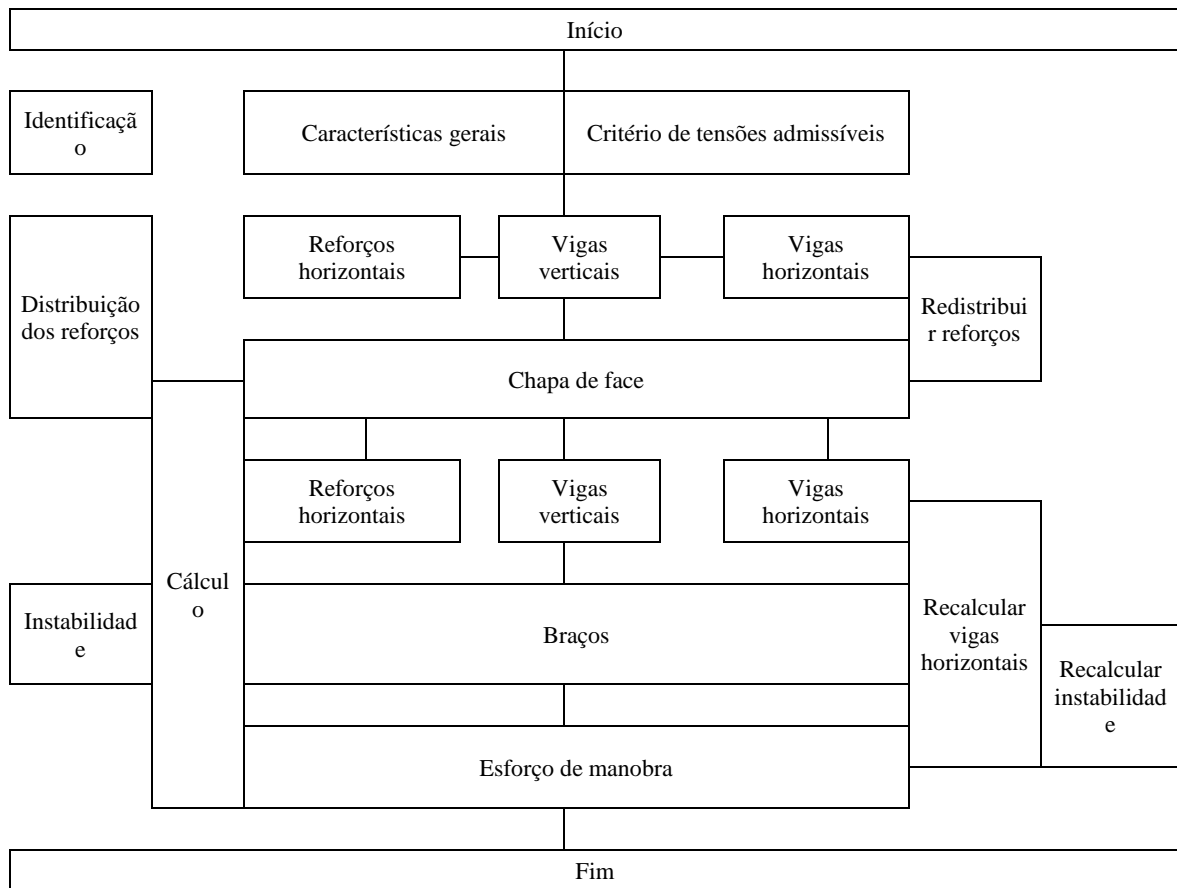


Figura 3.6 – Esquema para o processo de cálculo.

3.9.1 Chapa de face

Os limites da chapa de face são definidos pelo posicionamento das vigas verticais, das vigas horizontais e, por fim, dos reforços horizontais que definem as tensões das placas solicitadas à flexão pela pressão hidráulica.

3.9.2 Reforços horizontais

Os reforços horizontais dependem da carga uniformemente distribuída, do posicionamento das vigas verticais e da chapa de face interessada.

3.9.3 Viga vertical principal central

Considera-se que a viga vertical central está apoiada nas vigas horizontais, suportando a carga hidráulica e a reação do peso próprio na soleira correspondente.

3.9.4 Viga vertical principal lateral

Considera-se que as vigas verticais laterais estão apoiadas nas vigas horizontais, suportando a carga hidráulica e a reação do peso próprio na soleira correspondente. A secção da viga vertical lateral é idêntica à da viga vertical central, com exceção da zona de ligação aos braços, onde a espessura do banzo corresponde à espessura da flange.

3.9.5 Viga vertical secundária lateral

Considera-se que as vigas verticais laterais secundárias estão apoiadas nas vigas horizontais, suportando a carga hidráulica e a reação do peso próprio na soleira correspondente.

3.9.6 Vigas horizontais

Para o processo de cálculo das tensões nas vigas horizontais consideram-se duas secções distintas, analogamente ao cálculo das vigas verticais.

Para o caso de carga 1 considera-se que a viga horizontal está apoiada nos braços da comporta, suportando a carga hidráulica. E para o caso de carga 2.1 considera-se que a viga horizontal está apoiada nos braços da comporta, suportando a carga hidráulica e considerando a componente de arranque pela ação do órgão de manobra.

3.9.7 Braços

A verificação à flexão e à instabilidade é apresentada num pórtico carregado para o caso de carga 2.1, situação mais desfavorável. Considera-se que a viga horizontal inferior está apoiada nos braços da comporta, suportando a carga hidráulica e a componente da ação do esforço de manobra. O modelo físico para o cálculo da instabilidade é o de uma viga sujeita à compressão axial, e à flexão no plano vertical e no plano horizontal

Capítulo 4 Verificação e discussão

Neste capítulo apresenta-se o resumo da verificação para cada caso de carga, sendo a verificação em detalhe efetuada nos anexos.

4.1 Verificação analítica

A verificação analítica para os casos de carga 1 e 2.1 está detalhada no Anexo A.

Analiticamente assumiu-se que as verificações dos elementos estruturais são bastante idênticos para os casos de 1 e 2.1, com diferença na abordagem ao cálculo das vigas horizontais e nos braços, quer à flexão, quer na verificação da instabilidade.

É apresentado o cálculo para verificação das tensões unidirecionais para cada elemento estrutural e, no fim, são apresentados dois quadros resumo das tensões combinadas na chapa de face nos locais onde as tensões axiais são de maior valor.

4.1.1 Considerações gerais

Chapa interessada para o cálculo das propriedades mecânicas dos reforços

A secção do reforço e viga horizontal solicitado à flexão plana é composta pela chapa de face, alma e banzo. A chapa de face interessada para o cálculo das propriedades mecânicas de qualquer secção deve corresponder à seguinte fórmula:

$$L_u = 2 \cdot B \cdot \lambda \quad (4.1)$$

Em que:

B metade da distância entre os eixos de dois reforços de acordo com a Figura 4.1.

λ Coeficiente de redução conforme Figura 4.2.

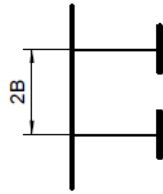


Figura 4.1 – Distância entre os eixos de dois reforços [10].

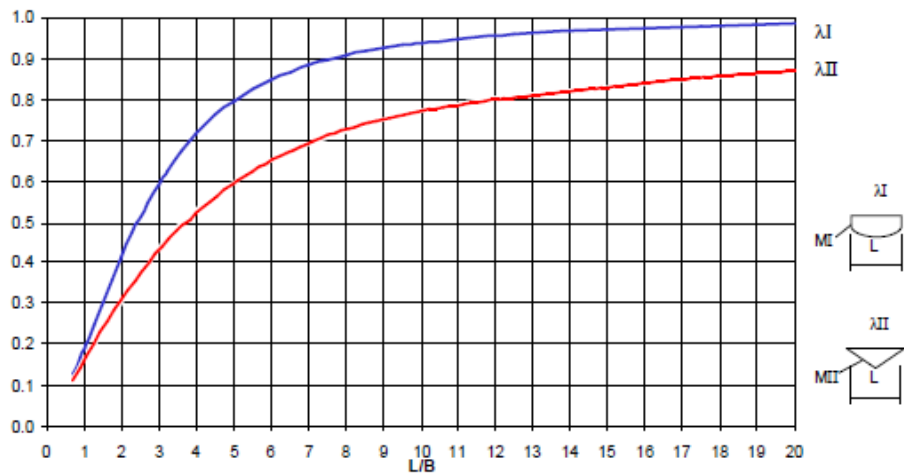


Figura 4.2 – Coeficiente de redução [10].

A Figura 4.3, DIN 19704-1976 [2], define a L_{II} , distância entre os momentos nulos do apoio e L_I , distância entre os momentos nulos sem apoio.

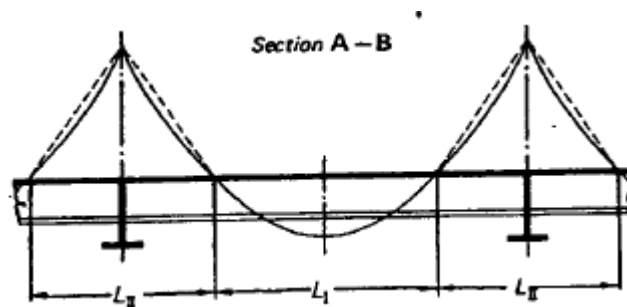


Figura 4.3 – Distância entre momentos nulos [2].

A seção da viga vertical é composta igualmente pela chapa de face, alma e banzo. A chapa de face interessada para o cálculo das propriedades mecânicas de uma chapa curva deve corresponder à seguinte fórmula de acordo com NBR 8883-2002 [10].

$$L_u = 1,56 \cdot \sqrt{r \cdot t} \quad (4.2)$$

Em que:

r raio da comporta

t espessura da chapa de face

Equações universais para o cálculo dos esforços

As equações universais permitem a determinação da equação da deformada de uma viga reta em flexão plana, submetida a diferentes condições de carregamento como cargas e momentos concentrados e cargas distribuídas variando linearmente. As equações universais resultam do método de integração direta aplicado a uma determinada condição de carregamento. As equações são deduzidas caso a caso e a equação completa obtém-se através do recurso ao método da sobreposição. Para uma viga reta, as equações das rotações e dos deslocamentos de uma dada secção transversal, com pelo menos um eixo de simetria, podem ser obtidas através das equações de equilíbrio e da equação da curvatura de uma curva. As vigas retas à flexão plana apresentam normalmente vários tipos de carregamento, sejam cargas ou momentos concentrados ou sejam cargas distribuídas. A grande vantagem do método das equações universais é facto de o resultado final dos diferentes carregamentos ser a sobreposição da contribuição de cada tipo de carregamento sobre a viga, os quais são simplesmente adicionados de acordo com as equações obtidas anteriormente. Outra vantagem na utilização das equações universais, com recurso ao princípio da sobreposição, é o facto de apenas ser necessário calcular duas constantes de integração, as quais são sempre a rotação e a flecha na origem do referencial, ou seja, na secção mais à esquerda da viga (usando o somatório dos esforços à esquerda da secção). Notar que no método da integração direta é necessário calcular duas constantes de integração por cada troço considerado.

Em resumo podemos então apresentar as equações universais para determinar rotações e deformadas de vigas retas em flexão de acordo com as seguintes equações:

$$EI\theta = EI\theta_0 + \sum_{i=1}^n M_i(z - a_i) + \sum_{i=1}^n P_i \frac{(z - b_i)^2}{2!} + \sum_{i=1}^n \left((q_{1i}) \frac{(z - c_i)^3}{3!} + \frac{(q_{2i}) - (q_{1i})(z - c_i)}{l q_{1i} q_{2i}} \frac{(z - c_i)^4}{4!} \right) \quad (4.3)$$

$$EIy = EIy_0 + EI\theta_0 z + \sum_{i=1}^n M_i \frac{(z - a_i)^2}{2} + \sum_{i=1}^n P_i \frac{(z - b_i)^3}{3!} + \sum_{i=1}^n \left((q_{1i}) \frac{(z - c_i)^4}{4!} + \frac{(q_{2i}) - (q_{1i})}{l_{q_{1i}q_{2i}}} \frac{(z - c_i)^5}{5!} \right) \quad (4.4)$$

As equações (4.3) e (4.4) permitem considerar as contribuições para as equações da rotação e da flecha de cada secção, de n momentos aplicadas cada um numa dada coordenada a_i , de m cargas concentradas cada uma aplicada na respetiva coordenada b_i e k distribuições variando linearmente desde a coordenada c_i até ao fim da viga. Para obter os valores da rotação e flecha de cada secção e portanto da deformada da viga é apenas necessário calcular através de duas condições de fronteira (equações) as constantes θ_0 e y_0 . As condições de fronteira que são usadas na flexão plana de vigas retas são sempre (i) nos apoios onde o deslocamento é nulo e (ii) nos encastramentos onde deslocamento e a rotação são nulos. Tais condições de fronteira fornecem as equações necessárias à determinação daquelas constantes.

4.1.2 Resultados

4.1.2.1 Caso de carga 1

Chapa de face

A chapa de face é calculada segundo a DIN 19704-1976 [2] de acordo com a teoria da elasticidade. A comporta segmento apresenta 3 placas tipo cuja formulação do cálculo é diferente. Existe a placa definida entre as vigas verticais principais central e lateral onde está apoiado o braço, a placa definida entre a viga principal lateral e a viga vertical secundária lateral e a placa definida entre a viga vertical secundária lateral e o fim da chapa de face. Todas apresentam a dimensão b diferente e a última apresenta só 3 lados encastrados, sendo a formulação para as restantes com 4 lados encastrados.

As tensões de placa compostas em diversos pontos e orientações podem ser obtidas de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_i = \frac{k_i}{100} \cdot \frac{p_i \cdot a_i^2}{t^2} \quad (4.5)$$

$p_i = \gamma \cdot \rho \cdot g$ "Carga de água no centro da placa"

A seguinte Figura 4.4 considera os pontos e orientações das tensões de placa e o modelo considerado com os 4 lados encastrados.

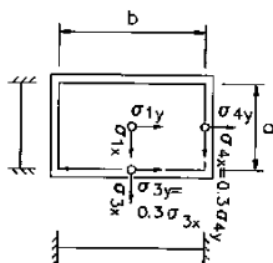


Figura 4.4 – Modelo para verificação da chapa de face

Apresenta-se na Tabela 4.1 o cálculo das placas P4 e P16 com maior dimensão de placa $b=2915$ mm, entre as vigas principais central e lateral, com os 4 lados encastrados.

Tabela 4.1 – Tensões de placa na placa P4 e P16.

Ref.ª Placa	a	b/a	k1	k2	k3	k4	Pressão	σ_{3x}	σ_{3y}	σ_{4x}	σ_{4y}	σ_{1x}	σ_{1y}
	(mm)						(MPa)	(MPa)					
P4	515	5,7	25	7,5	50	34,2	0,18	170	51	35	116	85	25
P16	1080	2,7	25	7,5	50	34,3	0,08	309	93	64	212	154	46

Verifica-se que as tensões mais elevadas ocorrem no centro da placa, em cima dos reforços horizontais ou das vigas horizontais e de sentido vertical. Apresenta-se a placa P4 por ser a placa que se situa abaixo do reforço horizontal RH4 mais carregado e por estar posicionado acima da viga horizontal inferior VH1. Apresenta-se também a placa P16 por ser a placa que apresenta maior valor de tensão e por estar posicionado acima da viga horizontal superior VH2.

Reforços horizontais

O cálculo dos reforços horizontais está de acordo com as equações universais e o modelo físico é o de uma viga apoiada nas 5 vigas verticais existentes. Os esforços representativos nos reforços horizontais podem ser obtidos de acordo com a seguinte formulação:

Troço 12

$$EIy_{12} = EIy_0 + EI\theta_0 z + R_1 \frac{z^3}{3!} + q_{rh} \frac{z^4}{4!} \quad (4.6)$$

$$EI\theta_{12} = EI\theta_0 + R_1 \frac{z^2}{2!} + q_{rh} \frac{z^3}{3!} \quad (4.7)$$

$$M_{12} = R_1 z + q_{rh} \frac{z^2}{2!} \quad (4.8)$$

$$Q_{12} = R_1 + q_{rh} z \quad (4.9)$$

Troço 23

$$EIy_{23} = EIy_{12} + R_2 \frac{(z - d_1)^3}{3!} \quad (4.10)$$

$$EI\theta_{23} = EI\theta_{12} + R_2 \frac{(z - d_1)^2}{2!} \quad (4.11)$$

$$M_{32} = M_{12} + R_2(z - d_1) \quad (4.12)$$

$$Q_{32} = Q_{12} + R_2 \quad (4.13)$$

Troço 34

$$EIy_{34} = EIy_{23} + R_3 \frac{(z - d_3)^3}{3!} \quad (4.14)$$

$$EI\theta_{34} = EI\theta_{23} + R_3 \frac{(z - d_3)^2}{2!} \quad (4.15)$$

$$M_{34} = M_{23} + R_3(z - d_3) \quad (4.16)$$

$$Q_{34} = Q_{23} + R_3 \quad (4.17)$$

Troço 45

$$EIy_{45} = EIy_{34} + R_4 \frac{(z - l_{rh} + d_1)^3}{3!} \quad (4.18)$$

$$EI\theta_{45} = EI\theta_{34} + R_4 \frac{(z - l_{rh} + d_1)^2}{2!} \quad (4.19)$$

$$M_{45} = M_{34} + R_4(z - l_{rh} + d_1) \quad (4.20)$$

$$Q_{45} = Q_{34} + R_4 \quad (4.21)$$

Verifica-se que o reforço horizontal mais carregado e, conseqüentemente, o que tem tensões mais elevadas é o reforço horizontal RH4. Apresenta-se também o reforço horizontal RH16 adjacente à placa com maior nível de tensões.

De seguida, apresenta-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.5 os dados alusivos às propriedades mecânicas dos reforços RH4 e RH16. Note-se que a chapa interessada nos locais em que a viga está apoiada é inferior ao local onde a chapa interessada não está apoiada.

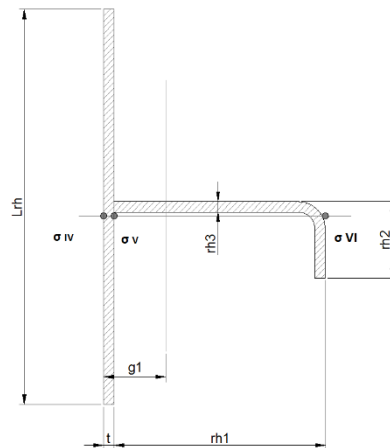


Figura 4.5 – Secção do reforço horizontal.

Tabela 4.2 – Dados comuns para o cálculo das tensões nos reforços horizontais.

Largura do reforço horizontal	l_{rh}	8250	mm
Altura do reforço horizontal	r_{h1}	220	mm
Largura do reforço horizontal	r_{h2}	90	mm
Espessura do reforço horizontal	r_{h3}	12	mm
Chapa interessada RH4 para M_{rh1}	$L_{rh\ ii}$	245	mm
Chapa interessada RH4 para M_{rh2}	$L_{rh\ i}$	461	mm
Chapa interessada RH4 para M_{rh3}	$L_{rh\ ii}$	306	mm
Chapa interessada RH16 para M_{rh1}	$L_{rh\ ii}$	297	mm
Chapa interessada RH16 para M_{rh2}	$L_{rh\ i}$	693	mm
Chapa interessada RH16 para M_{rh3}	$L_{rh\ ii}$	398	mm

Apresenta-se na Tabela 4.3 as tensões no reforço horizontal mais carregado RH4. Verifica-se que no segundo apoio, onde está a viga vertical principal lateral, a tensão máxima de compressão de -150 MPa ocorre na fibra mais afastada. A meio vão do reforço, entre as vigas principais, verifica-se que ocorre na fibra mais afastada uma tensão de tração de 110 MPa. No apoio central, onde está posicionada a viga principal central, verifica-se uma tensão de tração de 119 MPa a montante da chapa de face e uma tensão de compressão de -241 MPa na fibra mais afastada.

Tabela 4.3 – Tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.

				FS
Tensão a montante para M_{rh1}	$\sigma_{IV\ ii}$	86	MPa	3,7
Tensão a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{V\ ii}$	74	MPa	4,4
Tensão máxima a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{VI\ ii}$	-150	MPa	2,2
Tensão a montante para M_{rh2}	$\sigma_{IV\ i}$	-40	MPa	8,0
Tensão a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{V\ i}$	-33	MPa	9,9
Tensão máxima a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{VI\ i}$	110	MPa	2,9
Tensão a montante para M_{rh3}	$\sigma_{IV\ ii}$	119	MPa	2,7
Tensão a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{V\ ii}$	100	MPa	3,2
Tensão máxima a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{VI\ ii}$	-241	MPa	1,3
Tensão de corte máxima	τ_{rh}	56	MPa	3,3

Apresenta-se na Tabela 4.4 as tensões no reforço horizontal RH16 adjacente à placa com maior nível de tensões P16. Verifica-se que no segundo apoio, onde está a viga vertical principal lateral, e no apoio central, onde está posicionada a viga principal central, ocorrem as tensões mais elevadas de compressão na fibra mais afastada, sendo de -121 MPa e de -196 MPa respetivamente.

Tabela 4.4 – Tensões no reforço horizontal RH16 adjacente à placa P16.

				F.S
Tensão a montante para M_{rh1}	σ_{IVii}	61	MPa	5,3
Tensão a jusante para M_{rh1}	σ_{Vii}	51	MPa	6,3
Tensão máxima a jusante para M_{rh1}	σ_{VIii}	-121	MPa	2,7
Tensão a montante para M_{rh2}	σ_{IVi}	-24	MPa	13,7
Tensão a jusante para M_{rh2}	σ_{Vi}	-18	MPa	18,1
Tensão máxima a jusante para M_{rh2}	σ_{VIi}	88	MPa	3,7
Tensão a montante para M_{rh3}	σ_{IVii}	80	MPa	4,0
Tensão a jusante para M_{rh3}	σ_{Vii}	66	MPa	4,9
Tensão máxima a jusante para M_{rh3}	σ_{VIii}	-196	MPa	1,7
Tensão de corte máxima	τ_{rh}	46	MPa	4,1

Vigas verticais

O cálculo das vigas verticais está de acordo com as equações universais e o modelo físico é o de uma viga biapoiada nas vigas horizontais. Os esforços representativos nas vigas verticais podem ser obtidos de acordo com a seguinte formulação:

Troço 12

$$EIy_{12} = EIy_0 + EI\theta_0 z + F \frac{z^3}{3!} + q \frac{z^4}{4!} - \frac{q}{sm} \frac{z^5}{5!} \quad (4.22)$$

$$EI\theta_{12} = EI\theta_0 + F \frac{z^2}{2!} + q \frac{z^3}{3!} - \frac{q}{sm} \frac{z^4}{4!} \quad (4.23)$$

$$M_{12} = Fz + q \frac{z^2}{2!} - \frac{q}{sm} \frac{z^3}{3!} \quad (4.24)$$

$$Q_{12} = F + qz - \frac{q}{sm} \frac{z^2}{2!} \quad (4.25)$$

Troço 23

$$EIy_{23} = EIy_{12} + R_1 \frac{(z - d_1)^3}{3!} \quad (4.26)$$

$$EI\theta_{23} = EI\theta_{12} + R_1 \frac{(z - d_1)^2}{2!} \quad (4.27)$$

$$M_{32} = M_{12} + R_1(z - d_1) \quad (4.28)$$

$$Q_{32} = Q_{12} + R_1 \quad (4.29)$$

Troço 34

$$EIy_{34} = EIy_{23} + R_2 \frac{(z - d_1 - d_2)^3}{3!} \quad (4.30)$$

$$EI\theta_{34} = EI\theta_{23} + R_2 \frac{(z - d_1 - d_2)^2}{2!} \quad (4.31)$$

$$M_{34} = M_{23} + R_2(z - d_1 - d_2) \quad (4.32)$$

$$Q_{34} = Q_{23} + R_2 \quad (4.33)$$

A formulação é semelhante para todas as vigas verticais sendo necessário substituir F por F_{vvc}, F_{vvl} e F_{vvl} equivalente à reacção da soleira e também substituir q por q_{vvc}, q_{vvl} e q_{vvl} equivalente à carga hidrostática nas respectivas vigas verticais.

Vigas verticais principais

Apresenta-se na Tabela 4.5 e na Figura 4.6 os dados alusivos às propriedades mecânicas das vigas principais sendo a chapa interessada idêntica em ambas.

Tabela 4.5 – Dados para o cálculo das tensões nas vigas verticais principais.

Altura da alma	v_{v1}	1400	mm
Espessura da alma	v_{v2}	12	mm
Largura do banzo	v_{v3}	300	mm
Espessura do banzo	v_{v4}	30	mm
Chapa interessada	L_{vv}	616	mm
Espessura da flange	f_1	40	mm

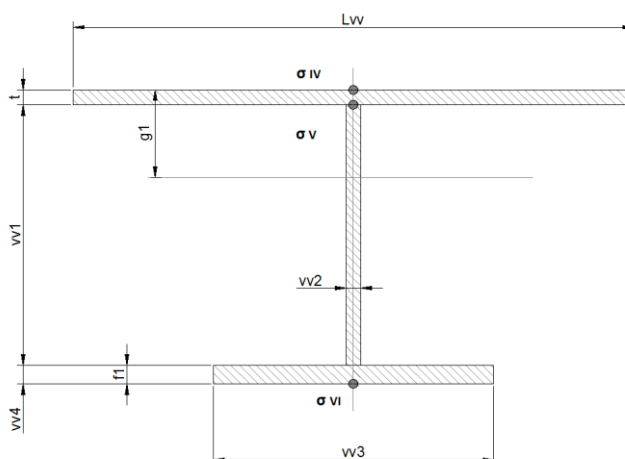


Figura 4.6 – Seção da viga vertical principal

Apresenta-se na Tabela 4.6 as tensões na viga vertical principal central. Verifica-se que o nível de tensões no segundo apoio, onde está a viga horizontal superior VH2, é superior ao apoio onde está a viga horizontal inferior; isto, apesar do apoio inferior estar ligeiramente mais carregado que o superior. O nível de tensões a meio vão é semelhante ao apoio da VH2. Verifica-se nos 3 pontos que o maior nível de tensão ocorre a montante da chapa de face. Nos apoios, nomeadamente na VH1 e na VH2, verificam-se tensões de tração de 60 MPa e de 126 MPa respetivamente. A meio vão, verifica-se a tensão máxima de compressão de -133 MPa.

Tabela 4.6 – Tensões na viga vertical principal central.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvc1}	$\sigma_{IV\ddot{u}}$	60	MPa	5,4
Tensão a jusante para M_{vvc1}	$\sigma_{V\ddot{u}}$	59	MPa	5,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvc1}	$\sigma_{VI\ddot{u}}$	-56	MPa	5,6
Tensão a montante para M_{vvc2}	σ_{IVi}	-133	MPa	2,4
Tensão a jusante para M_{vvc2}	σ_{Vi}	-131	MPa	2,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvc2}	σ_{VIi}	123	MPa	2,6
Tensão a montante para M_{vvc3}	$\sigma_{IV\ddot{u}}$	126	MPa	2,6
Tensão a jusante para M_{vvc3}	$\sigma_{V\ddot{u}}$	124	MPa	2,6
Tensão máxima a jusante para M_{vvc3}	$\sigma_{VI\ddot{u}}$	-119	MPa	2,6
Tensão de corte máxima	τ_{vvc}	100	MPa	1,9

Apresenta-se na Tabela 4.7 as tensões na viga vertical principal lateral. A análise da viga vertical lateral é idêntica à viga principal central excepto nos níveis de tensão obtidos. Verifica-se nos 3 pontos que o maior nível de tensão ocorre a montante da chapa de face. Nos apoios, nomeadamente na VH1 e na VH2, verificam-se tensões de tração de 41 MPa e de 86 MPa respetivamente. A meio vão, verifica-se a tensão máxima de compressão de -94 MPa.

Tabela 4.7 – Tensões na viga vertical principal lateral.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvl1}	$\sigma_{IV\ddot{u}}$	41	MPa	7,9
Tensão a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{V\ddot{u}}$	40	MPa	8,1
Tensão máxima a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{VI\ddot{u}}$	-33	MPa	9,6
Tensão a montante para M_{vvl2}	σ_{IVi}	-94	MPa	3,4
Tensão a jusante para M_{vvl2}	σ_{Vi}	-93	MPa	3,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvl2}	σ_{VIi}	87	MPa	3,6
Tensão a montante para M_{vvl3}	$\sigma_{IV\ddot{u}}$	86	MPa	3,8
Tensão a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{V\ddot{u}}$	84	MPa	3,8
Tensão máxima a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{VI\ddot{u}}$	-69	MPa	4,6
Tensão de corte máxima	τ_{vvl}	71	MPa	2,6

Viga vertical secundaria lateral

Apresenta-se na Tabela 4.8 e na Figura 4.6 os dados alusivos às propriedades mecânicas da viga vertical secundária lateral.

Tabela 4.8 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.

Altura da alma	vv_1	570	mm
Espessura da alma	vv_2	12	mm
Largura do banzo	vv_3	120	mm
Espessura do Banzo	vv_4	12	mm

Apresenta-se na Tabela 4.9 as tensões na viga vertical secundária lateral. O comportamento da viga vertical secundária lateral é diferente das restantes vigas. A altura da alma é inferior conferindo-lhe uma resistência à flexão bastante inferior apesar da carga hidrostática associada a esta viga seja igualmente inferior. Verifica-se nos 3 pontos que o maior nível de tensão ocorre a jusante na fibra mais afastada. Nos apoios, nomeadamente na VH1 e na VH2, verificam-se tensões de compressão de -142 MPa e de -299 MPa respetivamente. A meio vão, verifica-se a tensão máxima de tração de 316 MPa.

Tabela 4.9 – Tensões na viga vertical secundaria lateral.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvl1}	$\sigma_{IV\bar{ii}}$	70	MPa	4,6
Tensão a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{V\bar{ii}}$	66	MPa	4,9
Tensão máxima a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{VI\bar{ii}}$	-142	MPa	2,3
Tensão a montante para M_{vvl2}	$\sigma_{IV\bar{i}}$	-156	MPa	2,1
Tensão a jusante para M_{vvl2}	$\sigma_{V\bar{i}}$	-147	MPa	2,2
Tensão máxima a jusante para M_{vvl2}	$\sigma_{VI\bar{i}}$	316	MPa	1,0
Tensão a montante para M_{vvl3}	$\sigma_{IV\bar{ii}}$	148	MPa	2,2
Tensão a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{V\bar{ii}}$	139	MPa	2,3
Tensão máxima a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{VI\bar{ii}}$	-299	MPa	1,1
Tensão de corte máxima	τ_{vvl}	71	MPa	2,6

Vigas horizontais

O cálculo das vigas horizontais está de acordo com as equações universais e o modelo físico é o de uma viga biapoiada nos braços. Os esforços representativos nas vigas horizontais podem ser obtidos de acordo com a seguinte formulação:

Troço 12

$$EIy_{12} = EIy_0 + EI\theta_0 z + F_{vh} \frac{z^3}{3!} + q_{vh} \frac{z^4}{4!} \quad (4.34)$$

$$EI\theta_{12} = EI\theta_0 + F_{vh} \frac{z^2}{2!} + q_{vh} \frac{z^3}{3!} \quad (4.35)$$

$$M_{12} = F_{vh} z + q_{vh} \frac{z^2}{2!} \quad (4.36)$$

$$Q_{12} = F_{vh} + q_{vh} z \quad (4.37)$$

Troço 23

$$EIy_{23} = EIy_{12} + R_1 \frac{(z - d_1)^3}{3!} \quad (4.38)$$

$$EI\theta_{23} = EI\theta_{12} + R_1 \frac{(z - d_1)^2}{2!} \quad (4.39)$$

$$M_{32} = M_{12} + R_1 (z - d_1) \quad (4.40)$$

$$Q_{32} = Q_{12} + R_1 \quad (4.41)$$

Troço 34

$$EIy_{34} = EIy_{23} + R_2 \frac{(z - l_{vh} + d_1)^3}{3!} \quad (4.42)$$

$$EI\theta_{34} = EI\theta_{23} + R_2 \frac{(z - l_{vh} + d_1)^2}{2!} \quad (4.43)$$

$$M_{34} = M_{23} + R_2(z - l_{vh} + d_1) \quad (4.44)$$

$$Q_{34} = Q_{23} + R_2 \quad (4.45)$$

A formulação é semelhante para a viga horizontal superior VH2 no caso de carga 1 e 2.1, sendo a componente que corresponde ao esforço de manobra segundo a orientação da viga igual a 0 ($F_{vh} = 0$). Para o caso de carga 1 usa-se o mesmo pressuposto para determinar os esforços na viga horizontal inferior VH1. Para o caso de carga 2.1 a componente que corresponde ao esforço de manobra segundo a orientação da viga horizontal inferior VH1 é diferente de zero.

Apresenta-se na Tabela 4.10 e na Figura 4.7 os dados alusivos às propriedades mecânicas da viga horizontal inferior. Verifica-se novamente que a chapa de face interessada para o cálculo das propriedades mecânicas na zona do apoio onde está o braço é inferior à chapa de face interessada a meio vão.

Tabela 4.10 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.

Largura da viga horizontal	l_{vh}	8250	mm
Altura da alma	vh_1	1400	mm
Espessura da alma	vh_2	12	mm
Largura do banzo	vh_3	300	mm
Espessura do banzo	vh_4	30	mm
Espessura da flange	f_1	40	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ ii}$	168	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ i}$	2195	mm

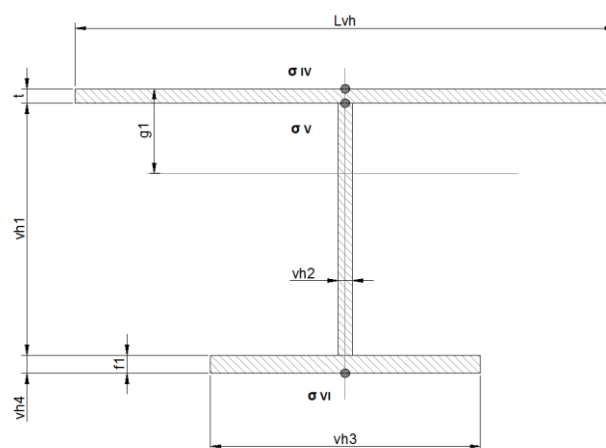


Figura 4.7 – Secção da viga horizontal.

Apresenta-se na Tabela 4.11 as tensões na viga horizontal inferior para o caso de carga 1. Verifica-se que o nível de tensões a meio vão é superior que no apoio, onde está o braço. Verifica-se a meio vão que a tensão máxima de compressão de -91 MPa ocorre a montante da chapa de face e que a tensão máxima de tração (185 MPa) ocorre na fibra mais afastada. No apoio, verifica-se uma tensão de tração de 81 MPa a montante da chapa de face e uma tensão de compressão de -43 MPa na fibra mais afastada.

Tabela 4.11 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.

				F.S
Tensão a montante para M_{vh1}	σ_{IVii}	81	MPa	4,0
Tensão a jusante para M_{vh1}	σ_{Vii}	80	MPa	4,1
Tensão máxima a jusante para M_{vh1}	σ_{VIii}	-43	MPa	7,3
Tensão a montante para M_{vh2}	σ_{IVi}	-92	MPa	3,5
Tensão a jusante para M_{vh2}	σ_{Vi}	-90	MPa	3,6
Tensão máxima a jusante para M_{vh2}	σ_{VIi}	185	MPa	1,7
Tensão de corte máxima	τ_{vh}	161	MPa	1,2

4.1.2.2 Caso de carga 2

Vigas horizontais

Apresenta-se na Tabela 4.12 e na Figura 4.7 os dados alusivos às propriedades mecânicas da viga horizontal inferior. Como a VH1 no caso de carga 1 é submetida a diferentes condições de carregamento como a carga devido ao esforço de manobra, a chapa interessada no caso de carga 2.1 é diferente.

No entanto, verifica-se novamente que a chapa de face interessada para o cálculo das propriedades mecânicas na zona do apoio onde está o braço é inferior à chapa de face interessada a meio vão.

Tabela 4.12 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.

Largura da viga horizontal	l_{vh}	8250	mm
Altura da alma	vh_1	1400	mm
Espessura da alma	vh_2	12	mm
Largura do banzo	vh_3	300	mm
Espessura do Banzo	vh_4	30	mm
Espessura da flange	f_i	40	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ ii}$	434	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ i}$	1898	mm

Apresenta-se na Tabela 4.13 as tensões na viga horizontal inferior para o caso de carga 2.1. Verifica-se uma diminuição do nível de tensões a meio vão e um aumento do nível de tensões no apoio, onde está o braço, relativamente ao caso de carga 1.

Verifica-se a meio vão que a tensão de compressão de -76 MPa ocorre a montante da chapa de face e que a tensão máxima de tração (137 MPa) ocorre na fibra mais afastada. No apoio, verifica-se uma tensão de tração de 128 MPa a montante da chapa de face e uma tensão de compressão de -89 MPa na fibra mais afastada.

Tabela 4.13 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.

				F.S
Tensão a montante para M_{vh1}	σ_{IVii}	128	MPa	2,5
Tensão a jusante para M_{vh1}	σ_{Vii}	126	MPa	2,6
Tensão máxima a jusante para M_{vh1}	σ_{VIii}	-89	MPa	3,5
Tensão a montante para M_{vh2}	σ_{IVi}	-76	MPa	4,3
Tensão a jusante para M_{vh2}	σ_{Vi}	-74	MPa	4,4
Tensão máxima a jusante para M_{vh2}	σ_{VIi}	137	MPa	2,3
Tensão de corte máxima	τ_{vhl}	161	MPa	1,2

Braços

A verificação dos braços divide-se em verificar o nível de tensões devido aos esforços actuantes de acordo [11] e em verificar a instabilidade de acordo com a [12]. A verificação dos braços consiste na verificação do pórtico formado pela viga horizontal inferior VH1 e pelos braços inferiores. Considera-se para o cálculo que a viga horizontal inferior está apoiada nos braços da comporta, suportando a carga hidráulica (q_{vh}) e a componente da acção do esforço de manobra F_{vh} . Para simplificar o cálculo dos esforços no pórtico foi necessário dividir o modelo em dois submodelos. A formulação do cálculo apresenta-se detalhada no anexo A.

Apresenta-se na Tabela 4.14 e na Figura 4.8 os dados alusivos às propriedades mecânicas do pórtico. Utilizou-se a inércia da VH1 no apoio para o CC2.1 e de valor constante.

Tabela 4.14 – Dados para o cálculo da verificação dos braços.

			[un]
Altura do braço	b_1	500	mm
Largura do braço	b_2	500	mm
Espessura do braço	b_3	20	mm
Espessura do braço	b_4	20	mm
Inércia do braço	I_1	1,48E+09	mm ⁴
Inércia da viga horizontal ($L_{vh}=434$)	I_2	1,08E+10	mm ⁴

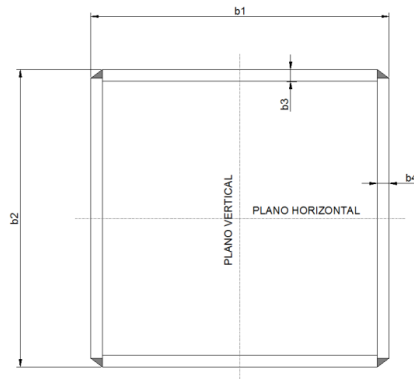


Figura 4.8 – Secção do braço.

Apresenta-se na Tabela 4.15 as tensões nos braços e na viga horizontal do pórtico inferior para o caso de carga 2.1. Verifica-se um nível de tensões de flexão baixo no braço e um ligeiro acréscimo das tensões de flexão na VH1 na zona do apoio. Verifica-se uma tensão de compressão de aproximadamente -123 MPa no braço e somando à tensão máxima de flexão -19 MPa origina uma tensão de 142 MPa. Na VH1 verifica-se no apoio uma tensão máxima de tração de 137 MPa a montante da chapa de face.

Tabela 4.15 – Tensões nos braços e na viga horizontal.

				F.S
Tensão para M_{a1}	σ_{Ma1}	9	MPa	33,6
Tensão para M_{a2}	σ_{Ma2}	-19	MPa	16,8
Tensão de compressão no braço	σ_{comp}	-123	MPa	2,5
Tensão de corte no braço	τ_b	1	MPa	252,5
Soma das tensões máximas no braço	$\Sigma\sigma$	142	MPa	2,2
Tensão a montante para M_{vh3}	σ_{IVii}	137	MPa	2,4
Tensão a jusante para M_{vh3}	σ_{Vii}	135	MPa	2,4
Tensão máxima a jusante para M_{vh3}	σ_{VIii}	-95	MPa	3,3

O modelo físico para o cálculo da instabilidade é o de uma viga sujeita aos efeitos combinados da compressão axial devido à impulsão hidráulica, da flexão no plano vertical e horizontal devido ao momento de atrito na articulação e dos momentos flectores resultantes das cargas aplicadas, como por exemplo, da ação do órgão de manobra.

A instabilidade da viga é verificada de acordo com a seguinte fórmula:

$$\frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} + \frac{\beta_{m,y} \cdot M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{\beta_{m,z} \cdot M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z + \Delta n \leq 1 \quad (4.46)$$

Sendo que:

$$\frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} \quad \text{Parcela relativa à compressão axial}$$

$$\frac{\beta_{m,y} \cdot M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y \quad \text{Parcela relativa ao plano vertical}$$

$$\frac{\beta_{m,z} \cdot M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z \quad \text{Parcela relativa ao plano horizontal}$$

Apresenta-se na Tabela 4.16 os dados para o cálculo da instabilidade. Tanto $N_{pl,d}$, $M_{pl,z,d}$ e $M_{pl,y,d}$ dependem das propriedades mecânicas do braço e sendo a geometria simétrica e as condições de fronteira iguais em ambos os planos, $k_y = k_z = 1$. O momento aplicado em torno do plano vertical obteve-se no cálculo do pórtico. O momento aplicado em torno do plano horizontal obteve-se no cálculo do momento de atrito na articulação devido ao esforço de manobra.

Tabela 4.16 – Dados para o cálculo da verificação da instabilidade.

			[un]
Força de compressão	N	4726	kN
Factor de redução de flambagem	χ	0,71	-
Força axial para o estado plástico	$N_{pl,d}$	13248	kN
Factor para o momento da encurvadura lateral para o plano vertical	$\beta_{m,y}$	1,54	-
Momento máximo no plano vertical	M_y	110,40	kN.m
Momento para o estado plástico no plano vertical	$M_{pl,y,d}$	2625	kN.m
Coefficiente de acordo com o diagrama de momentos	k_y	1	-
Factor para o momento da encurvadura lateral para o plano horizontal	$\beta_{m,z}$	1,10	-
Momento máximo no plano horizontal	M_z	150,38	kN.m
Momento para o estado plástico no plano horizontal	$M_{pl,z,d}$	2625	kN.m
Coefficiente de acordo com o diagrama de momentos	k_z	1	-
Δn (N; χ ; $N_{pl,d}$; λk)	Δn	0,04	-

Apresenta-se na Tabela 4.17 a verificação da instabilidade para o caso de carga 2.1.

Tabela 4.17 – Verificação da instabilidade.

Verificação da instabilidade	0,67
------------------------------	------

Tensões combinadas

As tensões combinadas ou tensões equivalentes Von Mises devem ser calculadas conforme a seguinte equação (4.47) e comparadas com as tensões admissíveis. A soma das tensões será efetuada segundo a tipologia tipo para tensões combinadas ilustrada na Figura 4.9 e segundo a combinação das tensões na placa, vigas verticais e horizontais e reforço horizontal.

$$\sigma_{a,b,c} = \sqrt{\sum \sigma_x^2 + \sum \sigma_y^2 - \sum \sigma_x \cdot \sum \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} \quad (4.47)$$

Placa + Viga vertical (VVC ou VVL) + Viga horizontal (VH1 ou VH2) ou Reforço horizontal

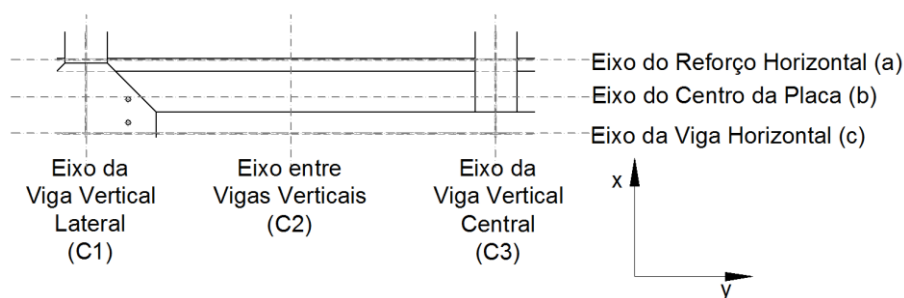


Figura 4.9 – Topologia tipo para tensões combinadas.

Apresenta-se na Tabela 4.18 as tensões combinadas para a placa P4. Esta placa é definida acima pelo eixo do reforço horizontal RH4, o reforço mais carregado e o que apresenta maior nível de tensões, pelo eixo da viga horizontal inferior VH1, que é também a viga mais carregada, e pelos eixos das vigas verticais lateral VVL e central VVC. Verifica-se que a tensão máxima de 304 MPa ocorre a jusante da chapa de face no cruzamento entre a VH1 e a VVL. Deve-se à soma das tensões de tração unidirecionais horizontais da VH1 de 135 MPa e as tensões de tração unidirecionais verticais da VVL de 40 MPa, com a tensão de corte máxima 161 MPa das duas vigas, por ser a jusante da chapa de face. Note-se que neste local não há tensão de placa.

Tabela 4.18 – Tensões combinadas – Placa P4 + Viga horizontal mais carregada (VH1) + Reforço horizontal mais carregado (RH4).

Ponto	Posição	Tensão	A MONTANTE						A JUSANTE							
			Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σc	F.S	Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σc	F.S
C1	a	σy	0	0	86	0	86	84	3,8	0	0	74	0	74	111	2,9
		σx	0	0	0	4	4			0	0	0	4	4		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	49	0	49		
	b	σy	116	0	0	0	116	101	3,2	-116	0	0	0	-116	157	2,1
		σx	35	0	0	21	56			-35	0	0	21	-14		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	65	65			
	c	σy	0	137	0	0	137	122	2,7	0	135	0	0	135	304	1,1
		σx	0	0	0	41	41			0	0	0	40	40		
		τ	0	0	0	0	0			0	161	0	0	161		
C2	a	σy	51	-64	-40	0	-54	202	1,6	-51	-63	-33	0	-146	212	1,5
		σx	170	0	0	0	170			-170	0	0	0	-170		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
	b	σy	-25	-64	0	0	-90	87	3,7	25	-63	0	0	-37	177	1,8
		σx	-85	0	0	0	-85			85	0	0	0	85		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
	c	σy	51	-64	0	0	-13	177	1,8	-51	-63	0	0	-113	205	1,6
		σx	170	0	0	0	170			-170	0	0	0	-170		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
C3	a	σy	0	-92	119	0	27	25	13,0	0	-90	100	0	11	97	3,3
		σx	0	0	0	6	6			0	0	0	6	6		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	56	0	56		
	b	σy	116	-92	0	0	24	58	5,5	-116	-90	0	0	-206	258	1,2
		σx	35	0	0	32	66			-35	0	0	31	-4		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	92	92			
	c	σy	0	-92	0	0	-92	132	2,4	0	-90	0	0	-90	130	2,5
		σx	0	0	0	60	60			0	0	0	59	59		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		

Apresenta-se na Tabela 4.19 as tensões combinadas para a placa P16. Esta placa é definida acima pelo eixo do reforço horizontal RH16, pelo eixo da viga horizontal superior VH2 e pelos eixos das vigas verticais lateral VVL e central VVC. Verificam-se duas tensões distintas das restantes. Verifica-se uma tensão a montante elevada de 301 MPa no ponto definido pelo eixo entre vigas verticais e o eixo do reforço horizontal RH16. Deve-se à soma das tensões de compressão unidirecionais da viga horizontal VH2 de -53 MPa e do reforço horizontal RH16 de -24 MPa com as tensões de tração de placa de 93 MPa e de 309 Mpa. Verifica-se também uma tensão a jusante máxima de 312 MPa no ponto definido pelo eixo da viga vertical central VVC e o eixo ao centro da placa. Deve-se à soma das tensões de compressão unidirecionais da viga horizontal VH2 de -74 MPa e da tensão de tração viga vertical central VVC de 97 MPa mais a tensão de corte de 41 MPa com as tensões de compressão de placa de -212 MPa e de -64 MPa.

Tabela 4.19 – Tensões combinadas – Placa mais carregada P16 + Viga horizontal (VH2) + Reforço horizontal (RH16).

Ponto	Posição	Tensão	A MONTANTE							A JUSANTE						
			Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S	Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S
C1	a	σ_y	0	0	61	0	61	56	5,7	0	0	51	0	51	86	3,7
		σ_x	0	0	0	51	51			0	0	0	50	50		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	40	0	40		
	b	σ_y	212	0	0	0	212	185	1,7	-212	0	0	0	-212	219	1,5
		σ_x	64	0	0	67	130			-64	0	0	66	2		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	29	29		
	c	σ_y	0	68	0	0	68	78	4,1	0	67	0	0	67	241	1,3
		σ_x	0	0	0	86	86			0	0	0	84	84		
		τ	0	0	0	0	0			0	132	0	0	132		
C2	a	σ_y	93	-53	-24	0	16	301	1,1	-93	-52	-18	0	-162	268	1,2
		σ_x	309	0	0	0	309			-309	0	0	0	-309		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		
	b	σ_y	-46	-53	0	0	-99	135	2,4	46	-52	0	0	-5	157	2,1
		σ_x	-154	0	0	0	-154			154	0	0	0	154		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		
	c	σ_y	93	-53	0	0	40	291	1,1	-93	-52	0	0	-144	291	1,1
		σ_x	309	0	0	0	309			-309	0	0	0	-309		
		τ	0	0	0	0	0			0	66	0	0	66		
C3	a	σ_y	0	-76	80	0	4	73	4,4	0	-74	66	0	-8	111	2,9
		σ_x	0	0	0	75	75			0	0	0	74	74		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	46	0	46		
	b	σ_y	212	-76	0	0	136	151	2,1	-212	-74	0	0	-286	312	1,0
		σ_x	64	0	0	98	162			-64	0	0	97	33		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	41	41		
	c	σ_y	0	-76	0	0	-76	177	1,8	0	-74	0	0	-74	173	1,9
		σ_x	0	0	0	126	126			0	0	0	124	124		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		

4.2 Verificação por Elementos Finitos

A verificação por elementos finitos da comporta segmento abrange todos os casos de carga e está detalhada no Anexo B.

É apresentada a verificação por elementos finitos das tensões combinadas ou equivalentes Von Mises para cada elemento estrutural com quadros resumo das tensões.

4.2.1 Considerações gerais

Pontos de concentração de tensões

Nota-se que pontualmente verificam-se nos cantos dos banzos das vigas e na ligação dos braços ao tabuleiro concentrações de tensões que ultrapassam as tensões admissíveis da Norma DIN 19704 [2]. Estas tensões são motivadas por descontinuidades geométricas e são inevitáveis. Nestes locais e caso as tensões atinjam o limite elástico, por deformação plástica, verifica-se uma redistribuição de tensões. Os códigos EN 13445 e ASME VIII abordam o cálculo de equipamentos por elementos finitos - onde este tipo de tensões aparecem como sendo $(P_m \text{ ou } P_L) + P_b + Q + F$ e portanto a soma das tensões primária geral de membrana ou primária geral de flexão, primária local de membrana, secundária de membrana ou flexão e localizadas em regiões com concentrações de tensões e descontinuidades estruturais - e prevêem um limite para estas tensões da ordem dos 3xtensão admissível normal, sendo a tensão admissível calculada $\min\left(\frac{\text{yield stress}}{1,5}, \frac{\text{Tensile Stress}}{2,4}\right)$.

Estas tensões não serão consideradas nos mapas resumo de tensões equivalentes visto que a Norma DIN 19704 [2] não determina para o critério das tensões admissíveis o cálculo por elementos finitos.

4.2.2 Resultados

4.2.2.1 Caso de carga 1

Apresenta-se na Figura 4.10 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 1.

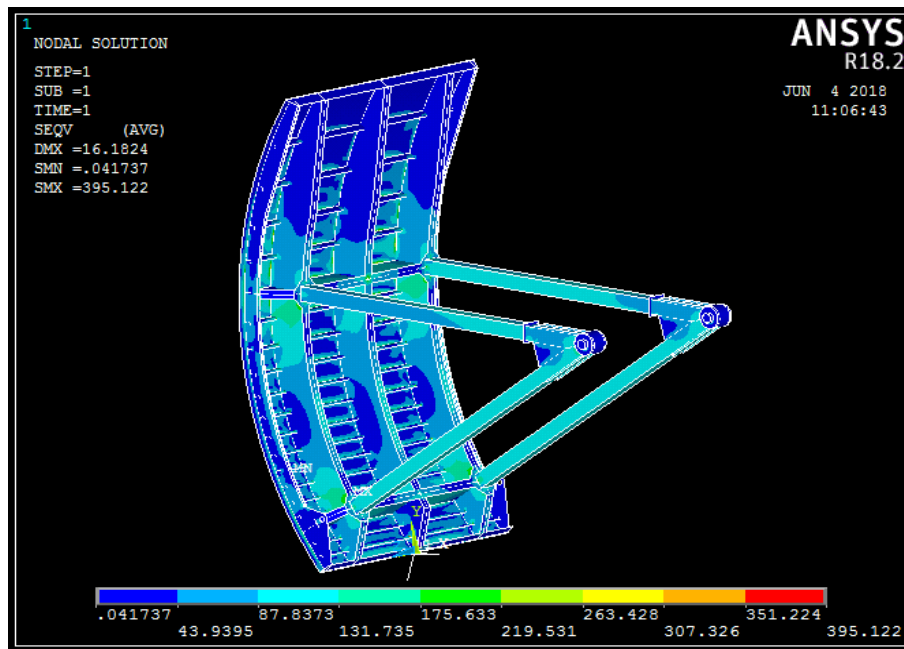


Figura 4.10 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC1

Na chapa de face verificam-se tensões mais elevadas nas zonas de ligação às vigas verticais. Nos reforços horizontais verificam-se tensões mais elevadas nas zonas de ligação com as almas das vigas verticais. Nas vigas verticais e horizontais verificam-se tensões mais elevadas na zona de ligação com os braços. Destaca-se um valor máximo de aproximadamente 395 MPa que não foi considerado para o quadro resumo. Este valor deve-se à passagem do esforço de compressão entre 4 pontos formados pelas almas das vigas e a secção do braço, originando um ponto de concentração de tensões. Estas tensões correspondem a pontos de concentração de tensões por descontinuidade geométricas. Caso e quando se atinja o limite elástico verificar-se-á uma redistribuição das tensões por cedência do material. Na viga vertical secundária lateral verificam-se tensões mais elevadas na zona de ligação com a viga horizontal superior. Devido à condição de fronteira imposta na soleira, mesmo estando a estrutura apoiada no sentido perpendicular ao plano da soleira, verifica-se uma sollicitação adicional entre os reforços verticais e os banzos da viga. Ao retirar esta condição fronteira verifica-se somente

o efeito do esforço devido à pressão hidrostática à volta dos braços, manifestando-se de forma uniforme até à chapa de face.

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível, como apresentado na Tabela 4.21.

Tabela 4.20 – Tensões Equivalentes Von Mises – CCI

Caso de carga 1	Tensões (MPa)		CS
	Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises			
Chapa de face	306	323	1,06
Reforços horizontais	251	323	1,29
Vigas horizontais/ Verticais Alma	281	323	1,15
Vigas horizontais/ Verticais Banzo	184	314	1,71
Vigas verticais laterais Alma/ Banzo	232	323	1,39
Braços	121	314	2,60
Reforço inferior	142	314	2,21
Reforço superior	44	314 </td <td>7,14</td>	7,14

4.2.2.2 Caso de carga 2.1

Apresenta-se na Figura 4.11 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 2.1.

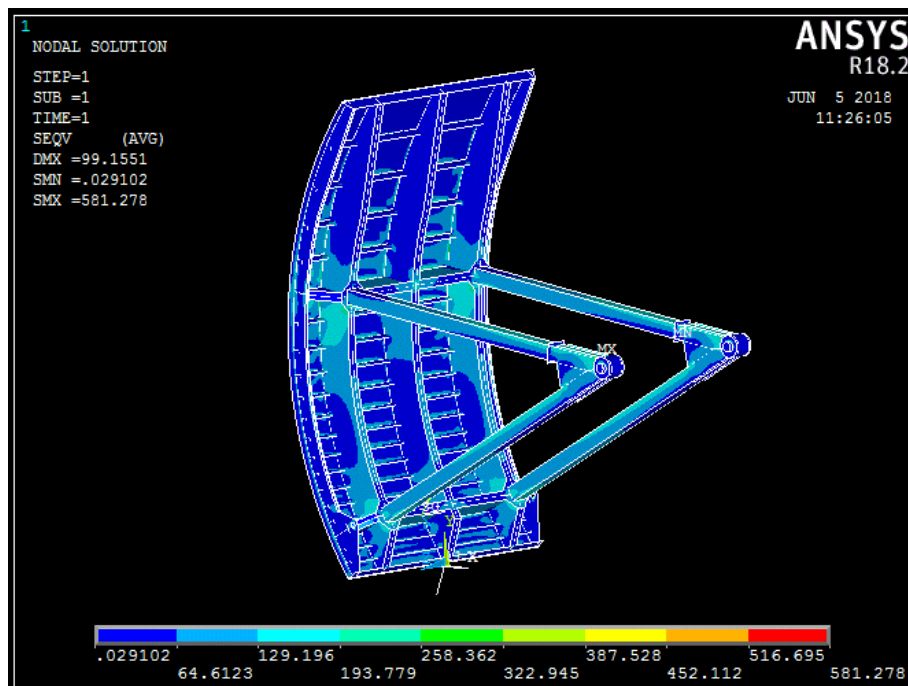


Figura 4.11 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.1

Verifica-se que a estrutura está a ser solicitada pelo efeito do esforço de manobra em abertura.

Verifica-se um aumento significativo do nível de tensões nos elementos estruturais como as vigas horizontais e verticais e os braços, nomeadamente na zona de ligação aos braços, e verifica-se o mesmo nível de tensões para os restantes elementos estruturais relativamente ao caso de carga 1.

Destaca-se um valor máximo aproximado de 581 MPa que não foi considerado para o quadro resumo. Este valor deve-se à condição fronteira imposta na articulação e à passagem do esforço de compressão na zona superior do munhão devido ao movimento de abertura.

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível como apresentado na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.1

Caso de carga 2.1	Tensões (MPa)		CS
	Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises			
Chapa de face	304,6	323	1,06
Reforços horizontais	257	323	1,26
Vigas horizontais/ Verticais Alma	321	323	1,01
Vigas horizontais/ Verticais Banzo	218	314	1,44
Vigas verticais laterais Alma/ Banzo	245	323	1,32
Braços	218	314	1,44
Reforço inferior	160	314	1,96
Reforço superior	74	314	4,24

4.2.2.3 Caso de carga 2.2

Apresenta-se na Figura 4.12 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 2.2.

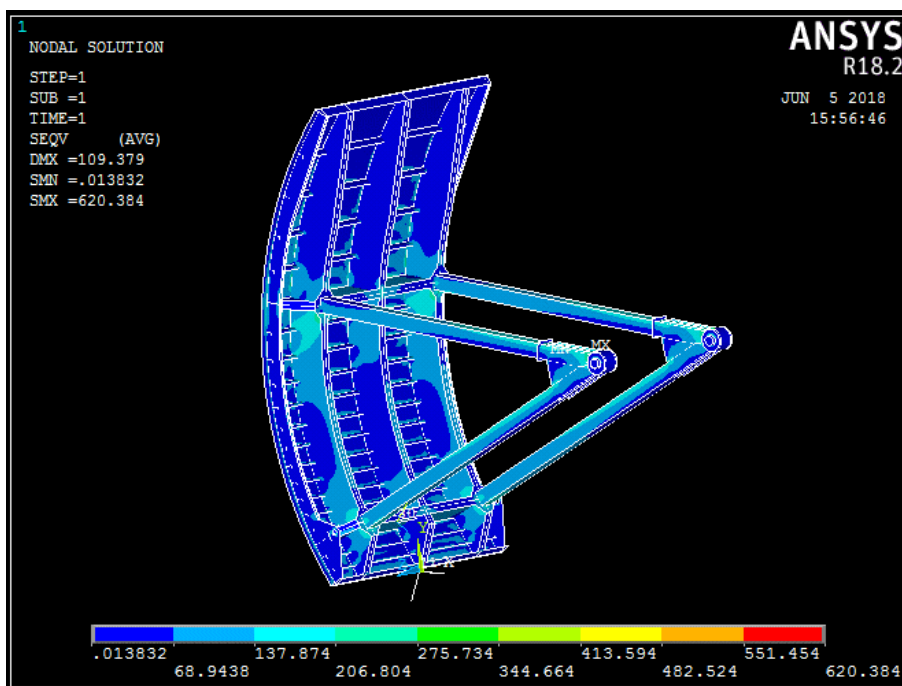


Figura 4.12 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.2

Verifica-se novamente que a estrutura está a ser solicitada pelo efeito do esforço de manobra em abertura.

Verifica-se um ligeiro aumento do nível de tensões nos elementos estruturais relativamente ao caso de carga 2.1. Destaca-se um valor máximo aproximado de 620 MPa que não foi considerado para o quadro resumo. Este valor deve-se à condição fronteira imposta na articulação e à passagem do esforço de compressão na zona superior do munhão devido ao movimento de abertura.

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível, como verificado na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.2

Caso de carga 2.2		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Chapa de face		304	323	1,06
Reforços horizontais		255	323	1,27
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	323	323	1,00
Vigas horizontais/ Verticais	Banzo	215	314	1,46
Vigas verticais laterais	Alma/ Banzo	254	323	1,27
Braços		230	314	1,37
Reforço inferior		165	314	1,90
Reforço superior		74	314	4,24

4.2.2.4 Caso de carga 3.1

Apresenta-se na Figura 4.13 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 3.1c o mais desfavorável.

Verifica-se que a estrutura está a ser solicitada pelo efeito do esforço lateral.

Verifica-se que os únicos elementos estruturais resistentes ao deslocamento imposto lateral são as vigas verticais e laterais e os braços. Verifica-se uma transmissão de esforços ao longo dos dois pórticos, superior e inferior, desde o local onde é imposto o deslocamento percorrendo o braço até ao tabuleiro. Verifica-se que também uma simetria das tensões equivalentes com o eixo da comporta.

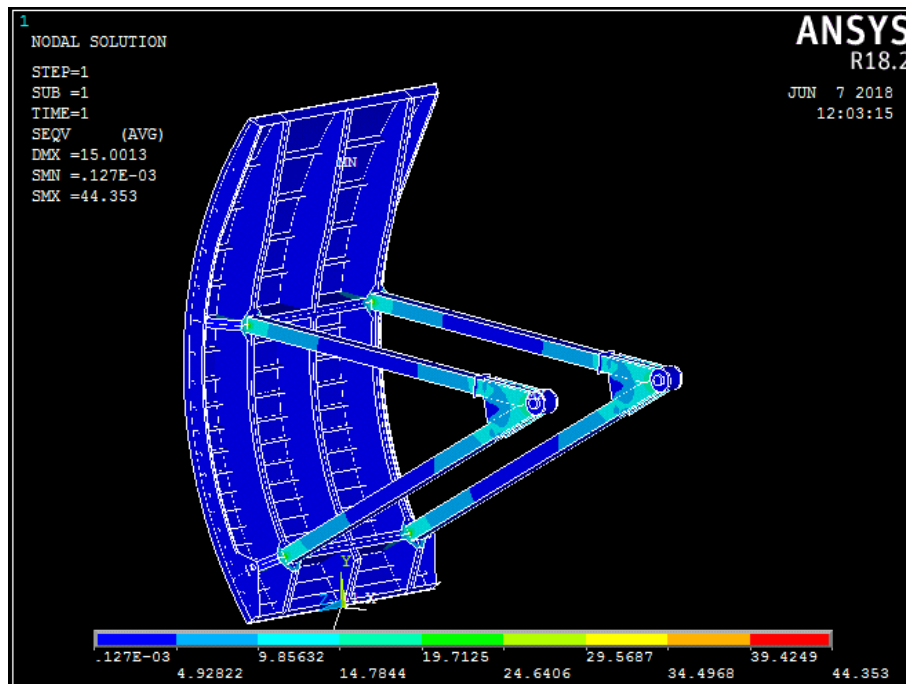


Figura 4.13 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1c

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível, como apresentado em Tabela 4.23.

Tabela 4.23 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1

Caso de carga 3.1a		Tensões (MPa)		CS
Tensões equivalentes Von Mises		Valor	Adm.	
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	11	323	29,36
Braços		10	314	33,05
Caso de carga 3.1b		Tensões (MPa)		CS
Tensões equivalentes Von Mises		Valor	Adm.	
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	23	323	14,04
Braços		19	314	16,53
Caso de carga 3.1c		Tensões (MPa)		CS
Tensões equivalentes Von Mises		Valor	Adm.	
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	35	323	9,23
Braços		29	314	10,83

4.2.2.5 Caso de carga 3.2

Apresenta-se na Figura 4.14 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 3.2.

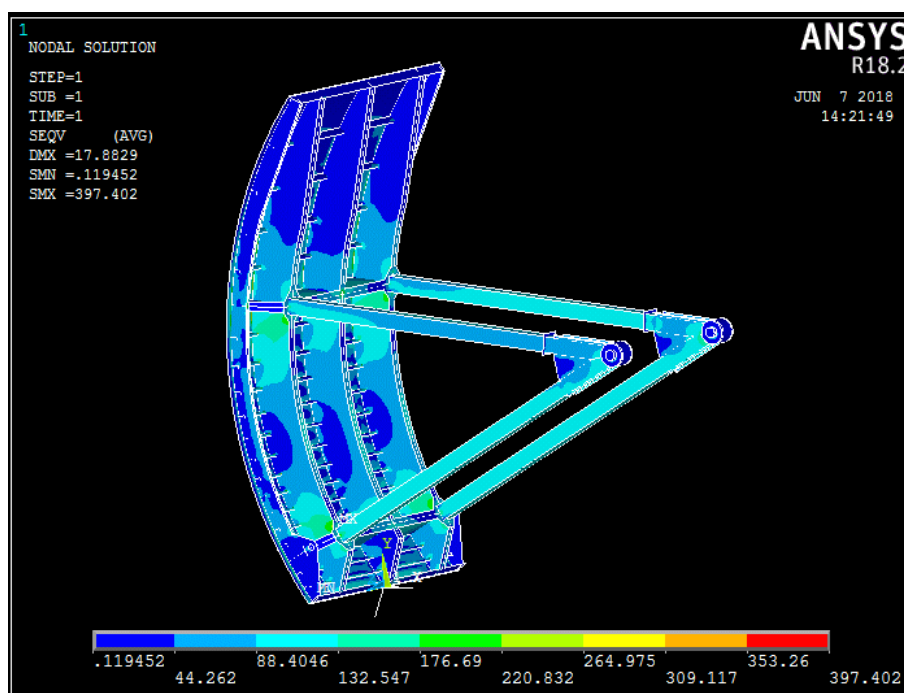


Figura 4.14 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.2

Verifica-se que no caso de carga 3.2 o nível de tensões é igual em todos os elementos estruturais, até nos elementos mencionados no caso de carga 3.1. Deve-se ao facto do esforço lateral não estar a

solicitar os elementos do pórtico de tal forma a que o esforço seja relevante relativamente ao caso de carga 1.

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível.

Tabela 4.24 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.2

Caso de carga 3.2	Tensões (MPa)		CS
	Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises			
Vigas horizontais/ Verticais Alma	281	323,0	1,15
Braços	121	314,0	2,60

4.2.2.6 Caso de carga 3.3

Apresenta-se na Figura 4.15 a comporta segmento com as tensões equivalentes para o caso de carga 3.3.

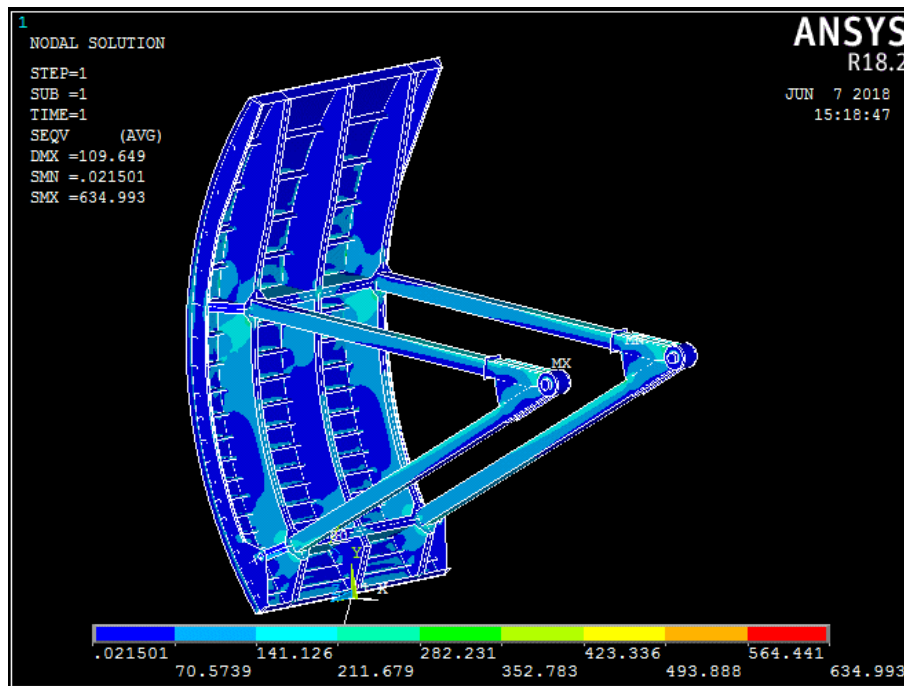


Figura 4.15 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.3

Verifica-se que no caso de carga 3.3 o nível de tensões é igual em todos os elementos estruturais, relativamente ao caso de carga 2.2, excepto nos braços. Verifica-se um aumento do nível de tensões do braço próximo do tabuleiro devido ao esforço lateral.

Os valores das tensões equivalentes von Mises encontram-se dentro do admissível, como verificado em Tabela 4.25.

Tabela 4.25 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.3

Caso de carga 3.3		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	323	323,0	1,00
Braços		241	314,0	1,30

4.3 Discussão de resultados

As tensões mais elevadas verificam-se sempre nas zonas de ligação dos braços, em especial entre os braços e o munhão, e entre os braços e as vigas verticais e horizontais. São tensões relacionadas com a passagem do esforço de compressão, a que os braços estão sujeitos, para a articulação e a passagem do esforço de compressão dos elementos estruturais para os braços, respetivamente. Têm a ver com a concentração de tensões provocada pela variação abrupta das secções do braço para o munhão e para as vigas do tabuleiro.

Note-se que no pior caso de carga 3.3 a tensão entre o braço e as vigas é de 546 MPa. Se considerarmos que esta tensão como sendo uma tensão só de compressão e multiplicando pela área das espessuras da alma (12mm) e do braço (20mm) obtemos uma força de aproximadamente 131 kN. Considerando a espessura da flange de 40 mm e que a transmissão dos esforços entre aço é igual a $\tan 45^\circ \times 2 \times 12\text{mm} + 40\text{mm}$ obtemos, na verdade, uma área de transmissão da carga de 768 mm² ao invés de 240 mm². Assim a tensão nos pontos de concentração referidos seria aproximadamente de 170 Mpa.

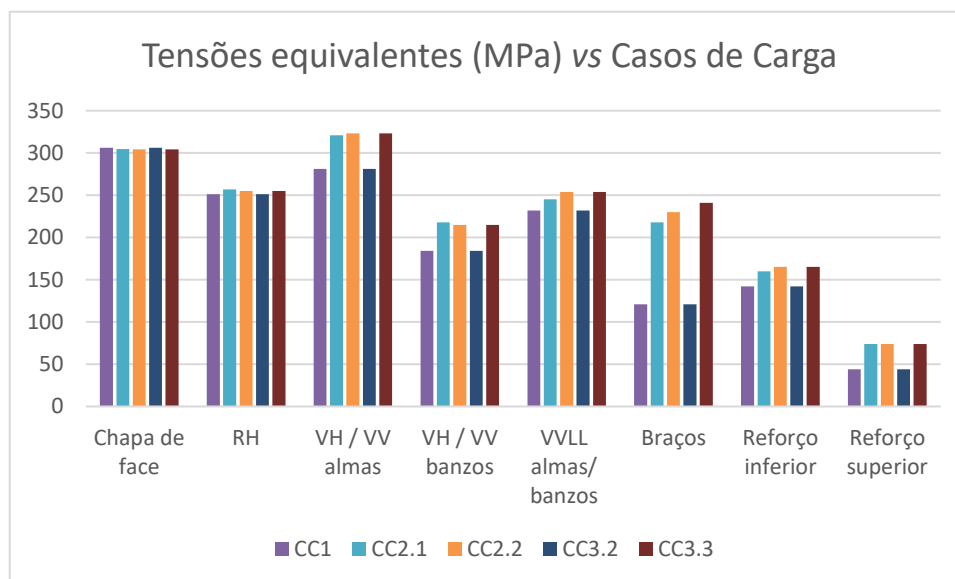
Note-se que no único caso de carga sem pressão hidrostática (caso de carga 3.1) verifica-se, de igual modo, tensões elevadas. Neste caso estas tensões devem-se ao esforço lateral imposto na articulação.

Pontualmente verificam-se outras tensões elevadas que não foram consideradas nos mapas resumo, sendo possível visualizá-las nas figuras, nomeadamente nos reforços horizontais e nos braços. Essas tensões correspondem, mais uma vez, a situações localizadas em zonas de alteração de espessura ou por descontinuidade geométrica, a pontos de concentração de tensões em zonas singulares, que atingindo o limite elástico, por deformação plástica local, são redistribuídas, pelo que não foram consideradas.

Na tabela resumo, Tabela 4.26, constata-se a variação das tensões dos elementos estruturais os casos de carga relevantes.

Verifica-se um acréscimo de tensões nos braços e nas vigas principais para os Casos de Carga 2 e 3.3 devido ao efeito do esforço de manobra. Verifica-se um acréscimo de tensões nos braços e nas vigas principais para os Casos de Carga 2 e 3.3 devido ao efeito do esforço de manobra.

Tabela 4.26 – Tensões Equivalentes Von Mises (MPa) vs Casos de carga



Verifica-se um acréscimo de tensões nos braços e nas vigas principais para os Casos de Carga 2 e 3.3 devido ao efeito do esforço de manobra.

O esforço de manobra é dependente do atrito no casquilho das chumaceiras. Com o aumento do coeficiente de atrito no casquilho aumenta o esforço de manobra e conseqüentemente aumentam as tensões.

Os coeficientes de atrito considerados para o casquilho de bronze são 0,15 e 0,30. Sendo que o valor de 0,15 é o valor usual para casquilhos novos e o valor de 0,30 é um valor também usual para casquilhos degradados.

Verificam-se igualmente tensões elevadas nos braços para o Caso de Carga 3.3 devido à combinação do esforço de manobra e do efeito do esforço lateral. No entanto, comparando o Caso de carga 3.2 com o Caso de Carga 1, e apesar do efeito do esforço lateral, verifica-se que o nível de tensões mantém-se. Note-se que o sentido do deslocamento imposto na articulação tem um efeito positivo no comportamento da estrutura reduzindo os momentos nos apoios entre a viga horizontal e os braços. Note-se que com a abertura da posição das articulações o momento flector nas extremidades da viga horizontal com os braços, que é ligeiramente superior ao momento à esquerda, é atenuado, evidenciando melhorias na estrutura para situações em que este tipo de equipamentos não esteja a ser manobrado com órgão de manobra nas extremidades da comporta.

No Caso de carga 3.3 verifica-se o efeito contrário. Como o esforço de manobra está aplicado na extremidade da viga horizontal, criando o momento em torno do braço, e como o deslocamento da

articulação origina no braço uma rotação de sentido contrário ao momento imposto pela acção do esforço de manobra, as tensões aumentam na viga horizontal. Estas tensões tendem a aumentar com o aumento do deslocamento imposto pela montagem da articulação fora do ponto teórico.

Relativamente à chapa de face não se verificam alterações ao nível das tensões máximas em todos os casos de carga. Note-se que a tensão máxima de placa pode atingir o valor 1,2x o valor da tensão admissível de acordo com [2] para carregamentos pulsados.

Em resumo verifica-se que para os casos normais de funcionamento a estrutura apresenta valores de tensões máximas dentro dos limites admissíveis.

Nos casos em que se considera simultaneamente as condições expectáveis de funcionamento e condições após comissionamento (caso de carga 3.3), ou seja esforços laterais impostos, ou esforços adicionais provocados por montagem da articulação fora do plano teórico, e aumento do atrito nos munhões, devido à deterioração expectável dos casquilhos de bronze, os valores das tensões máximas aproximam-se dos limites admissíveis.

Comparando as tensões combinadas da placa obtidas no cálculo analítico, com as tensões equivalentes obtidas na análise por elementos finitos verifica-se que em valores absolutos as tensões são iguais. Apesar das tensões máximas ocorrerem na mesma zona (placa 16), acima da viga horizontal superior, os pontos no entanto não são coincidentes. Deve-se ao facto da análise por elementos finitos abranger aspectos como a deformação global de todos os componentes estruturais, tal como a rigidez à deformação dos mesmos. Analiticamente o ponto com maior tensão da placa ocorre na placa 16 no eixo da viga vertical central e pela análise de elementos finitos a tensão da placa máxima ocorre na mesma placa mas no eixo da viga vertical lateral perto da ligação com o braço. Considera-se que as tensões dos restantes elementos estruturais estão dentro do esperado, sabendo-se que se considera no cálculo analítico que a flexão plana de vigas rectas contempla condições de fronteira nos apoios com deslocamentos nulos conduzindo a valores quantitativos não totalmente coincidentes com os valores obtidos na análise por elementos finitos.

Tendo em consideração o cálculo da instabilidade de acordo com [12] e adotando a existência dos valores tensão dos braços perto do tabuleiro e perto da ligação ao munhão, retirando os pontos de concentração de tensões, obtém-se através da equação (4.46) a verificação da instabilidade através dos valores obtidos pela análise de elementos finitos a seguinte fórmula:

$$\frac{\sigma_{comp}}{\sigma_{adm}} + \frac{\beta_{m,y} \cdot \sigma_y \cdot I_y}{Cg_y \cdot M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{\beta_{m,z} \cdot \sigma_z \cdot I_z}{Cg_y \cdot M_{pl,z,d}} \cdot k_z + \Delta n \leq 1 \quad (4.48)$$

Verifica-se na Tabela 4.27 que o caso de carga mais gravoso para a verificação da instabilidade corresponde igualmente ao caso de carga que conduz a tensões mais altas (Caso de carga 3.3).

É evidente a variação da instabilidade dos braços devido ao efeito do esforço de manobra quantificando-se relativamente ao Caso de carga 1 de mais aproximadamente 20%, quando o coeficiente de atrito considerando para o casquilho de bronze é de 0,15, e de aproximadamente mais 30%, quando o coeficiente de atrito é de 0,30 devido à deterioração expectável dos casquilhos.

Tabela 4.27 – Verificação da instabilidade vs Casos de carga

Casos de Carga	Tensão de compressão (Mpa)	Parcela relativa à compressão axial	Tensão de flexão vertical (Mpa)	Parcela relativa ao plano vertical	Tensão de flexão horizontal (Mpa)	Parcela relativa ao plano horizontal	Δn	Verificação da instabilidade
CC1	115	0,468	14	0,024	18	0,028	0,04	0,56
CC2.1	155	0,631	18	0,034	19	0,031	0,03	0,73
CC2.2	168	0,684	18	0,036	20	0,034	0,03	0,78
CC3.1a	0	0,000	10	0,018	3	0,007	0,00	0,03
CC3.1b	0	0,000	21	0,038	6	0,015	0,00	0,05
CC3.1c	0	0,000	32	0,057	9	0,022	0,00	0,08
CC3.2	115	0,468	15	0,026	18	0,027	0,04	0,56
CC3.3	168	0,684	18	0,037	18	0,040	0,03	0,79

Capítulo 5 Conclusões

Os novos casos de carga demonstram que os elementos estruturais mais suscetíveis são os braços e as vigas horizontais e verticais. Os elementos estruturais menos suscetíveis são a chapa de face e os reforços horizontais. O nível de tensões nos elementos suscetíveis aumenta aproximadamente 13% e 50% nas vigas e nos braços respetivamente, comparando o caso de carga 3.3 com o caso de carga 1. Relativamente à instabilidade dos braços verificou-se uma variação de 20% e 30% para caso de carga 2.1 e o caso de carga 3.3 respetivamente, comparando com o caso de carga 1.

Os cálculos apresentados demonstram que o equipamento respeita as condições técnicas contratuais, apresentando níveis de pressões e tensões inferiores aos admissíveis.

O âmbito definido para este trabalho foi o de verificar a estrutura de uma comporta segmento nas reais condições de funcionamento. Além das condições normais de funcionamento, condições definidas durante o projeto inicial ou definidas num projeto de alteração, foram consideradas condições após comissionamento, previsíveis ou detetadas.

Foram comparados os níveis de tensões verificados, para os casos de carga de projeto e para os casos de carga futuros, níveis de tensões desencadeados pelo próprio funcionamento e normal utilização, e níveis de tensões desencadeados por montagens fora dos planos teóricos para qual o equipamento foi inicialmente projetado.

Para o efeito foram verificados e analisados vários casos de carga que tentam contemplar essas condições, condições normais de funcionamento, condições espectáveis e condições após comissionamento.

O dimensionamento estrutural em fase projeto foi o adequado às condições reais de funcionamento dos equipamentos, criando-se sucessivos casos de carga que tentam representar e incorporar na análise as diversas condições de funcionamento. A metodologia de dimensionamento suporta-se no cálculo analítico, eventualmente recorrendo a ferramentas de cálculo, e recorre à modelação CAD, transpondo e recorrendo ao cálculo por elementos finitos FEA para validação e para visualização do comportamento global de toda a estrutura.

Especial atenção foi dada à deterioração de alguns materiais, deterioração que é inevitável embora o seu grau ou intensidade sejam de difícil previsão ou medida. Nomeadamente foi analisado em detalhe o esforço de manobra, dependente do atrito no casquilho das chumaceiras, e sua evolução com o aumento do coeficiente de atrito no casquilho.

Foram comparadas as tensões combinadas da placa obtidas no cálculo analítico com as tensões equivalentes obtidas na análise por elementos finitos. Verificou-se que em valores absolutos as tensões são iguais. Verificou-se no entanto que, apesar das tensões máximas ocorrerem na mesma zona, os pontos no entanto não são totalmente coincidentes. Esta não coincidência deve-se ao facto da análise por elementos finitos ter a capacidade para abranger e englobar vários aspectos dos vários elementos estruturais, nomeadamente a deformação ou rigidez à deformação de todos os componentes estruturais de forma global.

Também foi dado relevo à instabilidade, tendo ficado evidente a variação da instabilidade dos braços devido ao efeito do esforço de manobra, em particular quando o coeficiente de atrito considerando para o casquilho aumentar devido à espectável deterioração. Para este caso específico, verificou-se para o deslocamento lateral imposto na articulação em abertura em relação ao eixo da comporta e para os casos de carga sem esforço de manobra, o nível de tensões gerais nos braços e nas vigas é semelhante. O sentido do deslocamento imposto na articulação tem um efeito positivo no comportamento da estrutura reduzindo os momentos nos apoios entre a viga horizontal e os braços. Perante estes dados constata-se que a comporta está na fronteira de configuração entre braços planos ou braços inclinados. No entanto, para situações em que o deslocamento lateral imposto na articulação em abertura em relação ao eixo da comporta e para os casos de carga sem esforço de manobra, o nível de tensões aumenta nos braços e nas vigas horizontais nos lados onde está imposto a acção do esforço de manobra. Como o esforço de manobra está aplicado na extremidade da viga horizontal, criando o momento em torno do braço, e como o deslocamento da articulação origina no braço uma rotação de sentido contrário ao momento imposto pela acção do esforço de manobra, as tensões aumentam na viga horizontal. Estas tensões tendem a aumentar com o aumento do deslocamento imposto pela montagem da articulação fora do ponto teórico.

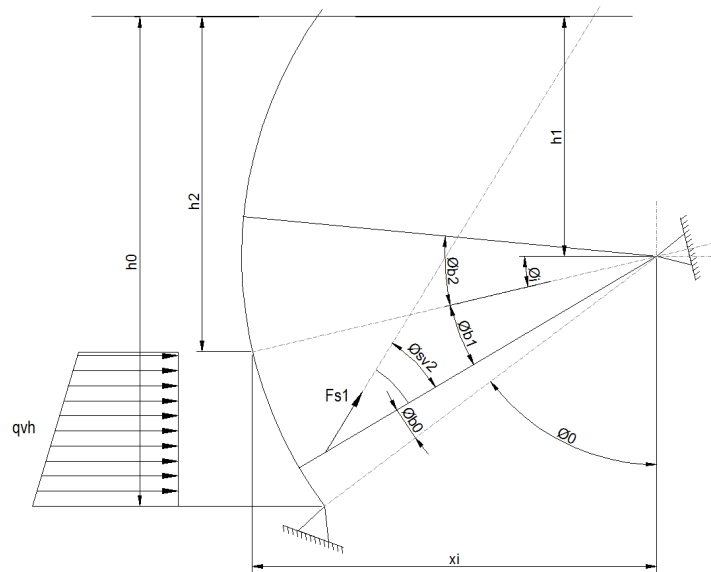
No que diz respeito às tolerâncias de montagem de uma articulação para uma comporta radial exigidas pela Norma DIN 19704 [2], o requisito de tolerância de ± 4 mm - tolerância máxima para o deslocamento lateral imposto em questão - revela um enquadramento de considerável exigência depois destas verificações.

Os objetivos definidos inicialmente foram cumpridos, tendo o trabalho apresentado uma metodologia de verificação de uma comporta segmento, recorrendo à comparação entre cálculo analítico e de elementos finitos, e considerando factores que só recentemente vários estudos da comunidade revelam não poderem ser minimizados.

Referências

- [1] ANA, Programa Nacional de Barragens de Elevado Potencial Hidroelétrico (PNBEPH), Agência Portuguesa do Ambiente, 2007.
- [2] D. I. Normen, DIN 19704-1, Hydraulic Steel Structures, Part 1: Criteria for Design and Calculation: DIN, 1976/1986/2014.
- [3] P. Erbisti, Comportas Hidráulicas, Rio de Janeiro: Interciência, 2002.
- [4] C. K. Sehgal, "Design Guidelines for Spillway Gates," *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 122, 1996.
- [5] U. A. Corps, "Design of Spillway Tainter Gates," 2000.
- [6] U. Army, "Design of Hydraulic Steel Structures," 2014.
- [7] B. E. K. Fosker, "Strain gauge measurements of friction on radial dam gate bearings," *Norconsult*, 2002.
- [8] E. Standards, EN 10025 - Hot rolled products of structural steels, 2005.
- [9] E. Standards, EN 10088-3, Stainless steels. Technical delivery conditions, 2014.
- [10] NBR 8883 – Cálculo e Fabricação de Comportas hidráulicas, 2008.
- [11] W. Y. a. R. Budynas, Roark's Formulas for Stress and Strain, McGraw-Hill , 2011.
- [12] DIN 18800-1, Structural Steelwork - Design and Construction, November 1990.

Anexo A – Verificação Analítica



Índice

1.	Caso de carga 1	85
1.1.	Condições de carga.....	85
1.2.	Chapa de face	86
1.2.1	Resultados	86
1.3.	Reforços horizontais.....	88
1.3.1	Resultados	90
1.4.	Viga vertical principal central	92
1.4.1	Resultados	95
1.5.	Viga vertical principal lateral	96
1.5.1	Resultados	97
1.6.	Viga vertical secundária lateral	98
1.6.1	Resultados	100
1.7.	Viga horizontal inferior.....	101
1.7.1	Resultados	104
2.	Caso de carga 2.1	105
2.1.	Condições de carga.....	106
2.2.	Viga horizontal inferior VH1	106
2.2.1	Resultados	108
2.3.	Viga horizontal superior VH2 – Casos 1 e 2.1.....	109
2.3.1	Resultados	109
2.4.	Braços.....	110
2.4.1	Verificação à flexão	110
2.4.2	Resultados	114
2.4.3	Verificação da instabilidade	115
2.4.4	Resultados	116
2.5.	Tensões combinadas.....	117
2.5.1	Resultados	117

Índice de Figuras

Figura A-1 – Carregamento e condições fronteira para o CC1.....	85
Figura A-2 – Modelo para verificação da chapa de face.....	86
Figura A-3 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos dos reforços horizontais.	88
Figura A-4 – Secção do reforço horizontal.	88
Figura A-5 – Secção da viga vertical principal.....	92
Figura A-6 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical principal central.....	93
Figura A-7 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical principal lateral.....	97
Figura A-8 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical secundária lateral.....	99
Figura A-9 – Secção da viga horizontal.....	101
Figura A-10 – Condições para o cálculo da viga horizontal.....	102
Figura A-11 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga horizontal inferior VH1 para CC1.....	102
Figura A-12 – Carregamento e condições fronteira para o CC2.1.....	106
Figura A-13 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.....	107
Figura A-14 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos para verificação dos braços à flexão.	111
Figura A-15 – Secção do braço.....	112
Figura A-16 – Topologia tipo para tensões combinadas.....	117

Índice de Tabelas

Tabela A-1 – Caso de Carga 1.....	85
Tabela A-2 – Dados para o cálculo das tensões de placa.....	86
Tabela A-3 – Resumo das tensões de placa.....	87
Tabela A-4 – Dados comuns para o cálculo das tensões nos reforços horizontais.....	90
Tabela A-5 – Dados para o cálculo das tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.....	90
Tabela A-6 – Dados para o cálculo das tensões no reforço horizontal adjacente à placa 16.....	91
Tabela A-7 – Tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.....	91
Tabela A-8 – Tensões no reforço horizontal adjacente à placa 16.....	92
Tabela A-9 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical principal central.....	95
Tabela A-10 – Tensões na viga vertical principal central.....	96
Tabela A-11 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical principal lateral.....	98
Tabela A-12 – Tensões na viga vertical principal lateral.....	98
Tabela A-13 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.....	100
Tabela A-14 – Tensões na viga vertical secundária lateral.....	101
Tabela A-15 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.....	104
Tabela A-16 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.....	105
Tabela A-17 – Caso de Carga 2.1.....	105
Tabela A-18 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1....	108
Tabela A-19 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.....	109
Tabela A-20 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal superior VH2.....	109
Tabela A-21 – Tensões na viga horizontal superior.....	110
Tabela A-22 – Dados para o cálculo da verificação dos braços à flexão.....	114
Tabela A-23 – Tensões nos braços e na viga horizontal.....	115
Tabela A-24 – Dados para o cálculo da verificação da instabilidade.....	116
Tabela A-25 – Verificação da instabilidade.....	116
Tabela A-26 – Tensões combinadas – Placa P4 + Viga horizontal mais carregada (VH1) + Reforço horizontal mais carregado (RH4).....	118
Tabela A-27 – Tensões combinadas – Placa mais carregada P16 + Viga horizontal (VH2) + Reforço horizontal (RH16).....	118

1. Caso de carga 1

Simula a comporta nas condições normais de funcionamento. A comporta está fechada, sujeita à ação do peso próprio e da pressão hidrostática, como definido na Tabela A-1.

Tabela A-1 – Caso de Carga 1.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática

Caso	Componente	Carga actuante	γ	Ψ	Critério de verificação
1	Estrutura	PP + PH	1,35	1,10	Tensões admissíveis

1.1. Condições de carga

Carregamento, como definido na Figura A-1:

- Peso próprio: $9,81 \times 1,35$
- Pressão hidrostática: $1000 \times 9,81 \times 1,35$

Condições fronteira, como definido na Figura A-1:

- Estrutura encastrada na articulação
- Estrutura apoiada na soleira (direção perpendicular à soleira)

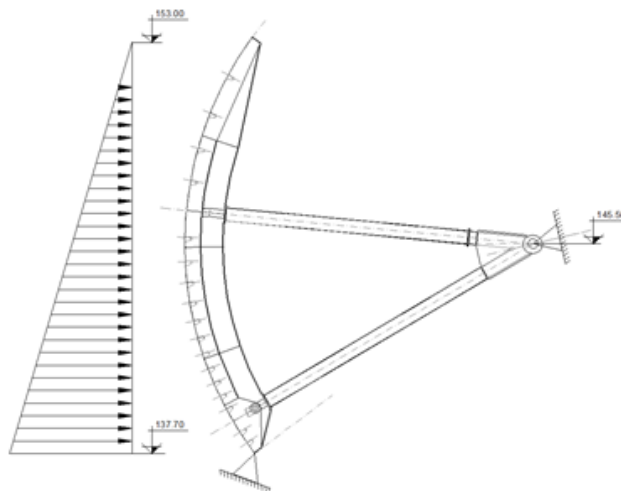


Figura A-1 – Carregamento e condições fronteira para o CC1.

1.2. Chapa de face

São calculadas segundo a teoria da elasticidade pela seguinte equação:

$$\sigma_i = \frac{k_i \cdot p_i \cdot a_i^2}{100 \cdot t^2} \quad (1)$$

$$p_i = \gamma \cdot \rho \cdot g \cdot \text{"Carga de água no centro da placa"}$$

A chapa de face foi dimensionada considerando o modelo com os 4 lados encastrados como indica a Figura A-2.

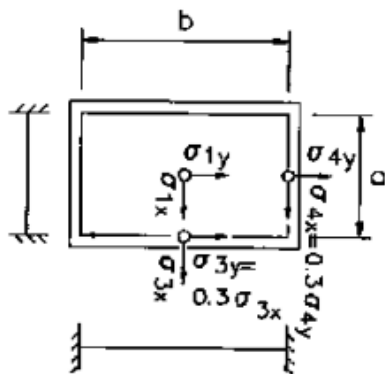


Figura A-2 – Modelo para verificação da chapa de face.

1.2.1 Resultados

Os dados para o cálculo estão apresentados na Tabela A-2.

Tabela A-2 – Dados para o cálculo das tensões de placa.

Coeficiente de carga	γ	1,35	-
Espessura da placa	t	12	mm

Os dados para o cálculo estão apresentados na Tabela A-3.

Tabela A-3 – Resumo das tensões de placa.

Ref. ^a Placa	a	b/a	k1	k2	k3	k4	Pressão	σ_{3x}	σ_{3y}	σ_{4x}	σ_{4y}	σ_{1x}	σ_{1y}
	(mm)						(MPa)	(MPa)					
P1	450	6,5	25	7,5	50	34,2	0,20	141	42	29	96	70	21
P2	468	6,2	25	7,5	50	34,2	0,20	148	45	30	102	74	22
P3	457	6,4	25	7,5	50	34,2	0,19	138	41	28	94	69	21
P4	515	5,7	25	7,5	50	34,2	0,18	170	51	35	116	85	25
P5	518	5,6	25	7,5	50	34,2	0,18	166	50	34	114	83	25
P6	536	5,4	25	7,5	50	34,2	0,17	171	51	35	117	86	26
P7	556	5,2	25	7,5	50	34,2	0,16	177	53	36	121	89	27
P8	580	5,0	25	7,5	50	34,2	0,16	184	55	38	126	92	28
P9	608	4,8	25	7,5	50	34,2	0,15	193	58	40	132	96	29
P10	642	4,5	25	7,5	50	34,2	0,14	203	61	42	139	102	30
P11	683	4,3	25	7,5	50	34,2	0,13	216	65	44	148	108	32
P12	731	4,0	25	7,5	50	34,2	0,12	230	69	47	157	115	35
P13	788	3,7	25	7,5	50	34,2	0,11	245	74	50	168	123	37
P14	883	3,3	25	7,5	50	34,2	0,10	278	83	57	190	139	42
P15	983	3,0	25	7,5	50	34,3	0,09	302	91	62	207	151	45
P16	1080	2,7	25	7,5	50	34,3	0,08	309	93	64	212	154	46
P17	1168	2,5	25	8	50	34,3	0,06	292	87	60	200	146	47
P18	1373	2,1	25	8	50	34,3	0,05	296	89	61	203	148	47
P19	1548	1,9	24,7	9,5	49,9	34,3	0,03	225	67	46	154	111	43
P20	1750	1,7	23,9	10,8	48,4	34,3	0,01	78	23	17	55	38	17

1.3. Reforços horizontais

O modelo físico é o de uma viga apoiada nas 5 vigas verticais, estando ilustrado na Figura A-3.

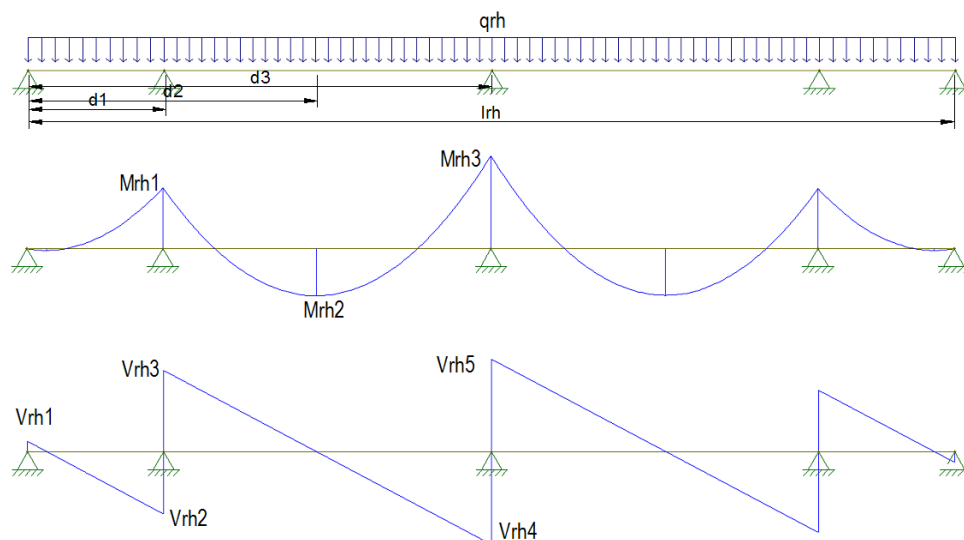


Figura A-3 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos dos reforços horizontais.

Na Figura A-4 ilustra-se a secção do reforço horizontal.

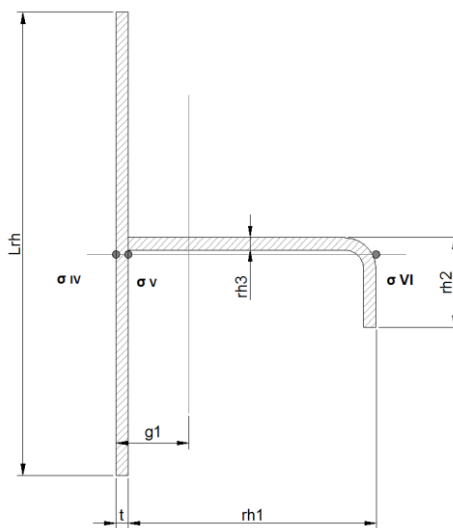


Figura A-4 – Secção do reforço horizontal.

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável.

$$q_{rh} = Y \cdot p_r \cdot \left(\frac{a_{i-1}}{2} + \frac{a_i}{2} \right) \cdot \frac{l}{l_{rh}} \quad (2)$$

$$M_{rh1} = q_{rh} \cdot \frac{d_1^2}{2} + V_{rh1} \cdot d_1 \quad (3)$$

$$M_{rh2} = q_{rh} \cdot \frac{d_2^2}{2} + V_{rh1} \cdot d_2 + (V_{rh3} - V_{rh2}) \cdot (d_2 - d_1) \quad (4)$$

$$M_{rh3} = q_{rh} \cdot \frac{d_3^2}{2} + V_{rh1} \cdot d_3 + (V_{rh3} - V_{rh2}) \cdot (d_3 - d_1) \quad (5)$$

$$V_{rh1} = \frac{-q_{rh} \cdot l_{rh} - 2 \cdot (V_{rh3} - V_{rh2}) - (V_{rh5} - V_{rh4})}{2} \quad (6)$$

$$V_{rh2} = V_{rh3} - [-d_1 \cdot (4 \cdot n^3 + n^4) \cdot q_{rh} / (16 \cdot (-2 + n) \cdot (2 + 3 \cdot n))] \quad (7)$$

$$V_{rh3} = q_{rh} \cdot d_1 + V_{rh1} + (V_{rh3} - V_{rh2}) \quad (8)$$

$$V_{rh4} = q_{rh} \cdot d_3 + V_{rh1} + (V_{rh3} - V_{rh2}) \quad (9)$$

$$V_{rh5} = -\frac{[4 \cdot d_1 \cdot q_{rh} - 4 \cdot d_1 \cdot q_{rh} \cdot n - 8 \cdot d_1 \cdot q_{rh} \cdot n^2 + 3 \cdot d_1 \cdot q_{rh} \cdot n^3]}{(2 \cdot (-2 + n) \cdot (2 + 3 \cdot n))} + V_{rh4} \quad (10)$$

$$n = \frac{l_{rh}}{d_1} \quad (11)$$

$$\sigma_{IV_{II,I}} = \frac{M_{rh,i} \cdot g_1}{I_{II,I}} \quad (12)$$

$$\sigma_{V_{II,I}} = \frac{M_{rh,i} \cdot (g_1 - t)}{I_{II,I}} \quad (13)$$

$$\sigma_{VI_{II,I}} = \frac{M_{rh,i} \cdot (g_1 - rh_1)}{I_{II,I}} \quad (14)$$

1.3.1 Resultados

Nas Tabela A-4, Tabela A-5 e Tabela A-6 são apresentados os dados gerais para o cálculo das tensões nos reforços horizontais, os dados para o cálculo do reforço mais carregado e também os dados para o reforço adjacente à placa 16.

Tabela A-4 – Dados comuns para o cálculo das tensões nos reforços horizontais.

Largura da secção a obturar	l	8750	mm
Largura do reforço horizontal	l_{rh}	8250	mm
Ver Figura A-3	d_1	1210	mm
Ver Figura A-3	d_2	2571	mm
Ver Figura A-3	d_3	4125	mm
Altura do reforço horizontal	r_{h1}	220	mm
Largura do reforço horizontal	r_{h2}	90	mm
Espessura do reforço horizontal	r_{h3}	12	mm

Tabela A-5 – Dados para o cálculo das tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.

Reforço horizontal com tensões mais elevadas	-	RH4	-
Momento no apoio da viga vertical principal lateral	M_{rh1}	-52	kN.m
Momento a meio vão entre vigas verticais principais	M_{rh2}	41	kN.m
Momento no apoio da viga vertical principal central	M_{rh3}	-80	kN.m
Esforço transversal na viga vertical secundária	V_{rh1}	17	kN
Esforço transversal na viga vertical principal lateral	V_{rh2}	-104	kN
Esforço transversal na viga vertical principal lateral	V_{rh3}	136	kN
Esforço transversal na viga vertical principal central	V_{rh4}	-156	kN
Esforço transversal na viga vertical principal central	V_{rh5}	156	kN
Carga no reforço horizontal	q_{rh}	-100	kN/m
Chapa interessada para M_{rh1}	$L_{rh\ ii}$	245	mm
Chapa interessada para M_{rh2}	$L_{rh\ i}$	461	mm
Chapa interessada para M_{rh3}	$L_{rh\ ii}$	306	mm

Tabela A-6 – Dados para o cálculo das tensões no reforço horizontal adjacente à placa 16.

Reforço horizontal adjacente à placa 16	-	RH16	-
Momento no apoio da viga vertical principal lateral	M_{rh1}	-43	kN.m
Momento a meio vão entre vigas verticais principais	M_{rh2}	33	kN.m
Momento no apoio da viga vertical principal central	M_{rh3}	-66	kN.m
Esforço transversal na viga vertical secundária	V_{rh1}	14	kN
Esforço transversal na viga vertical principal lateral	V_{rh2}	-85	kN
Esforço transversal na viga vertical principal lateral	V_{rh3}	112	kN
Esforço transversal na viga vertical principal central	V_{rh4}	-128	kN
Esforço transversal na viga vertical principal central	V_{rh5}	128	kN
Carga no reforço horizontal	q_{rh}	-82	kN/m
Chapa interessada para M_{rh1}	$L_{rh\ ii}$	297	mm
Chapa interessada para M_{rh2}	$L_{rh\ i}$	693	mm
Chapa interessada para M_{rh3}	$L_{rh\ ii}$	398	mm

Nas tabelas Tabela A-7 e Tabela A-8 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões no reforço horizontal mais carregado e do reforço adjacente à placa 16.

Tabela A-7 – Tensões no reforço horizontal com tensões mais elevadas RH4.

				FS
Tensão a montante para M_{rh1}	$\sigma_{IV\ ii}$	86	MPa	3,7
Tensão a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{V\ ii}$	74	MPa	4,4
Tensão máxima a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{VI\ ii}$	-150	MPa	2,2
Tensão a montante para M_{rh2}	$\sigma_{IV\ i}$	-40	MPa	8,0
Tensão a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{V\ i}$	-33	MPa	9,9
Tensão máxima a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{VI\ i}$	110	MPa	2,9
Tensão a montante para M_{rh3}	$\sigma_{IV\ ii}$	119	MPa	2,7
Tensão a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{V\ ii}$	100	MPa	3,2
Tensão máxima a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{VI\ ii}$	-241	MPa	1,3
Tensão de corte máxima	τ_{rh}	56	MPa	3,3

Tabela A-8 – Tensões no reforço horizontal adjacente à placa 16.

				F.S
Tensão a montante para M_{rh1}	$\sigma_{IV ii}$	61	MPa	5,3
Tensão a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{V ii}$	51	MPa	6,3
Tensão máxima a jusante para M_{rh1}	$\sigma_{VI ii}$	-121	MPa	2,7
Tensão a montante para M_{rh2}	$\sigma_{IV i}$	-24	MPa	13,7
Tensão a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{V i}$	-18	MPa	18,1
Tensão máxima a jusante para M_{rh2}	$\sigma_{VI i}$	88	MPa	3,7
Tensão a montante para M_{rh3}	$\sigma_{IV ii}$	80	MPa	4,0
Tensão a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{V ii}$	66	MPa	4,9
Tensão máxima a jusante para M_{rh3}	$\sigma_{VI ii}$	-196	MPa	1,7
Tensão de corte máxima	τ_{rh}	46	MPa	4,1

1.4. Viga vertical principal central

Na Figura A-5 está ilustrada a secção da viga vertical principal. O modelo físico é o de uma viga biapoiada nas vigas horizontais estando ilustrado na Figura A-6 o diagrama representativo.

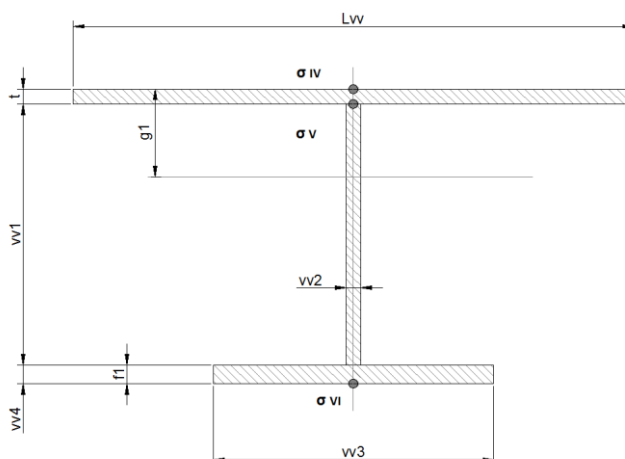


Figura A-5 – Secção da viga vertical principal

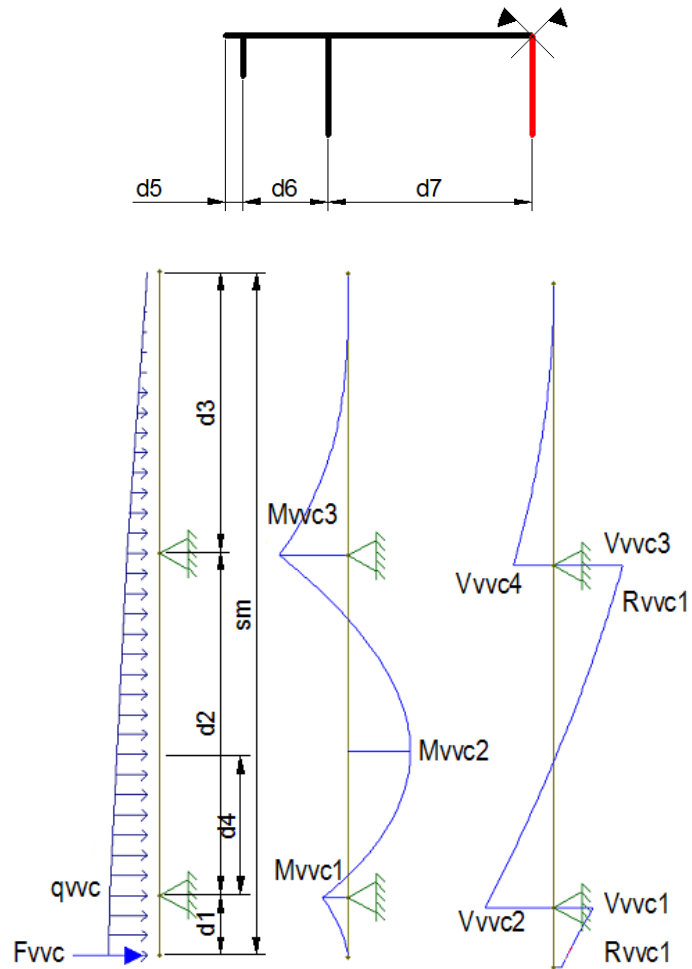


Figura A-6 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical principal central.

A chapa interessada é calculada de acordo com [10]:

$$L_{vv} = 1,56 \cdot \sqrt{r \cdot t} \quad (15)$$

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável.

$$q_{vvc} = \gamma \cdot \rho \cdot g \cdot h_0 \cdot d_7 \quad (16)$$

$$F_{vvc} = \gamma \cdot \frac{PP \cdot x_g}{u} \cdot \cos \theta_s \cdot \frac{d_7}{l} \quad (17)$$

$$M_{vvc1} = F_{vvc} \cdot d_1 + q_{vvc} \cdot \frac{d_1^2}{2} - q_{vvc} \cdot \frac{d_1^3}{6 \cdot S_m} \quad (18)$$

$$M_{vvc2} = F_{vvc} \cdot d_4 + q_{vvc} \cdot \frac{d_4^2}{2} - q_{vvc} \cdot \frac{d_4^3}{6 \cdot S_m} + R_{vvc1} \cdot (d_4 - d_1) \quad (19)$$

$$M_{vvc3} = F_{vvc} \cdot (d_1 + d_2) + q_{vvc} \cdot \frac{(d_1 + d_2)^2}{2} - q_{vvc} \cdot \frac{(d_1 + d_2)^3}{6 \cdot S_m} + R_{vvc1} \cdot (d_2) \quad (20)$$

$$V_{vvc1} = F_{vvc} + q_{vvc} \cdot d_1 - q_{vvc} \cdot \frac{d_1^2}{2 \cdot S_m} \quad (21)$$

$$V_{vvc2} = R_{vvc1} - V_{vvc1} \quad (22)$$

$$V_{vvc3} = F_{vvc} + q_{vvc} \cdot (d_1 + d_2) - q_{vvc} \cdot \frac{(d_1 + d_2)^2}{2 \cdot S_m} + R_{vvc1} \quad (23)$$

$$V_{vvc4} = R_{vvc2} - V_{vvc3} \quad (24)$$

$$R_{vvc1} = \frac{\left(-F_{vvc} \cdot S_m - q_{vvc} \cdot \frac{S_m^2}{3} + F_{vvc} \cdot d_3 + q_{vvc} \cdot S_m \cdot \frac{d_3}{2} \right)}{d_2} \quad (25)$$

$$R_{vvc2} = -F_{vvc} - \frac{q_{vvc} \cdot S_m}{2} - R_{vvc1} \quad (26)$$

$$\sigma_{IV_{II,I}} = \frac{M_{vvc,i} \cdot g_1}{I_{II,I}} \quad (27)$$

$$\sigma_{V_{II,I}} = \frac{M_{vvc,i} \cdot (g_1 - t)}{I_{II,I}} \quad (28)$$

$$\sigma_{VI_{II,I}} = \frac{M_{vvc,i} \cdot (g_1 - (vv_1 + vv_4))}{I_{II,I}} \quad (29)$$

1.4.1 Resultados

Na Tabela A-9 estão apresentados os dados para do cálculo das tensões na viga vertical principal.

Tabela A-9 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical principal central.

Momento na VH1	M_{vvc1}	-878	kN.m
Momento máximo entre VH1 e VH2	M_{vvc2}	1956	kN.m
Momento na VH2	M_{vvc3}	-1852	kN.m
Esforço transversal na VH1	V_{vvc1}	-1010	kN
Esforço transversal na VH1	V_{vvc2}	1679	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvc3}	-1516	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvc4}	823	kN
Reacção na VH1	R_{vvc1}	2689	kN
Reacção na VH2	R_{vvc2}	2339	kN
Reacção da soleira	F_{vvc}	-196	kN
Carga na viga vertical principal central	q_{vvc}	-591	kN/m
Ver Figura A-5	d_1	1441	mm
Ver Figura A-5	d_2	8166	mm
Ver Figura A-5	d_3	6752	mm
Ver Figura A-5	d_4	4977	mm
Ver Figura A-5	d_5	240	mm
Ver Figura A-5	d_6	1210	mm
Ver Figura A-5	d_7	2915	mm
Altura da alma	v_{v1}	1400	mm
Espessura da alma	v_{v2}	12	mm
Largura do banzo	v_{v3}	300	mm
Espessura do Banzo	v_{v4}	30	mm
Chapa interessada	L_{vv}	616	mm

Na Tabela A-10 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões na viga vertical principal.

Tabela A-10 – Tensões na viga vertical principal central.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvc1}	σ_{IVii}	60	MPa	5,4
Tensão a jusante para M_{vvc1}	σ_{Vii}	59	MPa	5,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvc1}	σ_{VIii}	-56	MPa	5,6
Tensão a montante para M_{vvc2}	σ_{IVi}	-133	MPa	2,4
Tensão a jusante para M_{vvc2}	σ_{Vi}	-131	MPa	2,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvc2}	σ_{VIi}	123	MPa	2,6
Tensão a montante para M_{vvc3}	σ_{IVii}	126	MPa	2,6
Tensão a jusante para M_{vvc3}	σ_{Vii}	124	MPa	2,6
Tensão máxima a jusante para M_{vvc3}	σ_{VIii}	-119	MPa	2,6
Tensão de corte máxima	τ_{vvc}	100	MPa	1,9

1.5. Viga vertical principal lateral

O modelo físico é o de uma viga biapoada estando ilustrado na Figura A-7. A secção da viga vertical lateral é idêntica à da viga vertical central, com exceção da zona de ligação aos braços, onde a espessura do banzo corresponde à espessura da flange f_l .

O formulário aplicável é idêntico ao anterior excepto quando indicado.

$$q_{vvl} = \gamma \cdot \rho \cdot g \cdot h_0 \cdot \left(\frac{d_7}{2} + \frac{d_6}{2} \right) \quad (30)$$

$$F_{vvl} = \gamma \cdot \frac{PP \cdot x_g}{u} \cdot \cos \theta_s \cdot \frac{\left(\frac{d_7}{2} + \frac{d_6}{2} \right)}{l} \quad (31)$$

$$\sigma_{v_{II,I}} = \frac{M_{vvc,i} \cdot (g_1 - (vv_1 + vv_4; f_1))}{I_{II,I}} \quad (32)$$

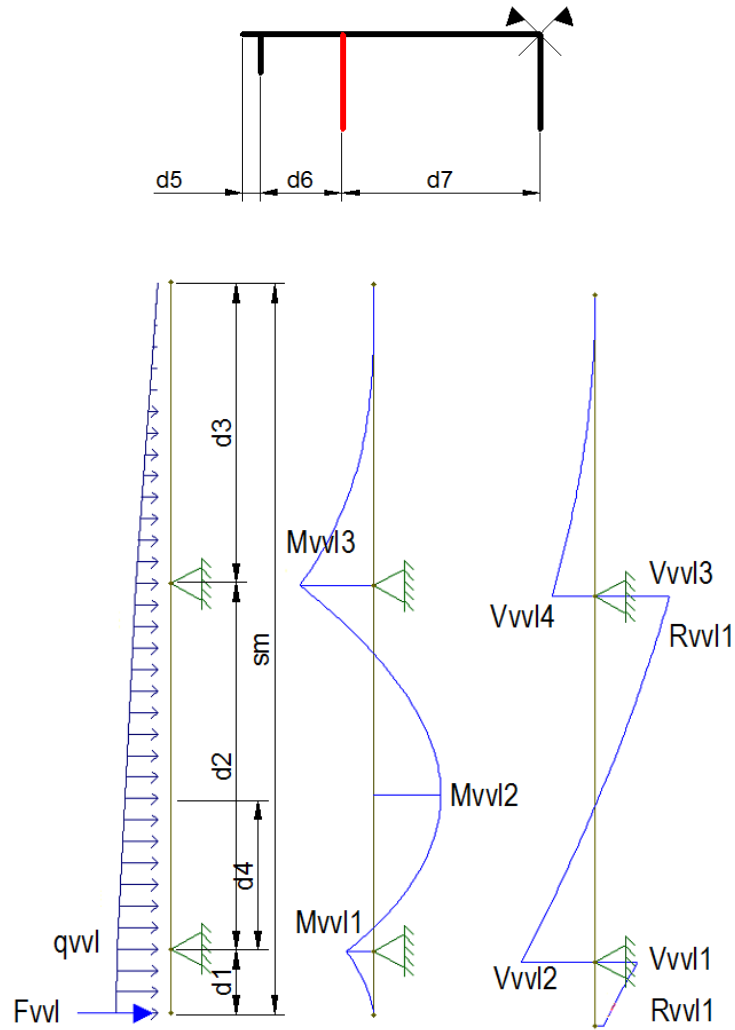


Figura A-7 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical principal lateral.

1.5.1 Resultados

Na Tabela A-11 estão apresentados os dados do cálculo das tensões na viga vertical principal lateral e na Tabela A-12 os resultados do cálculo das tensões na viga vertical principal lateral.

Tabela A-11 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical principal lateral.

Momento na VH1	M_{vvl1}	-621	kN.m
Momento máximo entre VH1 e VH2	M_{vvl2}	1384	kN.m
Momento na VH2	M_{vvl3}	-1311	kN.m
Esforço transversal na VH1	V_{vvl1}	-715	kN
Esforço transversal na VH1	V_{vvl2}	1188	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvl3}	-1073	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvl4}	582	kN
Reacção na VH1	R_{vvl1}	1902	kN
Reacção na VH2	R_{vvl2}	1655	kN
Reacção da soleira	F_{vvl}	-139	kN
Carga na viga vertical principal lateral	q_{vvl}	-418	kN/m
Espessura da flange	f_l	40	mm

Tabela A-12 – Tensões na viga vertical principal lateral.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvl1}	σ_{IVii}	41	MPa	7,9
Tensão a jusante para M_{vvl1}	σ_{Vii}	40	MPa	8,1
Tensão máxima a jusante para M_{vvl1}	σ_{VIii}	-33	MPa	9,6
Tensão a montante para M_{vvl2}	σ_{IVi}	-94	MPa	3,4
Tensão a jusante para M_{vvl2}	σ_{Vi}	-93	MPa	3,5
Tensão máxima a jusante para M_{vvl2}	σ_{VIi}	87	MPa	3,6
Tensão a montante para M_{vvl3}	σ_{IVii}	86	MPa	3,8
Tensão a jusante para M_{vvl3}	σ_{Vii}	84	MPa	3,8
Tensão máxima a jusante para M_{vvl3}	σ_{VIii}	-69	MPa	4,6
Tensão de corte máxima	τ_{vvl}	71	MPa	2,6

1.6. Viga vertical secundária lateral

O modelo físico é o de uma viga biapoiada nas vigas horizontais estando ilustrado na Figura A-8.

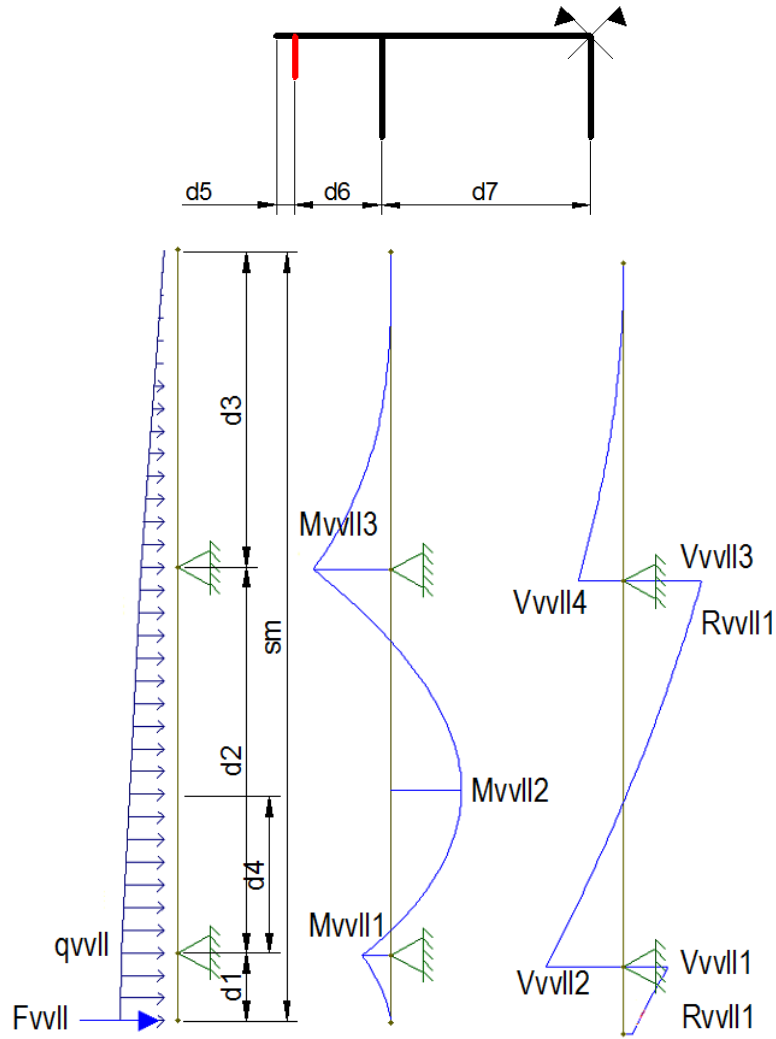


Figura A-8 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga vertical secundária lateral.

O formulário aplicável é idêntico ao anterior excepto quando indicado.

$$q_{vll} = \gamma \cdot \rho \cdot g \cdot h_0 \cdot \left(d_5 + \frac{d_6}{2}\right) \quad (33)$$

$$F_{vll} = \gamma \cdot \frac{PP \cdot x_g}{u} \cdot \cos \theta_s \cdot \frac{\left(d_5 + \frac{d_6}{2}\right)}{l} \quad (34)$$

$$\sigma_{vll,i} = \frac{M_{vll,i} \cdot (g_1 - (vv_1 + vv_4))}{I_{ll,i}} \quad (35)$$

1.6.1 Resultados

Na Tabela A-13 estão apresentados os dados do cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.

Tabela A-13 – Dados para o cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.

Momento na VH1	M_{vvl1}	-255	kN.m
Momento máximo entre VH1 e VH2	M_{vvl2}	567	kN.m
Momento na VH2	M_{vvl3}	-537	kN.m
Esforço transversal na VH1	V_{vvl1}	-293	kN
Esforço transversal na VH1	V_{vvl2}	487	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvl3}	-439	kN
Esforço transversal na VH2	V_{vvl4}	239	kN
Reacção na VH1	R_{vvl1}	779	kN
Reacção na VH2	R_{vvl2}	678	kN
Reacção da soleira	F_{vvl}	-57	kN
Carga na viga vertical secundária lateral	q_{vvl}	-171	kN/m
Altura da alma	vv_1	570	mm
Espessura da alma	vv_2	12	mm
Largura do banzo	vv_3	120	mm
Espessura do Banzo	vv_4	12	mm

Na Tabela A-14 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões na viga vertical secundária lateral.

Tabela A-14 – Tensões na viga vertical secundária lateral.

				F.S
Tensão a montante para M_{vvl1}	$\sigma_{IV\bar{ii}}$	70	MPa	4,6
Tensão a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{V\bar{ii}}$	66	MPa	4,9
Tensão máxima a jusante para M_{vvl1}	$\sigma_{VI\bar{ii}}$	-142	MPa	2,3
Tensão a montante para M_{vvl2}	σ_{IVi}	-156	MPa	2,1
Tensão a jusante para M_{vvl2}	σ_{Vi}	-147	MPa	2,2
Tensão máxima a jusante para M_{vvl2}	σ_{VIi}	316	MPa	1,0
Tensão a montante para M_{vvl3}	$\sigma_{IV\bar{ii}}$	148	MPa	2,2
Tensão a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{V\bar{ii}}$	139	MPa	2,3
Tensão máxima a jusante para M_{vvl3}	$\sigma_{VI\bar{ii}}$	-299	MPa	1,1
Tensão de corte máxima	τ_{vvl}	71	MPa	2,6

1.7. Viga horizontal inferior

Para o processo de cálculo das tensões nas vigas horizontais consideram-se duas secções distintas, analogamente ao cálculo das vigas verticais. A secção das vigas horizontais está ilustrada na Figura A-9.

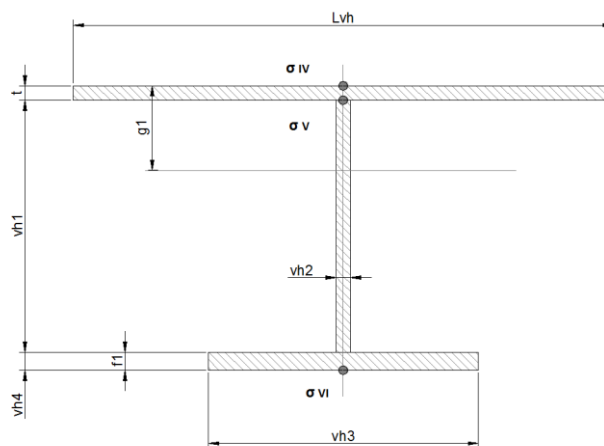


Figura A-9 – Secção da viga horizontal.

As condições para o cálculo da viga horizontal para o CC1 e para o CC2.1 estão esquematizadas na seguinte Figura A-10. Note-se que para o Caso de Carga 1 o esforço de manobra é nulo e portanto $F_{s1}=0$.

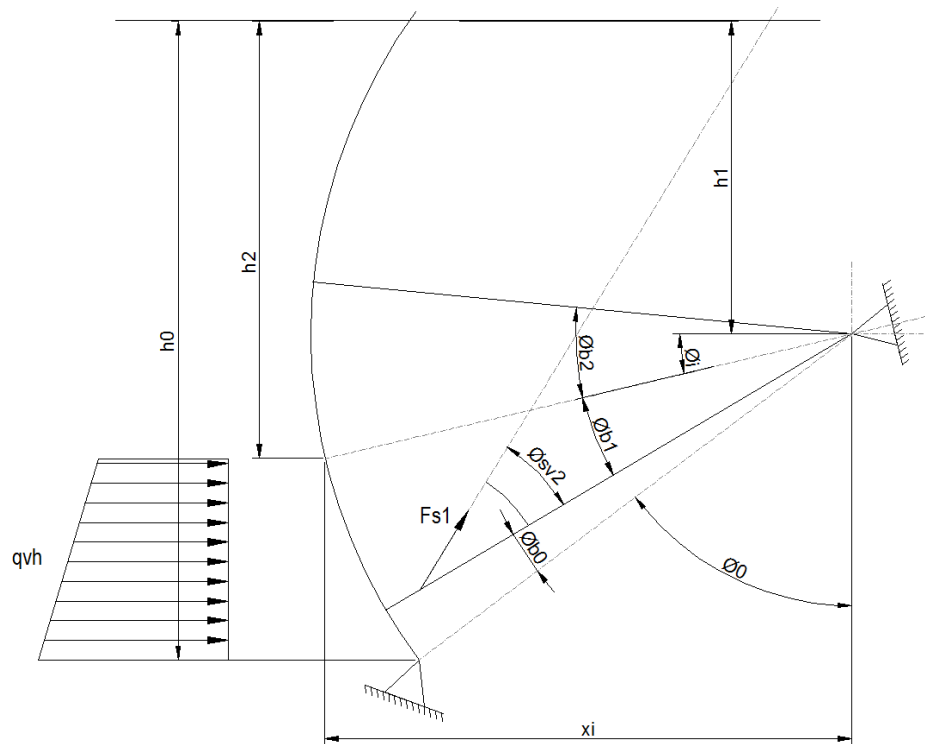


Figura A-10 – Condições para o cálculo da viga horizontal.

O modelo físico é o de uma viga biapoiada nos braços estando ilustrado na Figura A-11.

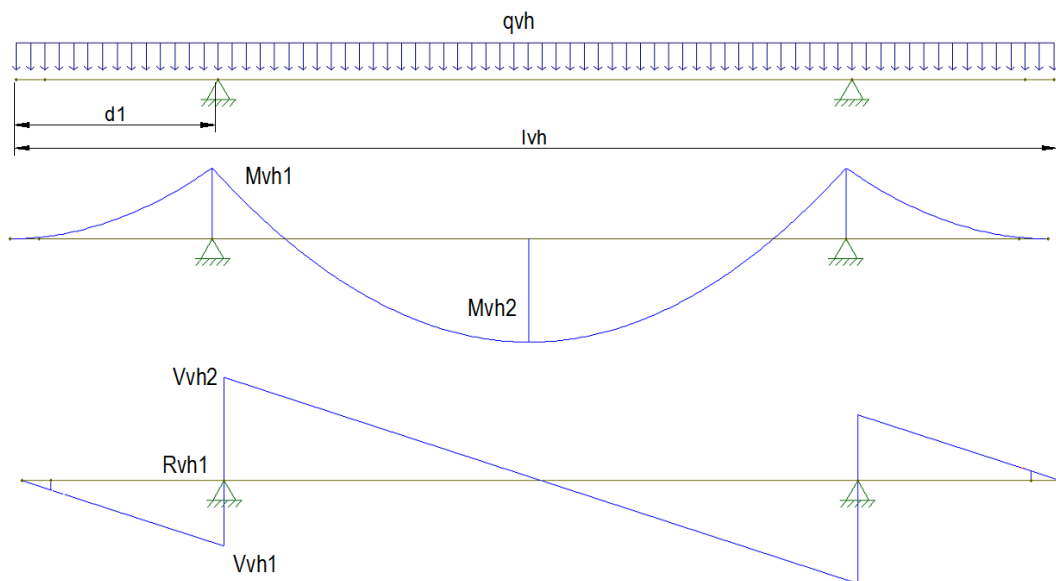


Figura A-11 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga horizontal inferior VH1 para CC1.

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável.

$$h_2 = h_1 + r \cdot \sin(\theta_i) \quad (36)$$

$$q_{vh0} = Y \cdot \sqrt{[\rho \cdot g \cdot (h_0 + h_2)/2 \cdot (h_0 - h_2)]^2 + [\rho \cdot g \cdot (h_0 + h_2)/2 \cdot (x_i - u)]^2} \quad (37)$$

$$q_{vh} = q_{vh0} \cdot \frac{l}{l_{vh}} \quad (38)$$

$$M_{vh1} = q_{vh} \cdot \frac{d_1^2}{2} \quad (39)$$

$$M_{vh2} = q_{vh} \cdot \frac{l_{vh}^2}{2} + R_{vh1} \cdot \left(\frac{l_{vh}}{2} - d_1 \right) \quad (40)$$

$$R_{vh1} = -q_{vh} \cdot \frac{l_{vh}}{2}, \quad (41)$$

$$V_{vh1} = q_{vh} \cdot d_1 \quad (42)$$

$$V_{vh2} = R_{vh1} + V_{vh1} \quad (43)$$

$$\sigma_{IV_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot g_1}{I_{II,I}} \quad (44)$$

$$\sigma_{V_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot (g_1 - t)}{I_{II,I}} \quad (45)$$

$$\sigma_{VI_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot (g_1 - (vh_1 + vh_4; f_1))}{I_{II,I}} \quad (46)$$

1.7.1 Resultados

Na Tabela A-15 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões na viga horizontal inferior.

Tabela A-15 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.

Momento no apoio do braço	M_{vh1}	-705	kN.m
Momento a meio vão	M_{vh2}	3386	kN.m
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh1}	-1165	kN
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh2}	2807	kN
Reacção no apoio	R_{vh1}	3972	kN
Distância ao eixo do braço	d_1	2915	mm
Carga na viga horizontal	q_{vh}	-963	kN/m
Perímetro molhado	S_{vh}	5525	mm
Ver Figura A-11	\varnothing_0	53,13	° graus
Ver Figura A-11	\varnothing_{b0}	6,35	° graus
Ver Figura A-11	\varnothing_{b1}	17,25	° graus
Ver Figura A-11	\varnothing_{b2}	18,74	° graus
Ver Figura A-11	h_2	10484	mm
Distância na horizontal da linha de impulsão à articulação	x_i	12653	mm
Largura da viga horizontal	l_{vh}	8250	mm
Altura da alma	vh_1	1400	mm
Espessura da alma	vh_2	12	mm
Largura do banzo	vh_3	300	mm
Espessura do Banzo	vh_4	30	mm
Espessura da flange	f_i	40	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ ii}$	168	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ i}$	2195	mm

Na Tabela A-16 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões na viga horizontal inferior.

Tabela A-16 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC1.

				F.S
Tensão a montante para M_{vh1}	σ_{IVii}	81	MPa	4,0
Tensão a jusante para M_{vh1}	σ_{Vii}	80	MPa	4,1
Tensão máxima a jusante para M_{vh1}	σ_{VIii}	-43	MPa	7,3
Tensão a montante para M_{vh2}	σ_{IVi}	-92	MPa	3,5
Tensão a jusante para M_{vh2}	σ_{Vi}	-90	MPa	3,6
Tensão máxima a jusante para M_{vh2}	σ_{VIi}	185	MPa	1,7
Tensão de corte máxima	τ_{vh}	161	MPa	1,2

2.Caso de carga 2.1

Simula a comporta numa condição normal de funcionamento, como definido na Tabela A-17. A comporta está no início da abertura, sujeita à acção do peso próprio, pressão hidrostática total e sujeita ao esforço de manobra máximo. O coeficiente de atrito do casquilho autolubrificante é de 0,15.

Tabela A-17 – Caso de Carga 2.1.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática
EM	Esforço de Manobra

Caso	Componente	Carga actuante	Υ	Ψ	Critério de verificação
2.1	Estrutura	PP + PH + EM(0,15)	1,35	1,10	Tensões admissíveis

2.1. Condições de carga

Carregamento, como definido na Figura A-12:

- Peso próprio: $9,81 \times 1,35$
- Pressão hidrostática: $1000 \times 9,81 \times 1,35$
- Esforço de manobra no olhal de suspensão: $632 \times 1,35$

Condições fronteira, como definido na Figura A-12:

- Estrutura encastrada na articulação

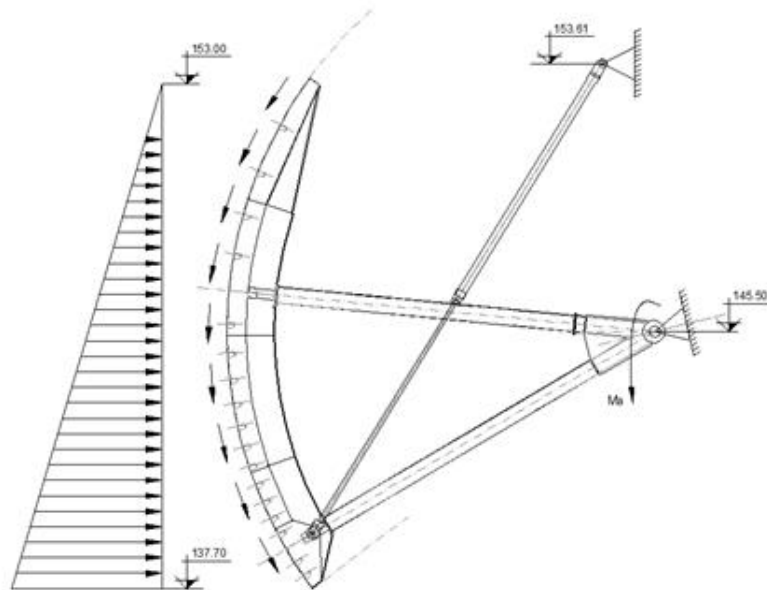


Figura A-12 – Carregamento e condições fronteira para o CC2.1.

2.2. Viga horizontal inferior VH1

O modelo físico é o de uma viga biapoiada nos braços, estando ilustrado na Figura A-13

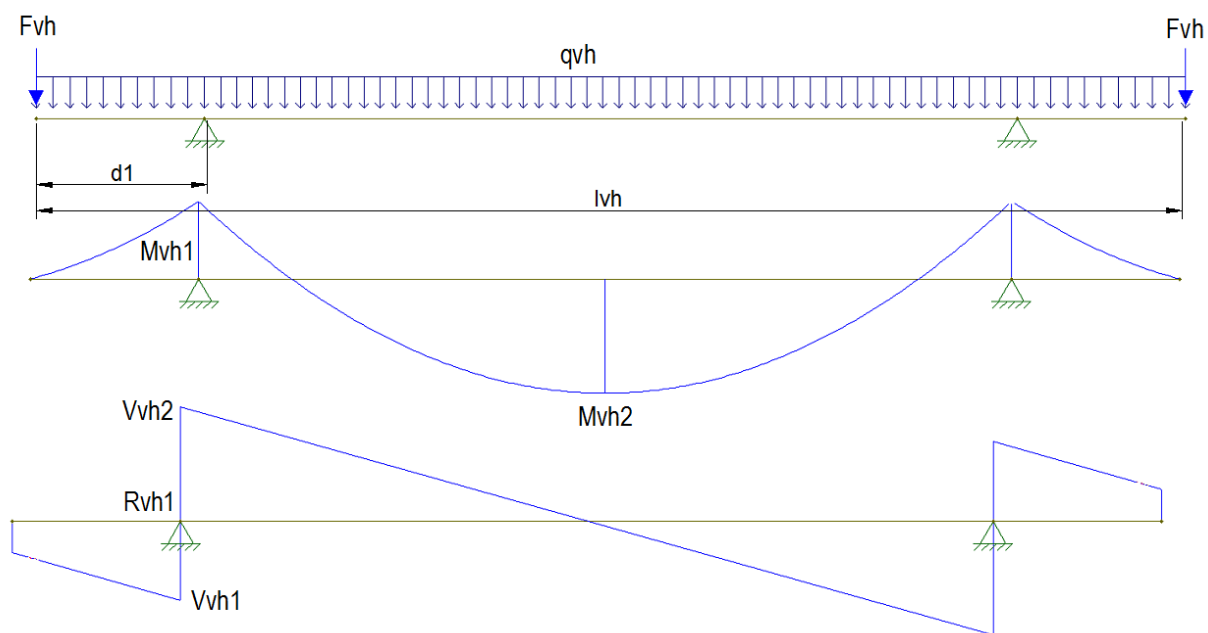


Figura A-13 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável.

$$F_{vh} = Y \cdot F_{s1} \cdot \cos \theta_{sv2} \quad (47)$$

$$M_{vh1} = q_{vh} \cdot \frac{d_1^2}{2} + F_{vh} \cdot d_1 \quad (48)$$

$$M_{vh2} = q_{vh} \cdot \frac{l_{vh}^2}{2} + R_{vh1} \cdot \left(\frac{l_{vh}}{2} - d_1 \right) + F_{vh} \cdot \frac{l_{vh}}{2} \quad (49)$$

$$R_{vh1} = -(q_{vh} \cdot l_{vh} + F_{vh} \cdot 2) / 2 \quad (50)$$

$$V_{vh1} = q_{vh} \cdot d_1 + F_{vh} \quad (51)$$

$$V_{vh2} = R_{vh1} + V_{vh1} \quad (52)$$

$$\sigma_{IV_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot g_1}{I_{II,I}} \quad (53)$$

$$\sigma_{V_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot (g_1 - t)}{I_{II,I}} \quad (54)$$

$$\sigma_{VI_{II,I}} = \frac{M_{vh,i} \cdot (g_1 - (vh_1 + vh_4; f_1))}{I_{II,I}} \quad (55)$$

2.2.1 Resultados

Na Tabela A-18 estão apresentados os dados do cálculo das tensões na viga horizontal inferior para o caso de carga 2.1.

Tabela A-18 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.

Momento no apoio do braço	M_{vh1}	-1617	kN.m
Momento a meio vão	M_{vh2}	2473	kN.m
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh1}	-1919	kN
Esforço transversal a meio vão	V_{vh2}	2807	kN
Reacção no apoio	R_{vh1}	4726	kN
Componente axial do órgão de manobra	F_{vh}	-754	kN
Ângulo do servomotor com o eixo da viga horizontal	ϕ_{sv2}	27,80	° graus
Chapa interessada	$L_{vh\ ii}$	434	mm
Chapa interessada	$L_{vh\ i}$	1898	mm

Na Tabela A-19 estão apresentados os resultados do cálculo das tensões na viga horizontal inferior para o caso de carga 2.1.

Tabela A-19 – Tensões na viga horizontal inferior VH1 para CC2.1.

				F.S
Tensão a montante para M_{vh1}	σ_{IVii}	128	MPa	2,5
Tensão a jusante para M_{vh1}	σ_{Vii}	126	MPa	2,6
Tensão máxima a jusante para M_{vh1}	σ_{VIii}	-89	MPa	3,5
Tensão a montante para M_{vh2}	σ_{IVi}	-76	MPa	4,3
Tensão a jusante para M_{vh2}	σ_{Vi}	-74	MPa	4,4
Tensão máxima a jusante para M_{vh2}	σ_{VIi}	137	MPa	2,3
Tensão de corte máxima	τ_{vhl}	161	MPa	1,2

2.3. Viga horizontal superior VH2 – Casos 1 e 2.1

O modelo físico é o de uma viga biapoiada nos braços. Os diagramas representativos e o formulário aplicável são idênticos ao da viga horizontal inferior.

2.3.1 Resultados

Na Tabela A-20 estão apresentados os dados do cálculo das tensões na viga horizontal superior para os casos de carga 1 e 2.1.

Tabela A-20 – Dados para o cálculo das tensões na viga horizontal superior VH2.

Momento no apoio do braço	M_{vh1}	-576	kN.m
Momento a meio vão	M_{vh2}	2765	kN.m
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh1}	-951	kN
Esforço transversal a meio vão	V_{vh2}	2292	kN
Reacção no apoio	R_{vh1}	3243	kN
Chapa interessada	L_{vhi}	149	mm
Chapa interessada	L_{vhi}	2172	mm
Carga na viga horizontal	q_{vh}	-786	kN/m

Na Tabela A-21 estão apresentados os dados do cálculo das tensões na viga horizontal superior para os casos de carga 1 e 2.1.

Tabela A-21 – Tensões na viga horizontal superior.

				F.S
Tensão a montante para M_{vh1}	σ_{IVii}	68	MPa	4,8
Tensão a jusante para M_{vh1}	σ_{Vii}	67	MPa	4,8
Tensão máxima a jusante para M_{vh1}	σ_{VIii}	-36	MPa	8,8
Tensão a montante para M_{vh2}	σ_{IVi}	-76	MPa	4,3
Tensão a jusante para M_{vh2}	σ_{Vi}	-74	MPa	4,4
Tensão máxima a jusante para M_{vh2}	σ_{VIi}	151	MPa	2,1
Tensão de corte máxima	τ_{vhl}	132	MPa	1,4

2.4. Braços

Os braços da comporta são verificados à flexão segundo [9] e à instabilidade segundo [3].

2.4.1 Verificação à flexão

A verificação à flexão é apresentada num pórtico carregado para o caso de carga 2.1 (CC2.1), situação mais desfavorável. Considera-se que a viga horizontal inferior está apoiada nos braços da comporta, suportando a carga hidráulica (q_{vh}) e a componente da acção do esforço de manobra F_{vh} anteriormente calculadas. Analiticamente, o modelo foi dividido em dois submodelos, sendo o modelo físico para cada um deles:

- Com a reacção R_{vhl} (com servomotor) que corresponde à componente da carga hidráulica;
- Com o momento $M_{f_{vh}}$ que corresponde à componente F_{vh} .

O modelo físico está ilustrado na seguinte Figura A-14.

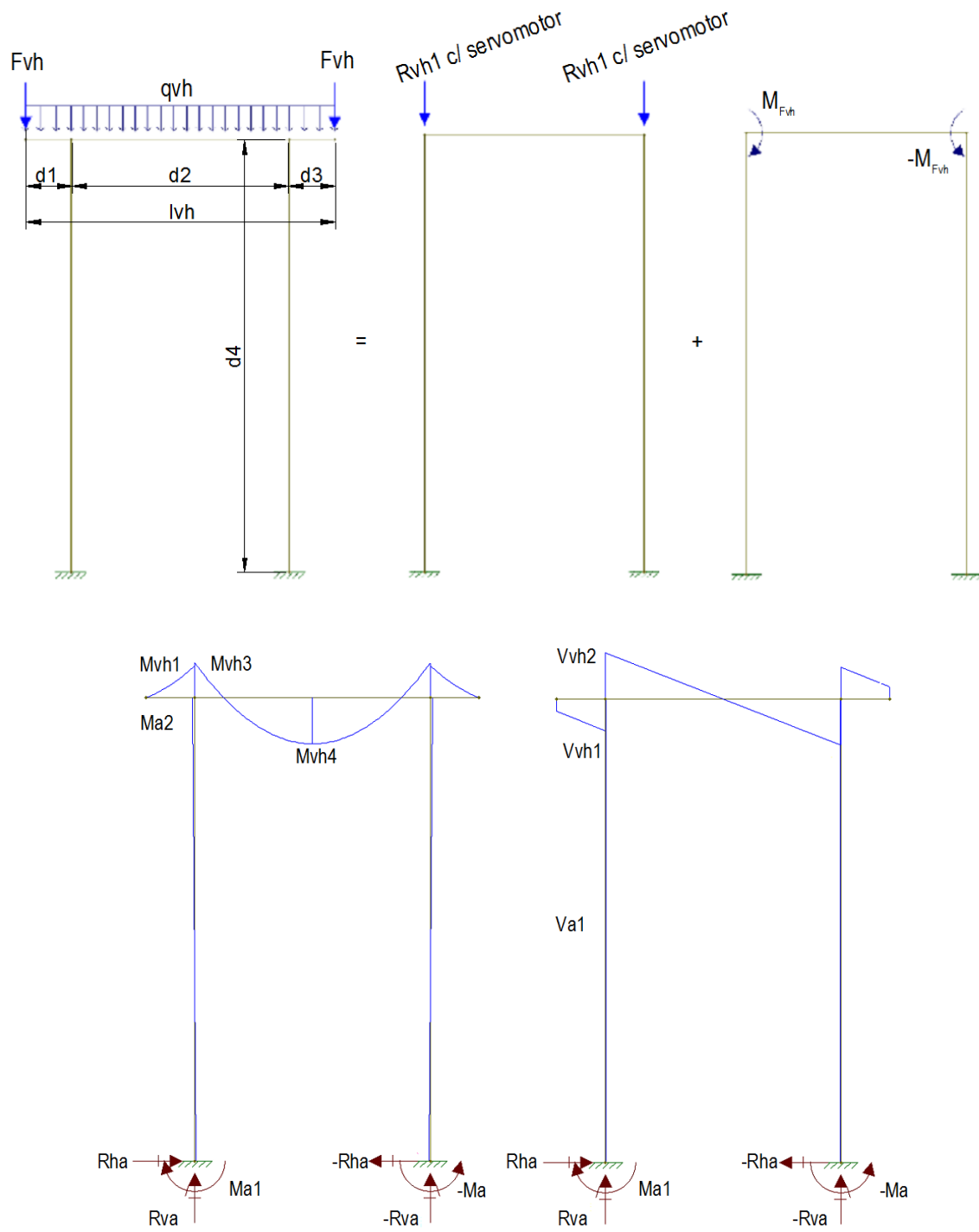


Figura A-14 – Diagramas representativos da carga, dos momentos e dos esforços transversos para verificação dos braços à flexão.

Os braços são do tipo caixão, paralelos ao eixo da comporta, com as características geométricas ilustradas na Figura A-15.

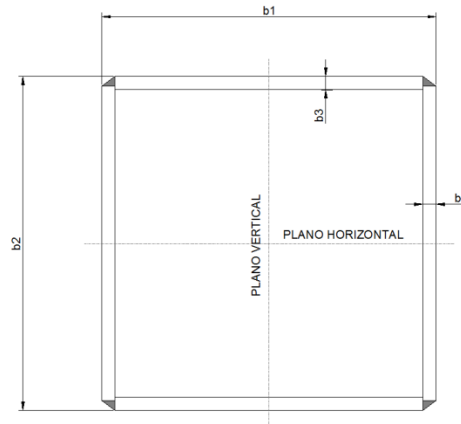


Figura A-15 – Secção do braço.

Considerando,

$$d_1 = d_3 \quad (56)$$

De acordo com a [9], obtemos:

$$C_{HH} = \frac{d_4^3}{3 \cdot E \cdot I_1} + \frac{d_4^3}{3 \cdot E \cdot I_1} + \frac{d_4^2 \cdot d_2}{E \cdot I_2} \quad (57)$$

$$C_{HV} = C_{VH} = \frac{d_4 \cdot d_2}{2 \cdot E \cdot I_1} \cdot d_4 + \frac{d_4 \cdot d_2^2}{2 \cdot E \cdot I_2} \quad (58)$$

$$C_{HM} = C_{MH} = \frac{d_4^2}{2 \cdot E \cdot I_1} + \frac{d_4^2}{2 \cdot E \cdot I_1} + \frac{d_4 \cdot d_2}{E \cdot I_2} \quad (59)$$

$$C_{VV} = \frac{d_2^2 \cdot d_4}{E \cdot I_1} + \frac{d_2^3}{3 \cdot E \cdot I_2} \quad (60)$$

$$C_{VM} = C_{MV} = \frac{d_2 \cdot d_4}{E \cdot I_1} + \frac{d_2^2}{2 \cdot E \cdot I_2} \quad (61)$$

$$C_{MM} = \frac{d_4}{E \cdot I_1} + \frac{d_4}{E \cdot I_1} + \frac{d_2}{E \cdot I_2} \quad (62)$$

$$\begin{aligned} C_{HH} \cdot R_{ha} + C_{HV} \cdot R_{va} + C_{HM} \cdot M_{a1} &= LF_H \\ &= R_{vh1} \cdot \left[\frac{d_4^2 \cdot (d_2 - 0; d_2 - d_2)}{2 \cdot E \cdot I_1} + \frac{d_4 \cdot (d_2 - 0; d_2 - d_2)^2}{2 \cdot E \cdot I_2} \right] \end{aligned} \quad (63)$$

$$\begin{aligned} C_{VH} \cdot R_{ha} + C_{VV} \cdot R_{va} + C_{VM} \cdot M_{a1} &= LF_V \\ &= R_{vh1} \cdot \left[C_{VV} - (0; d_2) \cdot C_{VM} + \frac{(0; d_2)^3}{6 \cdot E \cdot I_2} \right] \end{aligned} \quad (64)$$

$$\begin{aligned} C_{MH} \cdot R_{ha} + C_{MV} \cdot R_{va} + C_{MM} \cdot M_{a1} &= LF_M \\ &= R_{vh1} \cdot \left[\frac{d_4 \cdot (d_2 - 0; d_2 - d_2)}{E \cdot I_1} + \frac{(d_2 - 0; d_2 - d_2)^2}{2 \cdot E \cdot I_2} \right] \end{aligned} \quad (65)$$

$$\begin{aligned} C_{HH} \cdot R_{ha} + C_{HV} \cdot R_{va} + C_{HM} \cdot M_{a1} &= LF_H \\ &= M_{Fvh} \cdot \left[\frac{-d_4^2}{2 \cdot E \cdot I_1} - \frac{d_4 \cdot (d_2 - 0; d_2 - d_2)^2}{E \cdot I_2} \right] \end{aligned} \quad (66)$$

$$C_{VH} \cdot R_{ha} + C_{VV} \cdot R_{va} + C_{VM} \cdot M_{a1} = LF_V = M_{Fvh} \cdot \left[-C_{VM} + \frac{(0; d_2)^3}{2 \cdot E \cdot I_2} \right] \quad (67)$$

$$\begin{aligned} C_{MH} \cdot R_{ha} + C_{MV} \cdot R_{va} + C_{MM} \cdot M_{a1} &= LF_M \\ &= M_{Fvh} \cdot \left[\frac{-d_4}{E \cdot I_1} - \frac{(d_2 - 0; d_2 - d_2)}{E \cdot I_2} \right] \end{aligned} \quad (68)$$

Apresenta-se de seguida o formulário aplicável.

$$M_{a2} = M_{a1} - R_{ha} \cdot d_4; V_{a1} = R_{ha} \quad (69)$$

$$\sigma_{M_{a1}} = \frac{M_{a1} \cdot \frac{b_2}{2}}{I_1}; \sigma_{M_{a2}} = \frac{M_{a2} \cdot \frac{b_2}{2}}{I_1}; \tau_b = \frac{V_{a1}}{\frac{A_b}{2}}; \sigma_{comp} = \frac{R_{va}}{A_b} \quad (70)$$

$$\Sigma \sigma = \sigma_{M_a} + \sigma_{comp} \quad (71)$$

2.4.2 Resultados

Os dados e os resultados do cálculo das tensões nos braços e na viga horizontal são apresentados nas Tabela A-22 e Tabela A-23.

Tabela A-22 – Dados para o cálculo da verificação dos braços à flexão.

			[un]
Altura do braço	b_1	500	mm
Largura do braço	b_2	500	mm
Espessura do braço	b_3	20	mm
Espessura do braço	b_4	20	mm
Distância ao eixo do braço	d_1	1210	mm
Distância entre eixos do braço	d_2	5830	mm
Comprimento do braço	d_4	11548	mm
Reacção horizontal na articulação	R_{ha}	14	kN
Reacção vertical na articulação	R_{va}	4726	kN
Momento na articulação	M_{a1}	55	kN.m
Momento no tabuleiro	M_{a2}	-110	kN.m
Momento no apoio do braço	M_{vh1}	-1617	kN.m
Momento no apoio do braço	M_{vh3}	-1728	kN.m
Momento a meio vão	M_{vh4}	2363	kN.m
Esforço transversal no braço	V_{a1}	-14	kN
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh1}	-1919	kN
Esforço transversal no apoio do braço	V_{vh2}	2807	kN
Momento devido a F_{vh}	M_{fvh}	-913	kN.m
Inércia do braço	I_1	1,48E+09	mm ⁴
Inércia da viga horizontal ($L_{vh}=434$)	I_2	1,08E+10	mm ⁴
Área do braço	A_b	3,84E-08	mm ²

Tabela A-23 – Tensões nos braços e na viga horizontal.

				F.S
Tensão para M_{a1}	σ_{Ma1}	9	MPa	33,6
Tensão para M_{a2}	σ_{Ma2}	-19	MPa	16,8
Tensão de compressão no braço	σ_{comp}	-123	MPa	2,5
Tensão de corte no braço	τ_b	1	MPa	252,5
Soma das tensões máximas no braço	$\Sigma\sigma$	142	MPa	2,2
Tensão a montante para M_{vh3}	σ_{IVii}	137	MPa	2,4
Tensão a jusante para M_{vh3}	σ_{Vii}	135	MPa	2,4
Tensão máxima a jusante para M_{vh3}	σ_{VIii}	-95	MPa	3,3

2.4.3 Verificação da instabilidade

O modelo físico para o cálculo da instabilidade é o de uma viga sujeita aos efeitos combinados da compressão axial devido à impulsão hidráulica, da flexão no plano vertical e horizontal devido ao momento de atrito na articulação e dos momentos flectores resultantes das cargas aplicadas, como por exemplo, da acção do órgão de manobra.

De acordo com [3], obtemos:

$$\frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}} + \frac{\beta_{m,y} \cdot M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y + \frac{\beta_{m,z} \cdot M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z + \Delta n \leq 1 \quad (72)$$

Sendo a geometria simétrica e as condições de encastramento iguais em ambos os planos, obtemos:

$$M_{pl,y,d} = M_{pl,z,d}; k_y = k_z = 1 \quad (73)$$

Por outro lado, sabemos que:

$$N = R_{vh1} \text{ com servomotor} \quad (74)$$

$$M_y = M_{a2} \quad (75)$$

$$M_z = M_a/2 \quad (76)$$

Simbologia

$\frac{N}{\chi \cdot N_{pl,d}}$	Parcela relativa à compressão axial
$\frac{\beta_{m,y} \cdot M_y}{M_{pl,y,d}} \cdot k_y$	Parcela relativa ao plano vertical
$\frac{\beta_{m,z} \cdot M_z}{M_{pl,z,d}} \cdot k_z$	Parcela relativa ao plano horizontal

2.4.4 Resultados

Nas Tabela A-24 e Tabela A-25 são apresentados os dados para a verificação da instabilidade.

Tabela A-24 – Dados para o cálculo da verificação da instabilidade.

			[un]
Força de compressão	N	4726	kN
Factor de redução de flambagem	χ	0,71	-
Força axial para o estado plástico	$N_{pl,d}$	13248	kN
Factor para o momento da encurvadura lateral para o plano vertical	$\beta_{m,y}$	1,54	-
Momento máximo no plano vertical	M_y	110,40	kN.m
Momento para o estado plástico no plano vertical	$M_{pl,y,d}$	2625	kN.m
Coefficiente de acordo com o diagrama de momentos	k_y	1	-
Factor para o momento da encurvadura lateral para o plano horizontal	$\beta_{m,z}$	1,10	-
Momento máximo no plano horizontal	M_z	150,38	kN.m
Momento para o estado plástico no plano horizontal	$M_{pl,z,d}$	2625	kN.m
Coefficiente de acordo com o diagrama de momentos	k_z	1	-
Δn (N; χ ; $N_{pl,d}$; λk)	Δn	0,04	-

Tabela A-25 – Verificação da instabilidade.

Verificação da instabilidade	0,67
------------------------------	------

2.5. Tensões combinadas

O cálculo das tensões combinadas será efectuado segundo a topologia tipo para tensões combinadas ilustrado na Figura A-16 e segundo a combinação das tensões na placa e vigas verticais e horizontais como resumido a seguir:

Placa + Viga vertical (VVC ou VVL) + Viga horizontal (VH1 ou VH2) ou Reforço horizontal

$$\sigma_{a,b,c} = \sqrt{\sum \sigma_x^2 + \sum \sigma_y^2 - \sum \sigma_x \cdot \sum \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} \quad (77)$$

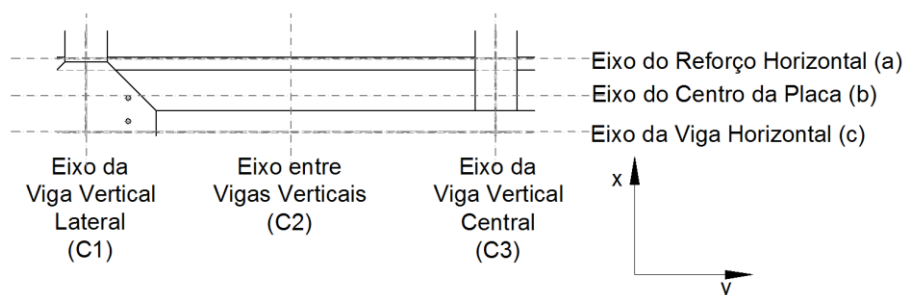


Figura A-16 – Topologia tipo para tensões combinadas.

Os valores a seguir tabelados correspondem aos locais onde as tensões combinadas são mais elevadas.

2.5.1 Resultados

Na Tabela A-26 está apresentado o cálculo das tensões combinadas na Placa P4 + Viga horizontal mais carregada (VH1) + Reforço horizontal mais carregado (RH4), e na Tabela A-27 na Placa P16 + Viga horizontal (VH2) + Reforço horizontal (RH16).

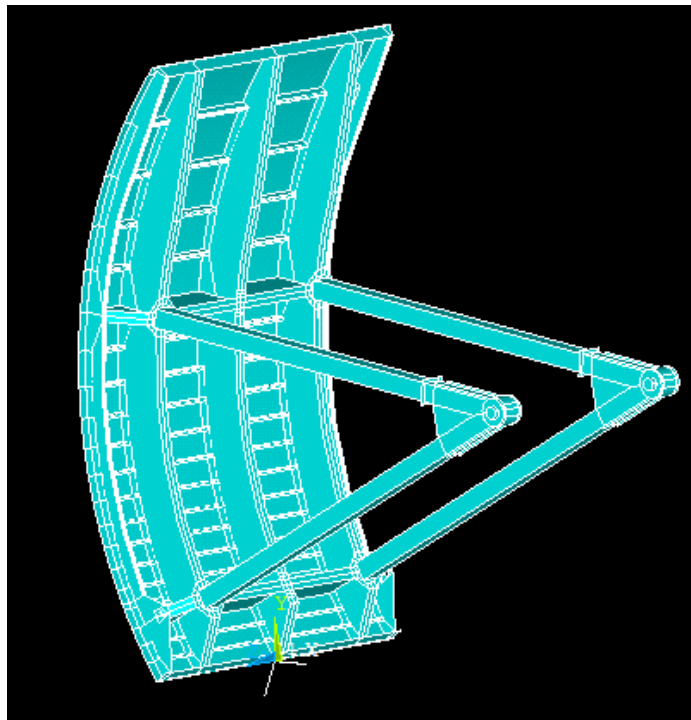
Tabela A-26 – Tensões combinadas – Placa P4 + Viga horizontal mais carregada (VH1) + Reforço horizontal mais carregado (RH4).

Ponto	Posição	Tensão	A MONTANTE						A JUSANTE							
			Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S.	Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S.
C1	a	σ_y	0	0	86	0	86	84	3,8	0	0	74	0	74	111	2,9
		σ_x	0	0	0	4	4			0	0	0	4	4		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	49	0	49		
	b	σ_y	116	0	0	0	116	101	3,2	-116	0	0	0	-116	157	2,1
		σ_x	35	0	0	21	56			-35	0	0	21	-14		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	65	65		
	c	σ_y	0	137	0	0	137	122	2,7	0	135	0	0	135	304	1,1
		σ_x	0	0	0	41	41			0	0	0	40	40		
		τ	0	0	0	0	0			0	161	0	0	161		
C2	a	σ_y	51	-64	-40	0	-54	202	1,6	-51	-63	-33	0	-146	212	1,5
		σ_x	170	0	0	0	170			-170	0	0	0	-170		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
	b	σ_y	-25	-64	0	0	-90	87	3,7	25	-63	0	0	-37	177	1,8
		σ_x	-85	0	0	0	-85			85	0	0	0	85		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
	c	σ_y	51	-64	0	0	-13	177	1,8	-51	-63	0	0	-113	205	1,6
		σ_x	170	0	0	0	170			-170	0	0	0	-170		
		τ	0	0	0	0	0			0	81	0	0	81		
C3	a	σ_y	0	-92	119	0	27	25	13,0	0	-90	100	0	11	97	3,3
		σ_x	0	0	0	6	6			0	0	0	6	6		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	56	0	56		
	b	σ_y	116	-92	0	0	24	58	5,5	-116	-90	0	0	-206	258	1,2
		σ_x	35	0	0	32	66			-35	0	0	31	-4		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	92	92		
	c	σ_y	0	-92	0	0	-92	132	2,4	0	-90	0	0	-90	130	2,5
		σ_x	0	0	0	60	60			0	0	0	59	59		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		

Tabela A-27 – Tensões combinadas – Placa mais carregada P16 + Viga horizontal (VH2) + Reforço horizontal (RH16).

Ponto	Posição	Tensão	A MONTANTE						A JUSANTE							
			Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S.	Placa	Viga H	Reforço	Viga V	SOMA	σ_c	F.S.
C1	a	σ_y	0	0	61	0	61	56	5,7	0	0	51	0	51	86	3,7
		σ_x	0	0	0	51	51			0	0	0	50	50		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	40	0	40		
	b	σ_y	212	0	0	0	212	185	1,7	-212	0	0	0	-212	219	1,5
		σ_x	64	0	0	67	130			-64	0	0	66	2		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	29	29		
	c	σ_y	0	68	0	0	68	78	4,1	0	67	0	0	67	241	1,3
		σ_x	0	0	0	86	86			0	0	0	84	84		
		τ	0	0	0	0	0			0	132	0	0	132		
C2	a	σ_y	93	-53	-24	0	16	301	1,1	-93	-52	-18	0	-162	268	1,2
		σ_x	309	0	0	0	309			-309	0	0	0	-309		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		
	b	σ_y	-46	-53	0	0	-99	135	2,4	46	-52	0	0	-5	157	2,1
		σ_x	-154	0	0	0	-154			154	0	0	0	154		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		
	c	σ_y	93	-53	0	0	40	291	1,1	-93	-52	0	0	-144	291	1,1
		σ_x	309	0	0	0	309			-309	0	0	0	-309		
		τ	0	0	0	0	0			0	66	0	0	66		
C3	a	σ_y	0	-76	80	0	4	73	4,4	0	-74	66	0	-8	111	2,9
		σ_x	0	0	0	75	75			0	0	0	74	74		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	46	0	46		
	b	σ_y	212	-76	0	0	136	151	2,1	-212	-74	0	0	-286	312	1,0
		σ_x	64	0	0	98	162			-64	0	0	97	33		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	41	41		
	c	σ_y	0	-76	0	0	-76	177	1,8	0	-74	0	0	-74	173	1,9
		σ_x	0	0	0	126	126			0	0	0	124	124		
		τ	0	0	0	0	0			0	0	0	0	0		

Anexo B – Verificação por Análise de Elementos Finitos



Índice

1.	Modelação.....	125
2.	Condição fronteira	126
3.	Caso de carga 1	127
3.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira	127
3.2.	Resultados gerais.....	128
3.3.	Detalhe	131
4.	Caso de carga 2.1	135
4.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	135
4.2.	Resultados gerais.....	136
4.3.	Detalhe	139
5.	Caso de carga 2.2	143
5.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira	143
5.2.	Resultados gerais.....	144
5.3.	Detalhe	147
6.	Caso de carga 3.1a	151
6.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	151
6.2.	Resultados gerais.....	152
6.3.	Detalhe	154
7.	Caso de carga 3.1b	155
7.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	155
7.2.	Resultados gerais.....	156
7.3.	Detalhe	158
8.	Caso de carga 3.1c	159
8.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	159
8.2.	Resultados gerais.....	160
8.3.	Detalhe	162
9.	Caso de carga 3.2	163
9.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	163
9.2.	Resultados gerais.....	164
9.3.	Detalhe	166
10.	Caso de carga 3.3	167
10.1.	Esforços atuantes e Condição fronteira.....	167
10.2.	Resultados gerais.....	169
10.3.	Detalhe	170

Índice de Figuras

Figura B-1 – Elementos de placa – <i>Shell 281</i>	125
Figura B-2 – Elementos sólidos – <i>Solid 185</i>	126
Figura B-3 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC1.	127
Figura B-4 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC1.	129
Figura B-5 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC1.	130
Figura B-6 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC1.	130
Figura B-7 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC1.	131
Figura B-8 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC1.	131
Figura B-9 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 4 – CC1.	132
Figura B-10 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC1.	132
Figura B-11 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC1. ...	133
Figura B-12 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC1.	133
Figura B-13 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC1.	134
Figura B-14 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC2.1.	135
Figura B-15 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC2.1.	137
Figura B-16 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC2.1.	138
Figura B-17 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC2.1.	138
Figura B-18 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.1.	139
Figura B-19 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC2.1.	139
Figura B-20 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 2 e 4 – CC2.1.	140
Figura B-21 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC2.1. ...	140
Figura B-22 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC2.1.	141
Figura B-23 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC2.1.	141
Figura B-24 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC2.1.	142
Figura B-25 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC2.2.	143
Figura B-26 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC2.2.	145
Figura B-27 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC2.2.	146
Figura B-28 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC2.2.	146
Figura B-29 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.2.	147
Figura B-30 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC2.2.	148
Figura B-31 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 2 e 4 – CC2.2.	148

Figura B-32 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC2.2. ...	148
Figura B-33 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC2.2.	149
Figura B-34 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC2.2.....	149
Figura B-35 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC2.2.	150
Figura B-36 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.1a.	151
Figura B-37 – Esforço lateral $U_z=5$ mm – CC3.1a.	152
Figura B-38 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1a.	153
Figura B-39 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1a.	153
Figura B-40 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1a..	154
Figura B-41 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1a.....	154
Figura B-42 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.1b.	155
Figura B-43 – Esforço lateral $U_z=5$ mm – CC3.1b.....	156
Figura B-44 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1b.	157
Figura B-45 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1b.	157
Figura B-46 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1b. .	158
Figura B-47 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1b.....	158
Figura B-48 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.1c.	159
Figura B-49 – Esforço lateral $U_z=5$ mm – CC3.1c.	160
Figura B-50 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1c.	161
Figura B-51 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1c.	161
Figura B-52 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1c..	162
Figura B-53 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1c.....	162
Figura B-54 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.2.	163
Figura B-55 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.2.	165
Figura B-56 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.2.	165
Figura B-57 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.2. ...	166
Figura B-58 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.2.....	166
Figura B-59 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.3.	168
Figura B-60 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.3.	169
Figura B-61 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.3.	170
Figura B-62 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.3. ...	170
Figura B-63 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.3.....	171

Índice de Tabelas

Tabela B-1 – Condições fronteira.....	126
Tabela B-2 – Caso de Carga 1.....	127
Tabela B-3 – Resumo das cargas – CC1.....	128
Tabela B-4 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC1.....	129
Tabela B-5 – Caso de Carga 2.1.....	135
Tabela B-6 – Resumo das cargas – CC2.1.....	136
Tabela B-7 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.1.....	137
Tabela B-8 – Caso de Carga 2.2.....	143
Tabela B-9 – Resumo das cargas – CC2.2.....	144
Tabela B-10 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.2.....	145
Tabela B-11 – Caso de Carga 3.1a.....	151
Tabela B-12 – Resumo das cargas – CC3.1a.....	152
Tabela B-13 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1a.....	153
Tabela B-14 – Caso de Carga 3.1b.....	155
Tabela B-15 – Resumo das cargas – CC3.1b.....	156
Tabela B-16 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1b.....	157
Tabela B-17 – Caso de Carga 3.1c.....	159
Tabela B-18 – Resumo das cargas – CC3.1c.....	160
Tabela B-19 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1c.....	161
Tabela B-20 – Caso de Carga 3.2.....	163
Tabela B-21 – Resumo das cargas – CC3.2.....	164
Tabela B-22 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.2.....	164
Tabela B-23 – Caso de Carga 3.3.....	167
Tabela B-24 – Resumo das cargas – CC3.3.....	168
Tabela B-25 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.3.....	169

1. Modelação

Neste Anexo é apresentado o cálculo detalhado da estrutura através da análise por elementos finitos, realizado com o software *Ansys*, versão R18.2.

Recorreu-se a elementos de placa e a elementos sólidos, nomeadamente *Shell 281* e *Solid 185* receptivamente, para modelar a estrutura por inteiro, como ilustrado nas Figura B-1 e Figura B-2. A malha geral tem um tamanho de elementos de 50x50 mm.

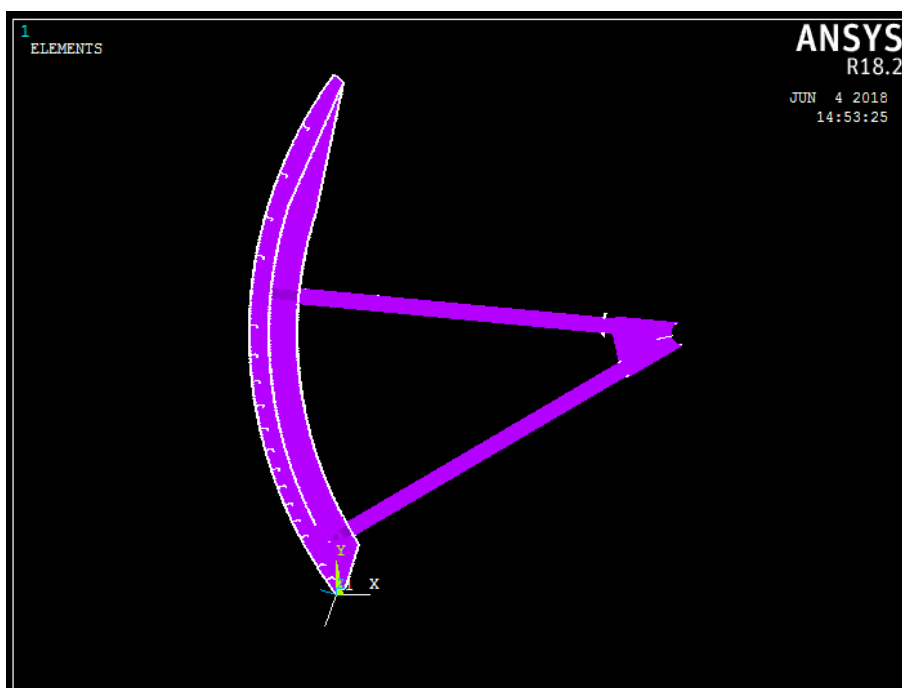


Figura B-1 – Elementos de placa – *Shell 281*.

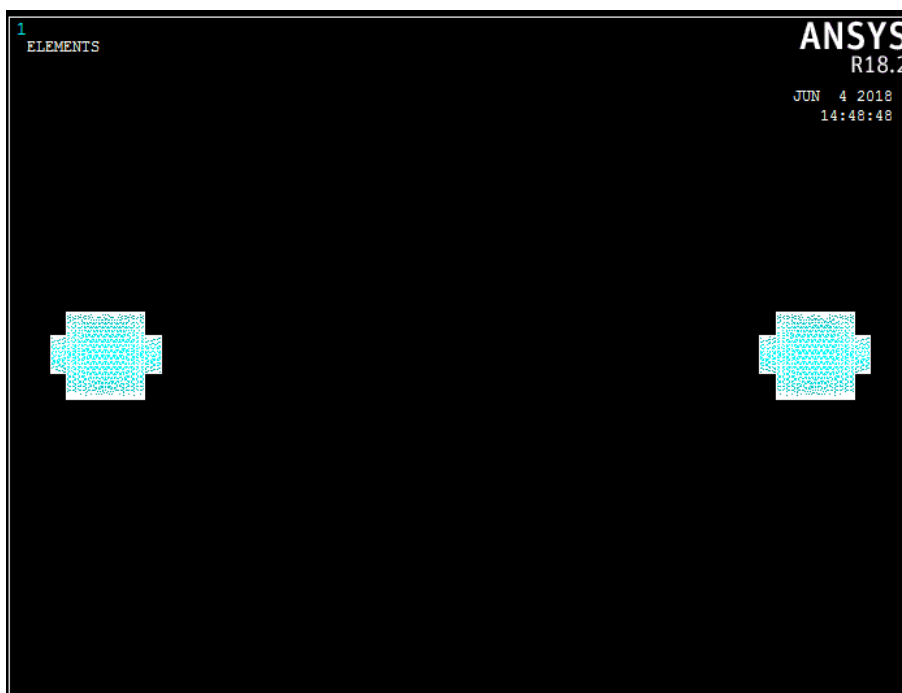


Figura B-2 – Elementos sólidos – *Solid 185*.

2. Condição fronteira

Nos casos de carga em que o esforço de manobra não é aplicado a estrutura está apoiada na soleira, na direção perpendicular ao plano da soleira. Para os casos de carga em que a estrutura está a ser manobrada, não existe qualquer restrição na soleira.

Como sistematizado na Tabela B-1, nos casos de carga em que os esforços laterais não se fazem sentir, a estrutura está restringida em todos os graus de liberdade na articulação. Para os casos em que os esforços laterais se fazem sentir, apenas uma articulação está restringida em todos os graus de liberdade e a restante está restringida no plano vertical, com deslocamento 0 no eixo dos XX e do YY.

Tabela B-1 – Condições fronteira.

Caso de carga 1	Estrutura apoiada na soleira	Encastrada na articulação
Caso de carga 3.1 e 3.2	Estrutura apoiada na soleira	Encastrada numa articulação + Plano vertical restringido
Caso de carga 2	Esforço de manobra no olhal de ligação ao servomotor	Encastrada na articulação
Caso de carga 3.3	Esforço de manobra no olhal de ligação ao servomotor	Encastrada numa articulação + Plano vertical restringido

3.Caso de carga 1

Este Caso de Carga simula a comporta nas condições normais de funcionamento, como sistematizado na Tabela B-2. A comporta está fechada, sujeita à acção do peso próprio e da pressão hidrostática.

Tabela B-2 – Caso de Carga 1.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática

Caso	Componente	Carga atuante	Υ	Ψ	CrITÉrio de verificação
1	Estrutura	PP + PH	1,35	1,10	Tensões admissíveis

3.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-3 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-3.

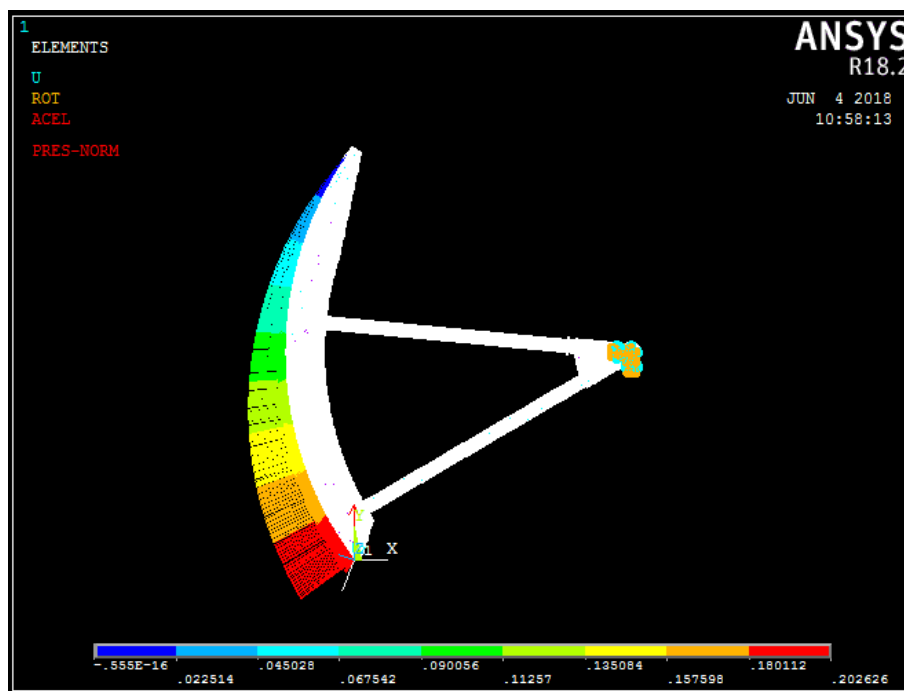


Figura B-3 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC1.

Tabela B-3 – Resumo das cargas – CC1.

Resultados FEA

Reacções		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Combinação das cargas (kN)
Soleira	vertical	815	-26	789
	horizontal	299	0	299
Articulação	vertical	-103	-3171	-3273
	horizontal	-299	-13561	-13860
	Axial	0	0	0

Resultante
Angulo

kN	13787
°	10

Resultados analíticos

Reacções		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Combinação das cargas (kN)
Total	vertical	712	-3198	-2486
	horizontal	0	-13563	-13563

Resultante
Angulo

kN	13789
°	10

Erro e
comparação

Resultante	0,0%	OK
Angulo	0,0%	OK

Resultados FEA para a articulação esquerda

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	-835	-801	-1637
	horizontal	-3540	-3390	-6930
	Axial	468	-469	-1

Resultante

kN	7120
-----------	------

3.2. Resultados gerais

Na Tabela B-4 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC1, e nas Figura B-4 a Figura B-7 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-4 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC1.

Caso de carga 1		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Chapa de face		306	323	1,06
Reforços horizontais		251	323	1,29
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	281	323	1,15
Vigas horizontais/ Verticais	Banzo	184	314	1,71
Vigas verticais secundárias laterais	Alma/ Banzo	232	323	1,39
Braços		121	314	2,60
Reforço inferior		142	314	2,21
Reforço superior		44	314	7,14

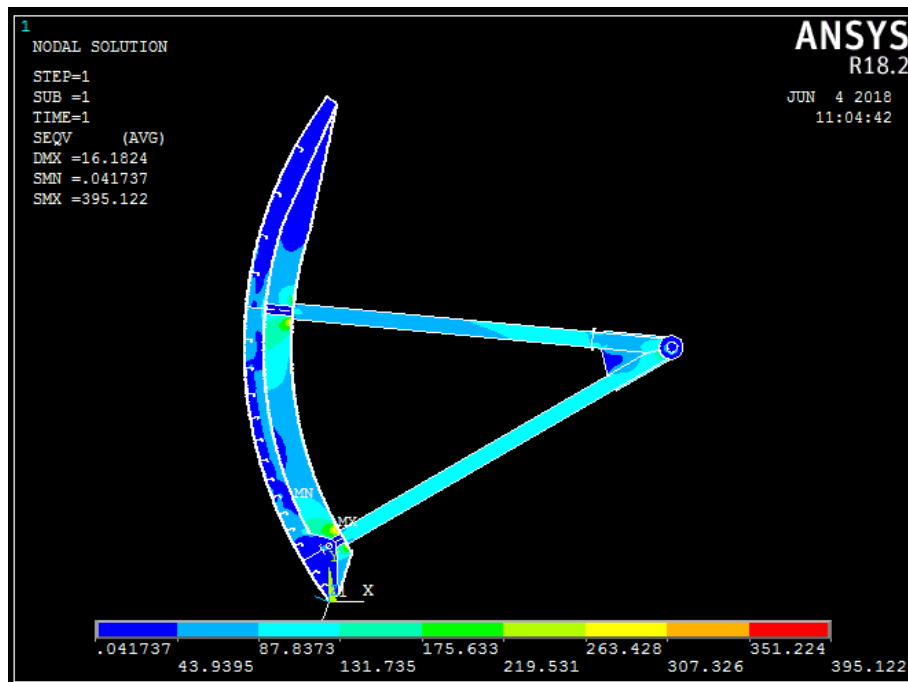


Figura B-4 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC1.

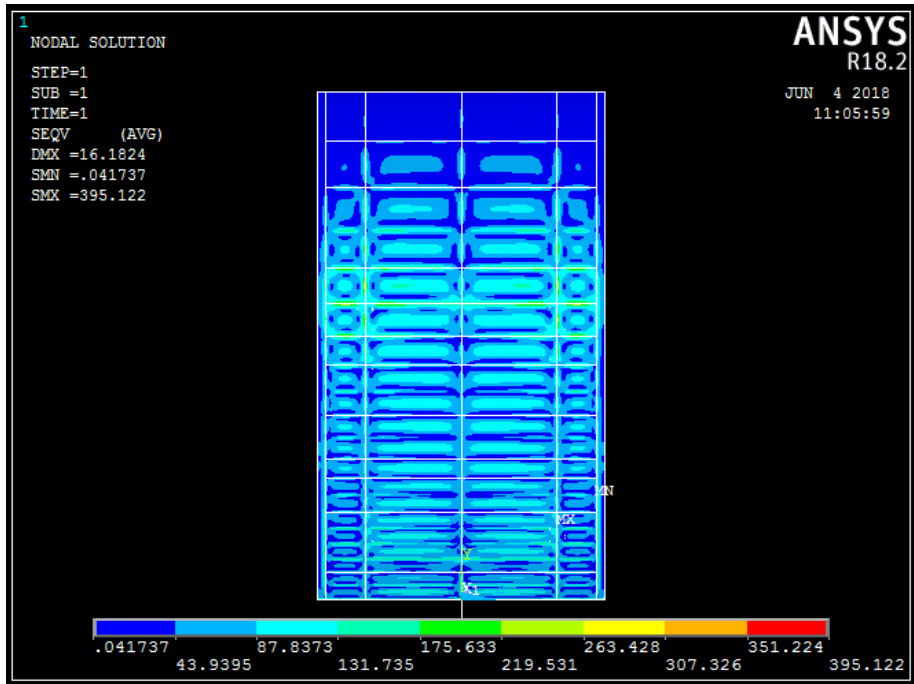


Figura B-5 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC1.

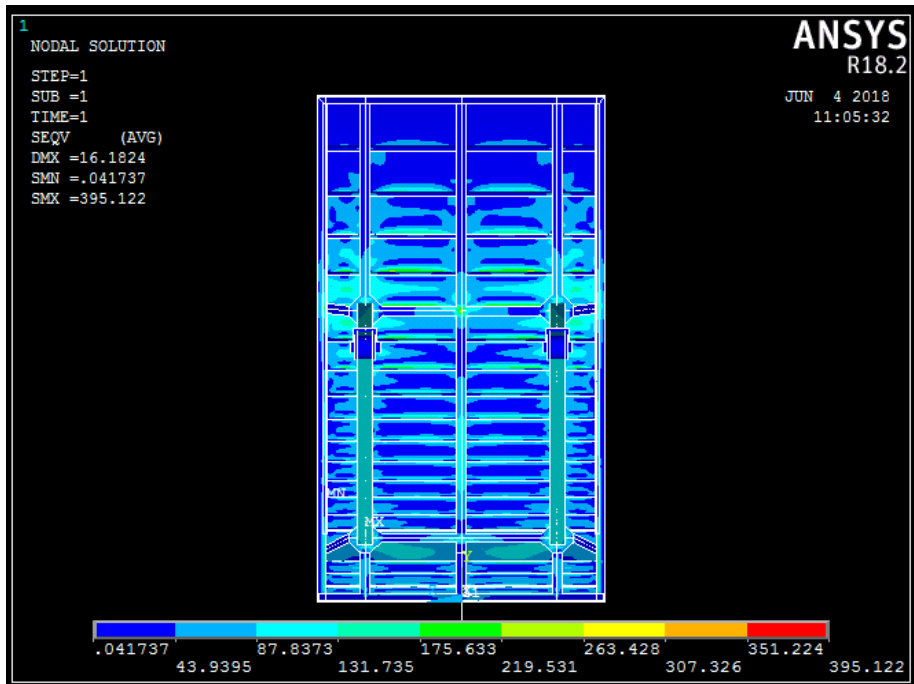


Figura B-6 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC1.

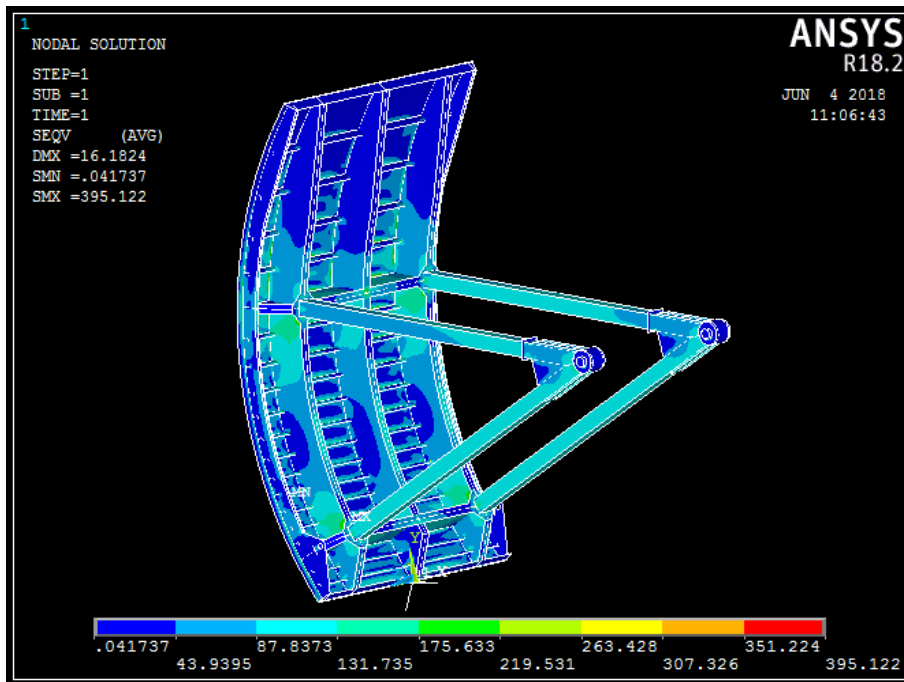


Figura B-7 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC1.

3.3. Detalhe

Nas Figura B-8 a Figura B-13 estão ilustradas as simulações para o cálculo das tensões na chapa de face, nos reforços, nas vigas e nos braços.

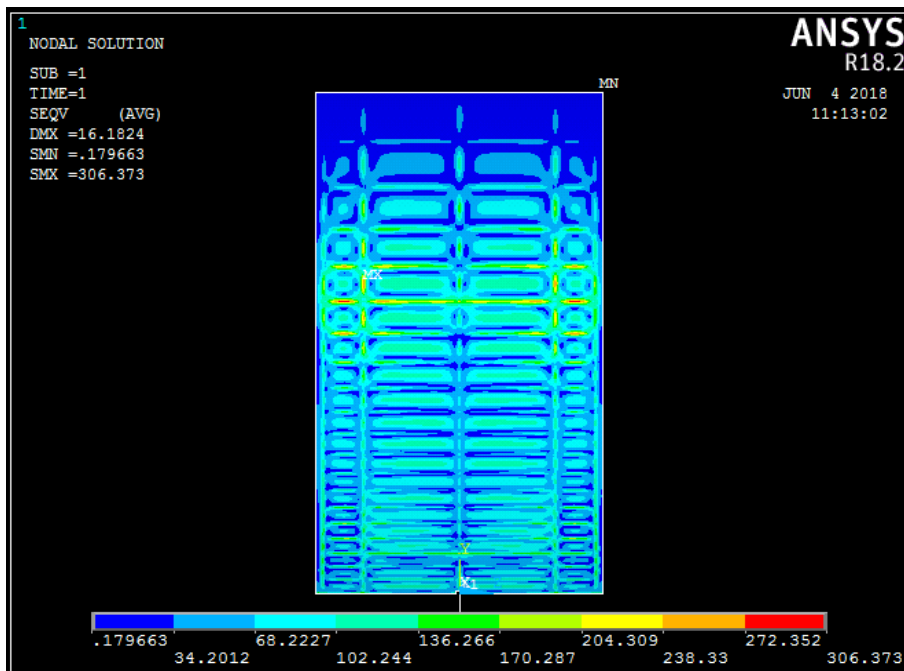


Figura B-8 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC1.

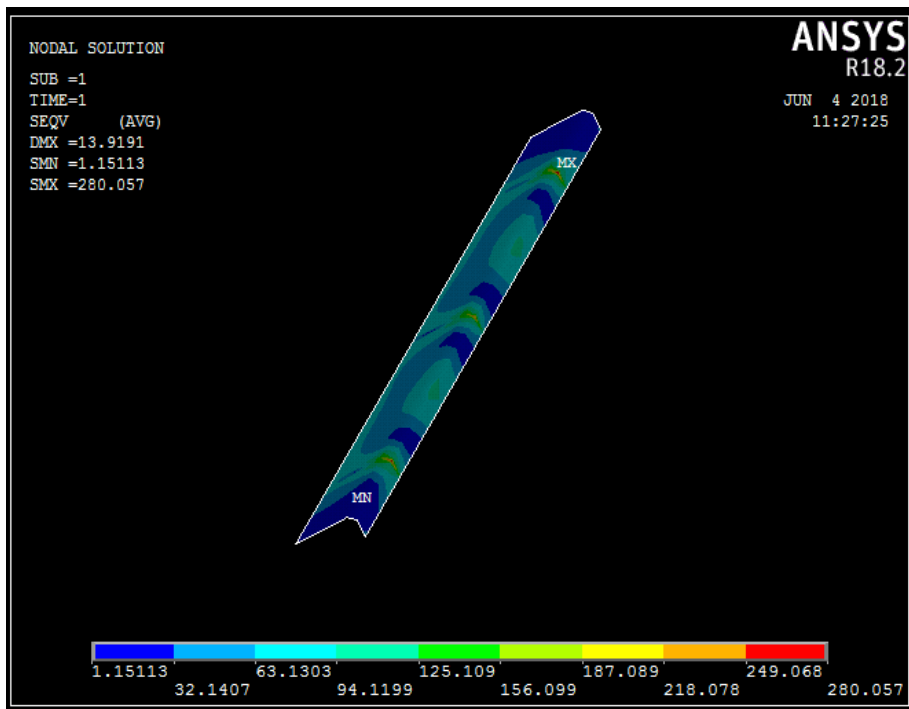


Figura B-9 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 4 – CC1.

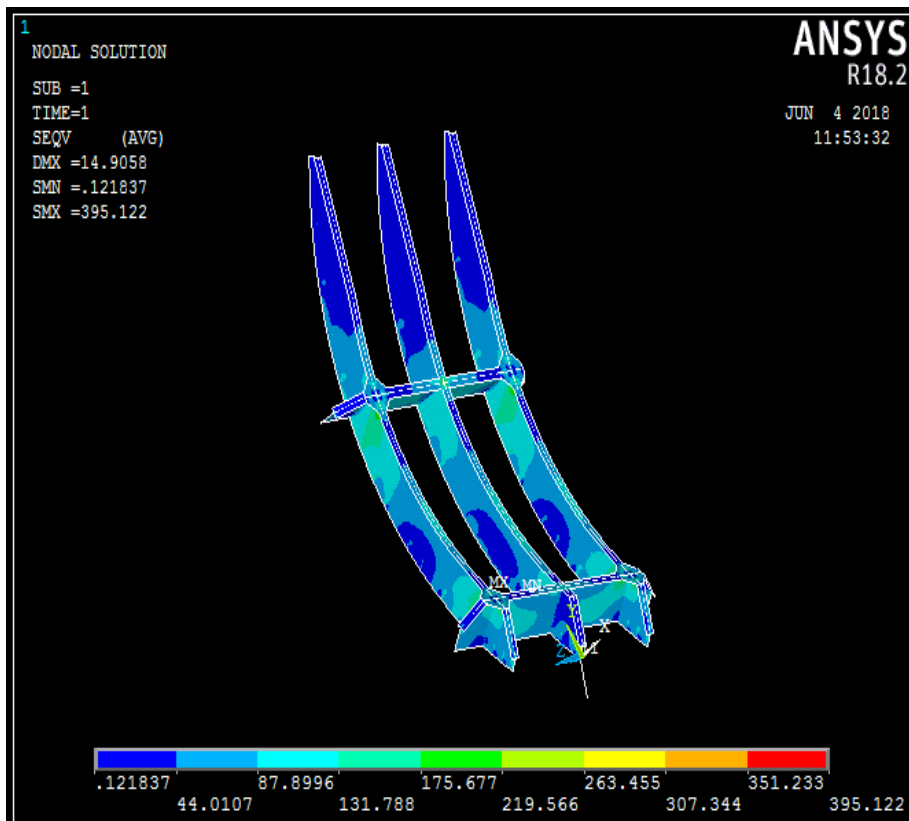


Figura B-10 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC1.

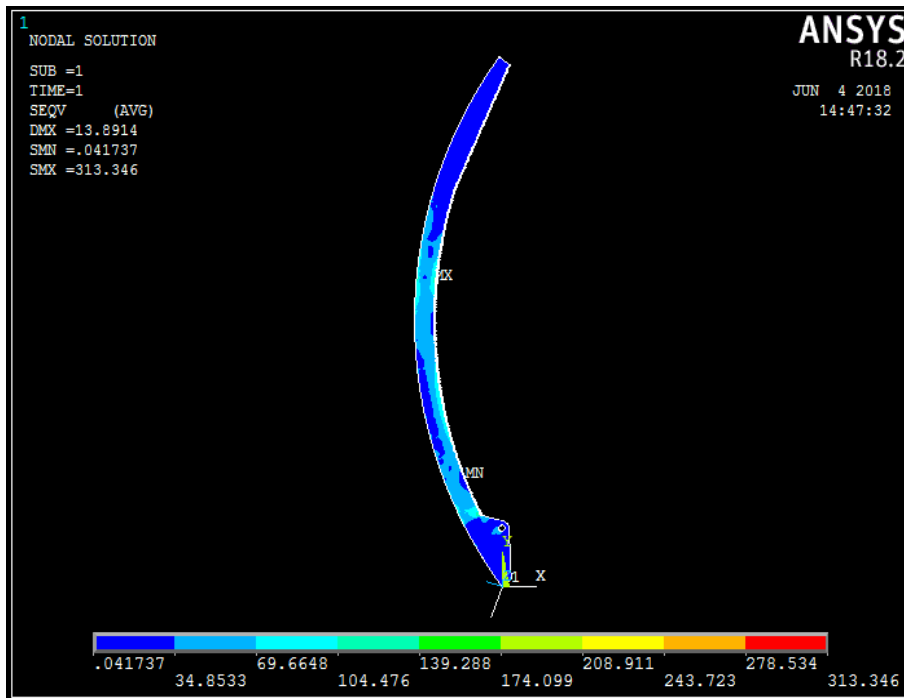


Figura B-11 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC1.

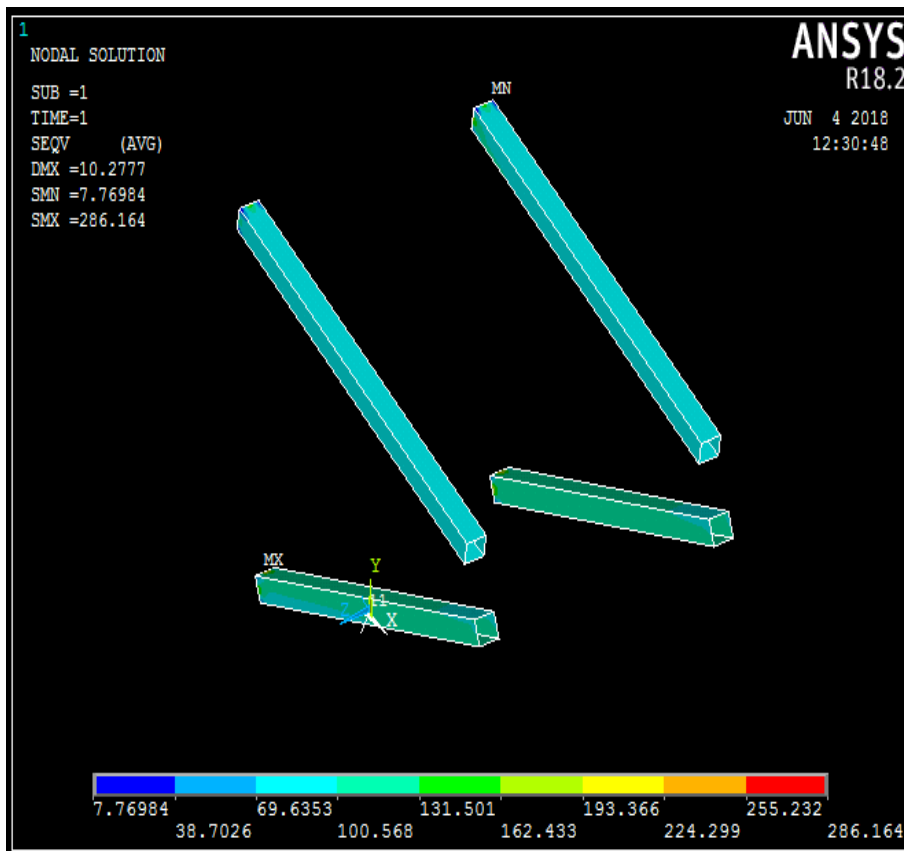


Figura B-12 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC1.

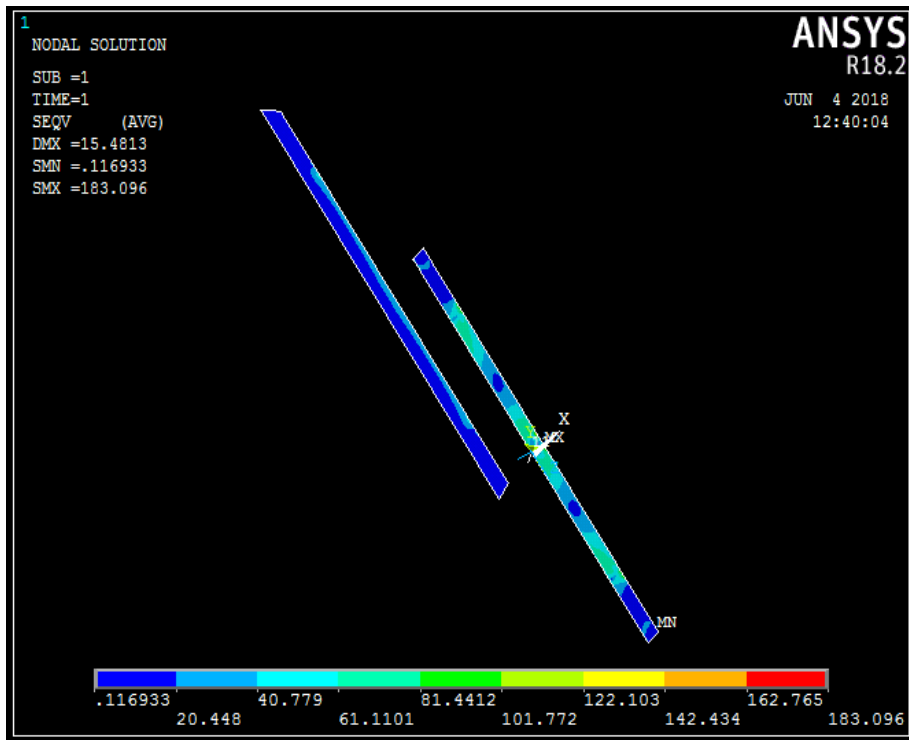


Figura B-13 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC1

4. Caso de carga 2.1

O Caso de Carga 2.1 simula a comporta numa condição normal de funcionamento, como sistematizado na Tabela B-5. A comporta está no início da abertura, sujeita à acção do peso próprio, pressão hidrostática total e sujeita ao esforço de manobra máximo. O coeficiente de atrito do casquilho autolubrificante é de 0,15.

Tabela B-5 – Caso de Carga 2.1.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática
EM	Esforço de Manobra

Caso	Componente	Carga atuante	γ	Ψ	Critério de verificação
2.1	Estrutura	PP + PH + EM(0,15)	1,35	1,10	Tensões admissíveis

4.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-14 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-6.

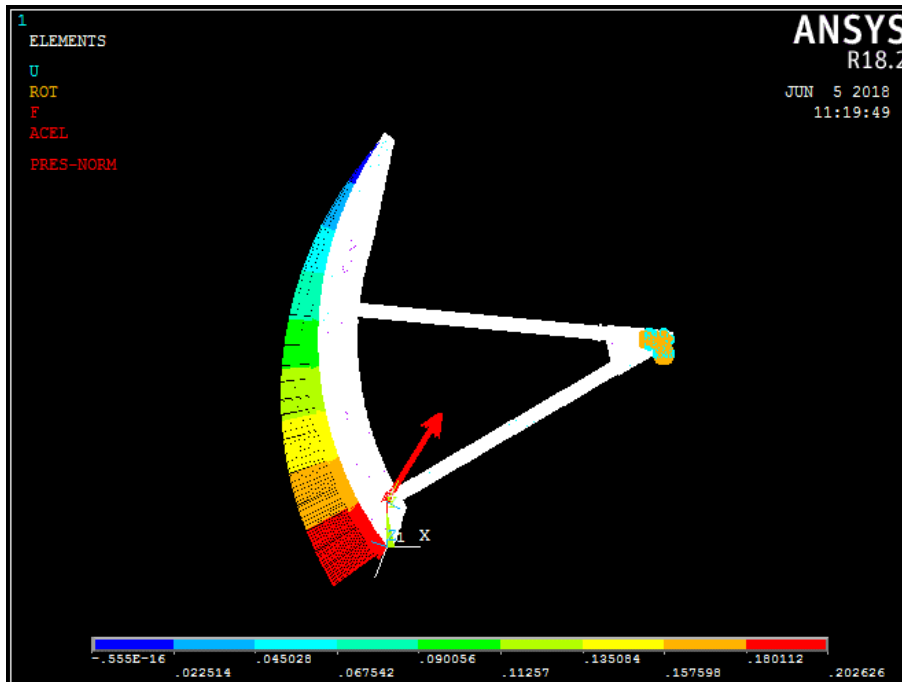


Figura B-14 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC2.1.

Tabela B-6 – Resumo das cargas – CC2.1.

Resultados FEA

Reacções		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Esforço de Manobra (kN)	Combinação das cargas (kN)
Articulações	vertical	712	-3171	-1448	-3906
	horizontal	0	-13561	-903	-14464
	z (Axial)	0	0	0	0

Resultante	KN	14983
Angulo	°	15

Reacções		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Esforço de Manobra (kN)	Combinação das cargas (kN)
Total	vertical	712	-3198	-1452	-3938
	horizontal	0	-13563	-896	-14459

Resultante	KN	14986
Angulo	°	15

Erro e comparação	Resultante	0,0%	OK
	Angulo	-0,8%	OK

Resultados FEA para a articulação esquerda

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	-980	-986	-1966
	horizontal	-3674	-3563	-7237
	Axial	483	-474	9

Resultante	kN	7499
-------------------	-----------	------

4.2. Resultados gerais

Na Tabela B-7 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC2.1, e nas Figura B-15 a Figura B-18 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-7 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.1

Caso de carga 2.1		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Chapa de face		304,6	323	1,06
Reforços horizontais		257	323	1,26
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	321	323	1,01
Vigas horizontais/ Verticais	Banzo	218	314	1,44
Vigas verticais secundárias laterais	Alma/ Banzo	245	323	1,32
Braços		218	314	1,44
Reforço inferior		160	314	1,96
Reforço superior		74	314	4,24

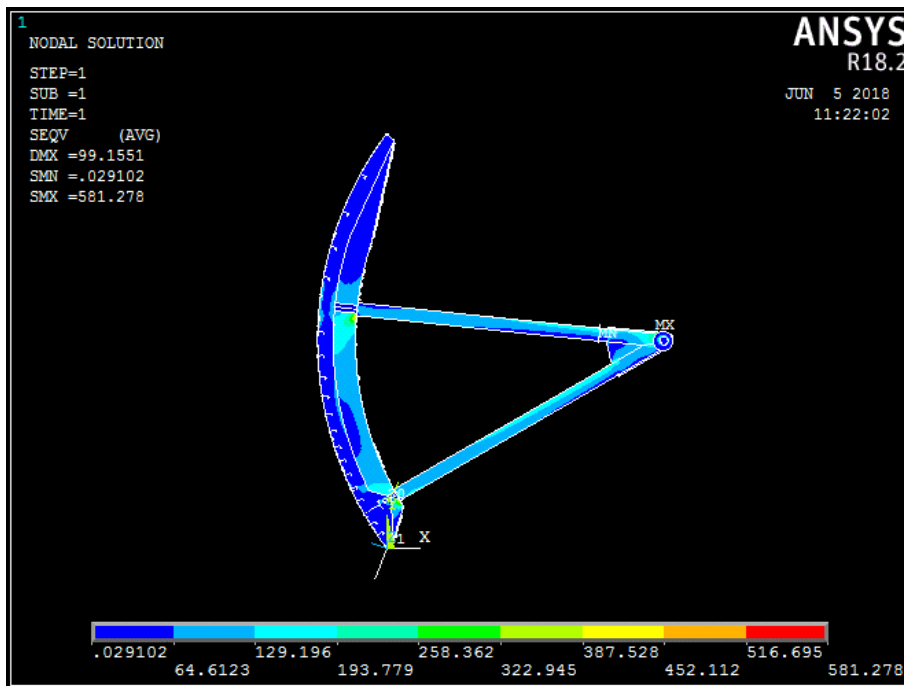


Figura B-15 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC2.1.

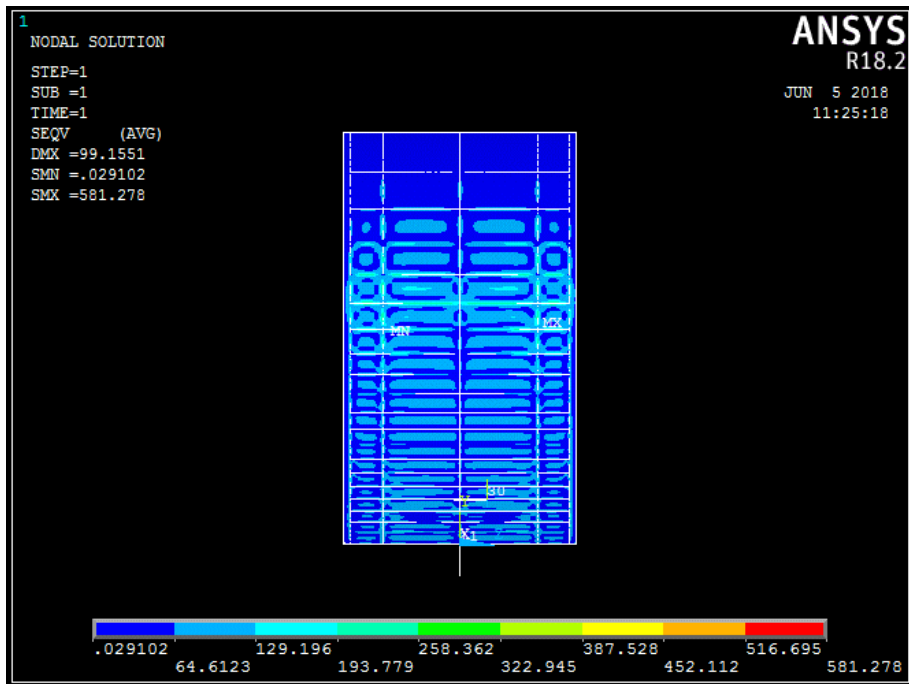


Figura B-16 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC2.1.

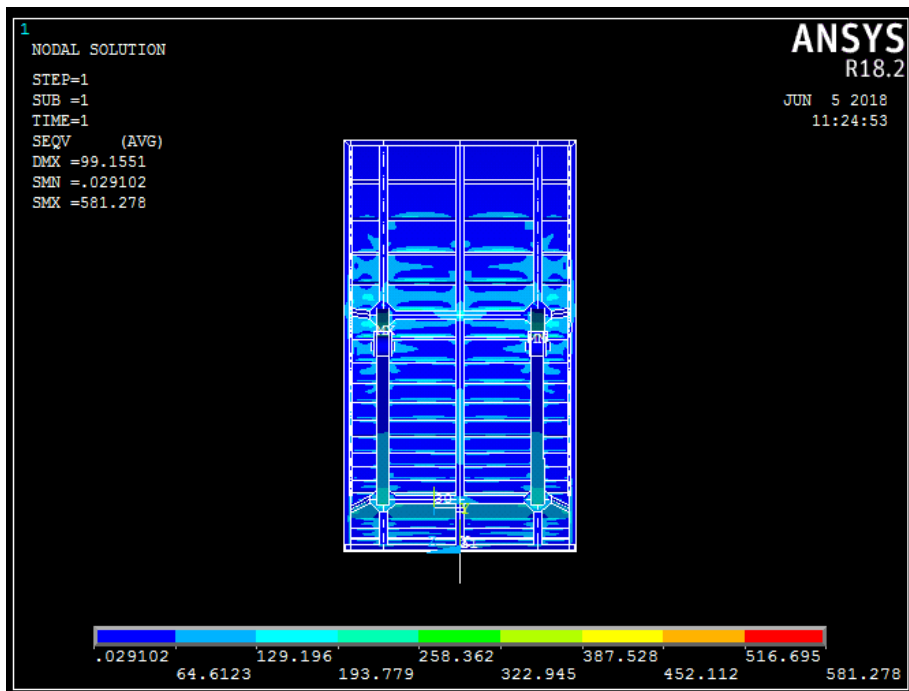


Figura B-17 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC2.1.

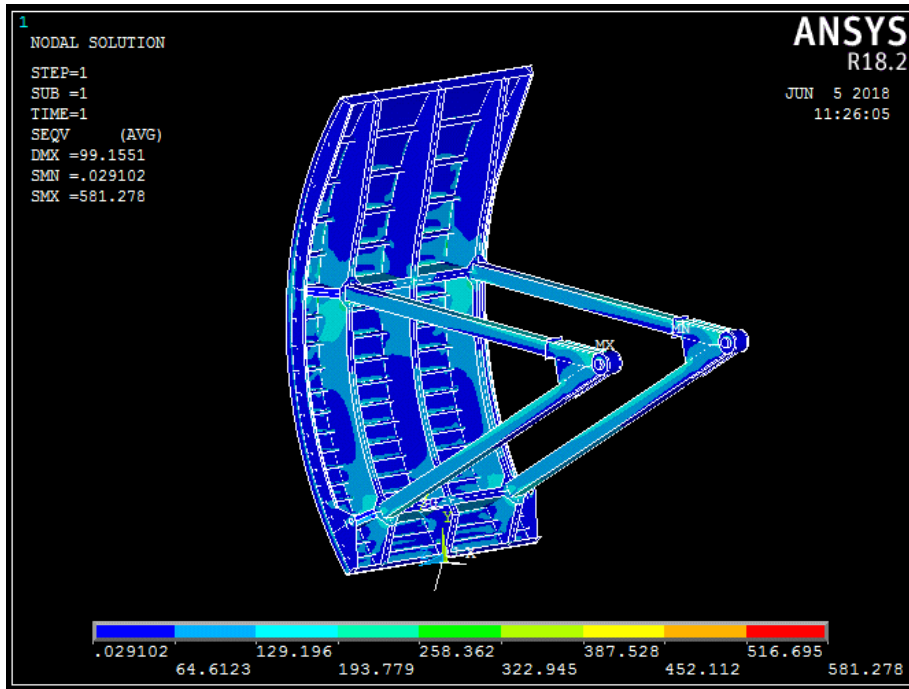


Figura B-18 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.1.

4.3. Detalhe

Nas Figura B-19 a Figura B-24 estão ilustradas as simulações para o cálculo das tensões na chapa de face, nos reforços, nas vigas e nos braços.

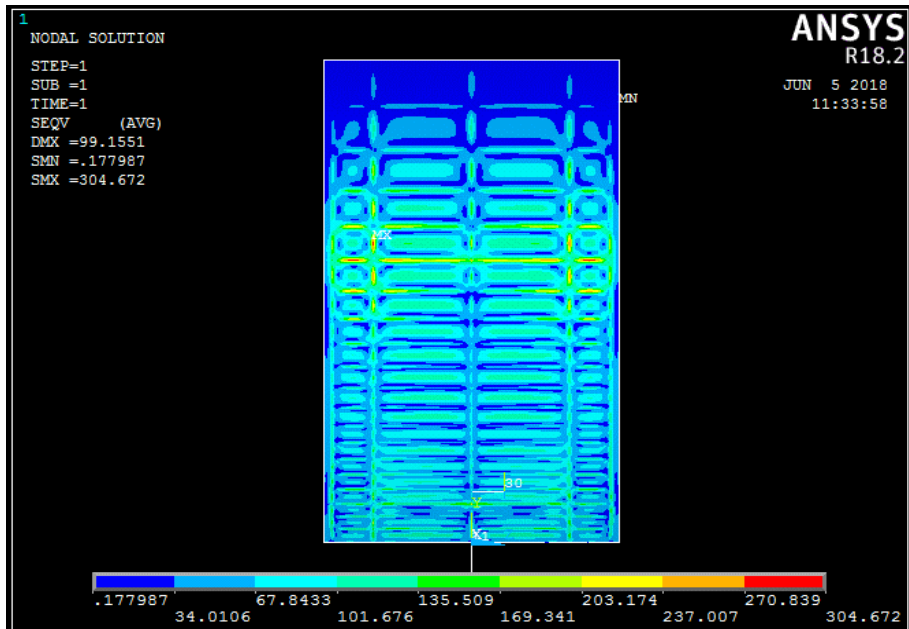


Figura B-19 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC2.1.

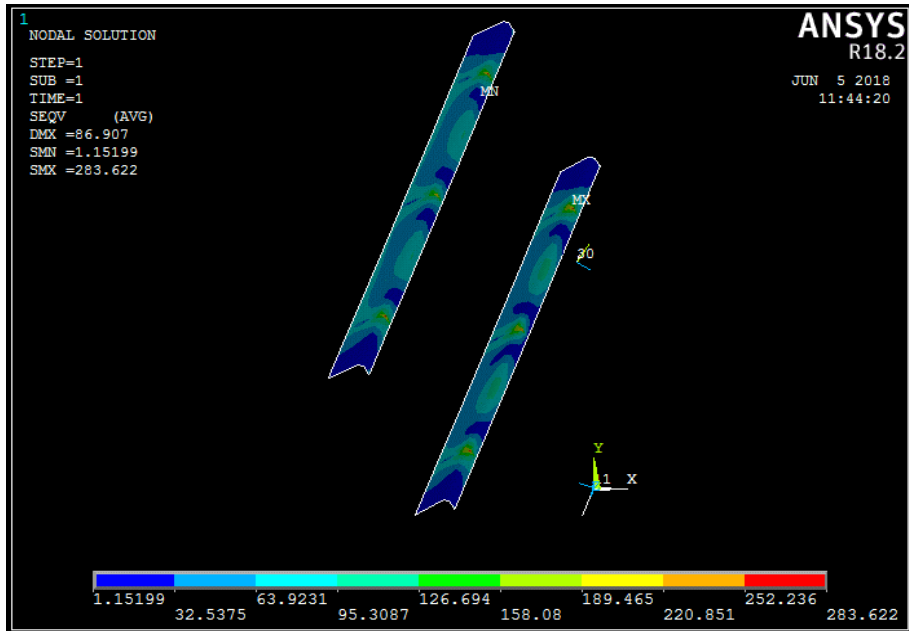


Figura B-20 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 2 e 4 – CC2.1.

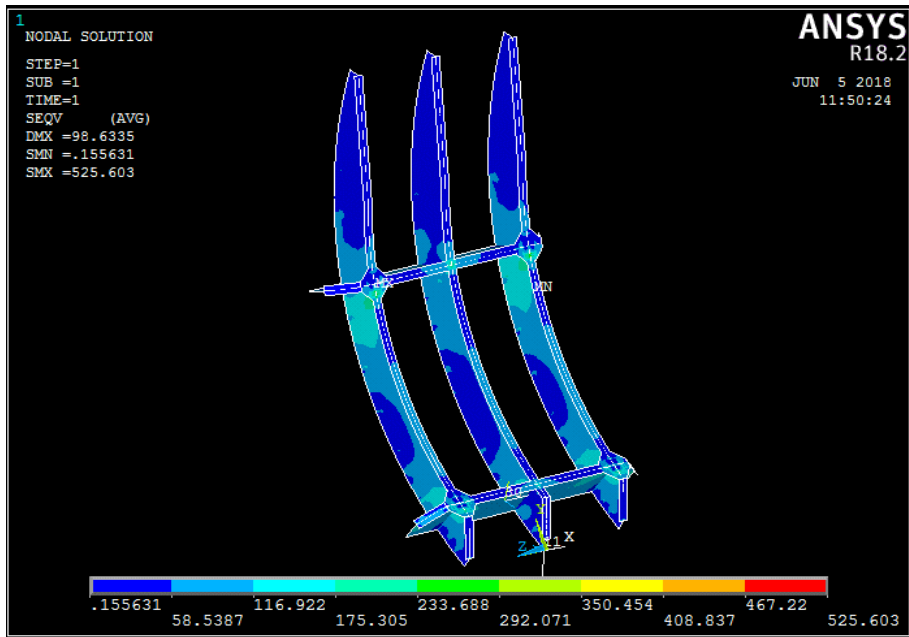


Figura B-21 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC2.1.

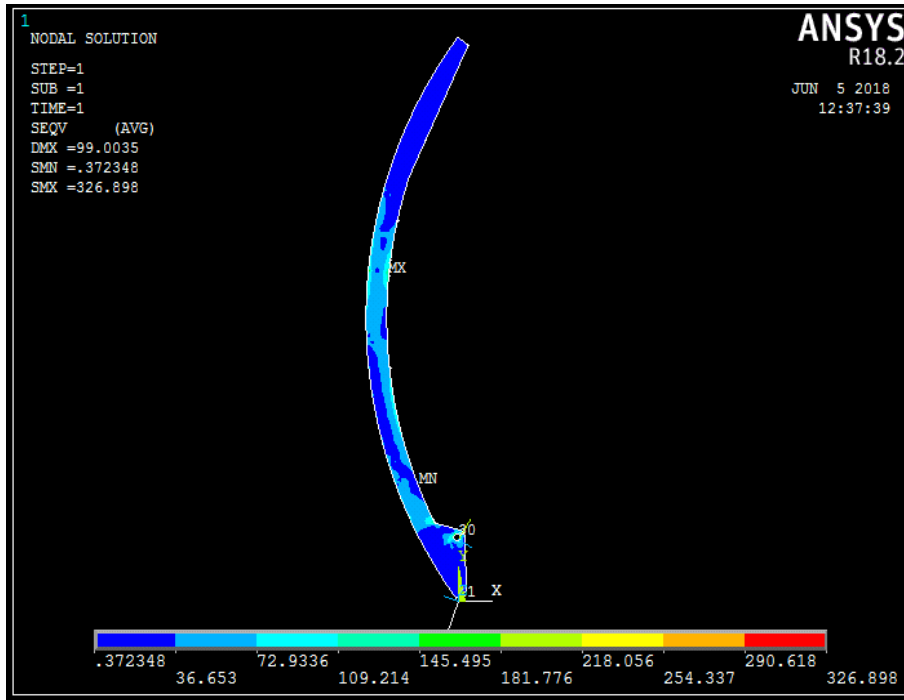


Figura B-22 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC2.1.

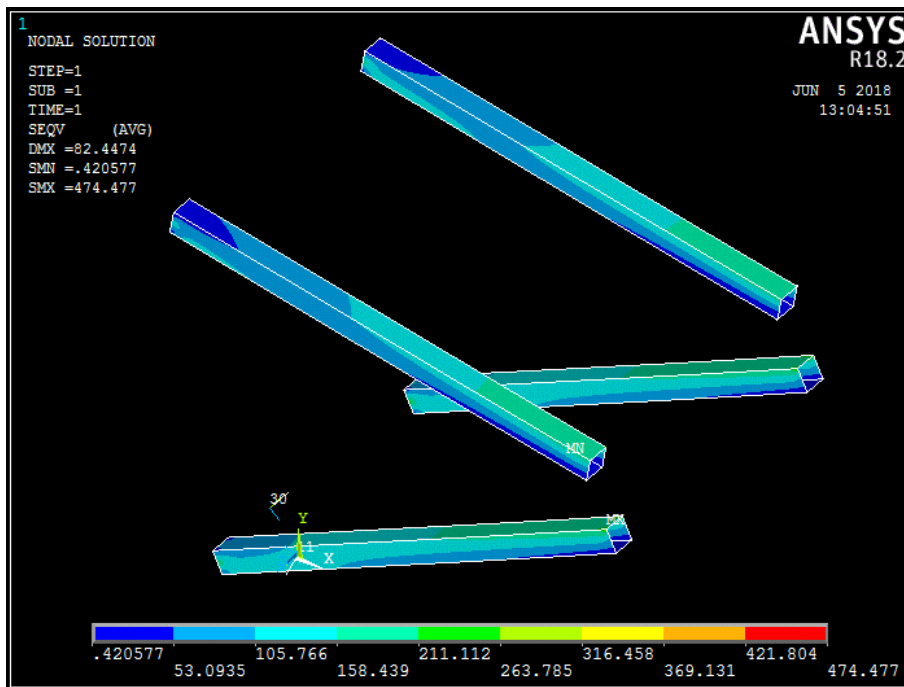


Figura B-23 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC2.1.



Figura B-24 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC2.1.

5. Caso de carga 2.2

Simula as mesmas condições do CC2.1 com a expectativa de desgaste dos casquilhos, como sistematizado na Tabela B-8, sendo com o coeficiente de atrito de 0,30.

Tabela B-8 – Caso de Carga 2.2.

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática
EM	Esforço de Manobra

Caso	Componente	Carga atuante	Y	Ψ	Critério de verificação
2.2	Estrutura	PP + PH + EM(0,30)	1,35	1,10	Tensões admissíveis

5.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-25e os resultados referidos e comparados na Tabela B-9.

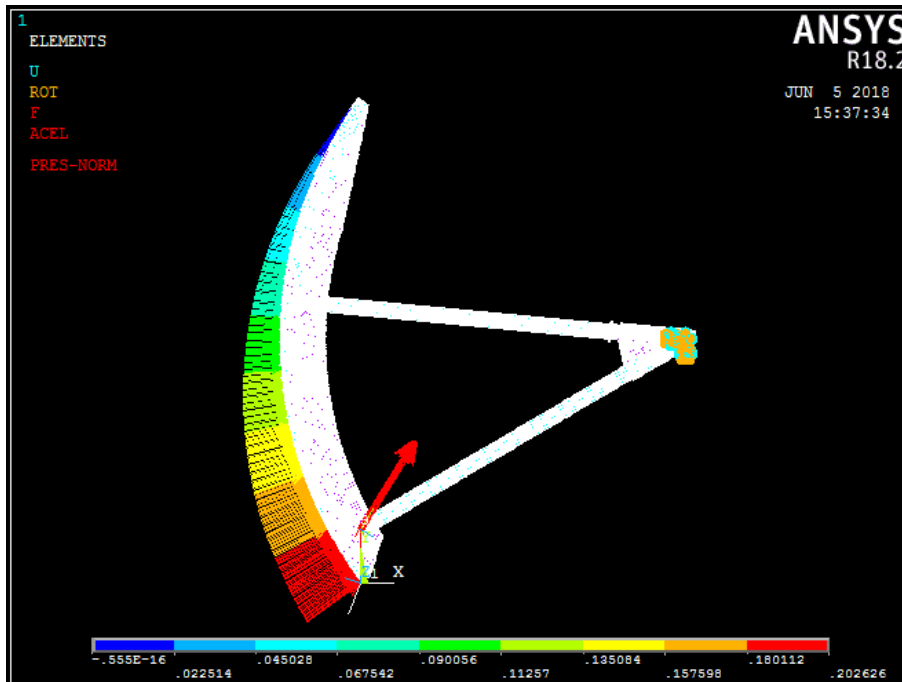


Figura B-25 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC2.2.

Tabela B-9 – Resumo das cargas – CC2.2.

Resultados FEA

Reações		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Esforço de Manobra (kN)	Combinação das cargas (kN)
Articulações	vertical	712	-3171	-1507	-3966
	horizontal	0	-13561	-941	-14502
	Axial	0	0	0	0

Resultante
Angulo

KN	15034
°	15

Resultados analíticos

Reações		Peso próprio (kN)	Carga hidráulica (kN)	Esforço de Manobra (kN)	Combinação das cargas (kN)
Total	vertical	712	-3198	-1512	-3938
	horizontal	0	-13563	-933	-14459

Resultante
Angulo

KN	14986
°	15

Erro e comparação

Resultante	0,3%	OK
Angulo	0,4%	OK

Resultados FEA para a articulação esquerda

Reações		Esforço Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Esforço Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	-993	-1003	-1996
	horizontal	-3682	-3574	-7255
	Axial	484	-475	9

Resultante

kN	7525
-----------	------

5.2. Resultados gerais

Na Tabela B-10 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC2.2, e nas Figura B-26 a Figura B-29 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-10 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC2.2

Caso de carga 2.2		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Chapa de face		304	323	1,06
Reforços horizontais		255	323	1,27
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	323	323	1,00
Vigas horizontais/ Verticais	Banzo	215	314	1,46
Vigas verticais secundárias laterais	Alma/ Banzo	254	323	1,27
Braços		230	314	1,37
Reforço inferior		165	314	1,90
Reforço superior		74	314	4,24

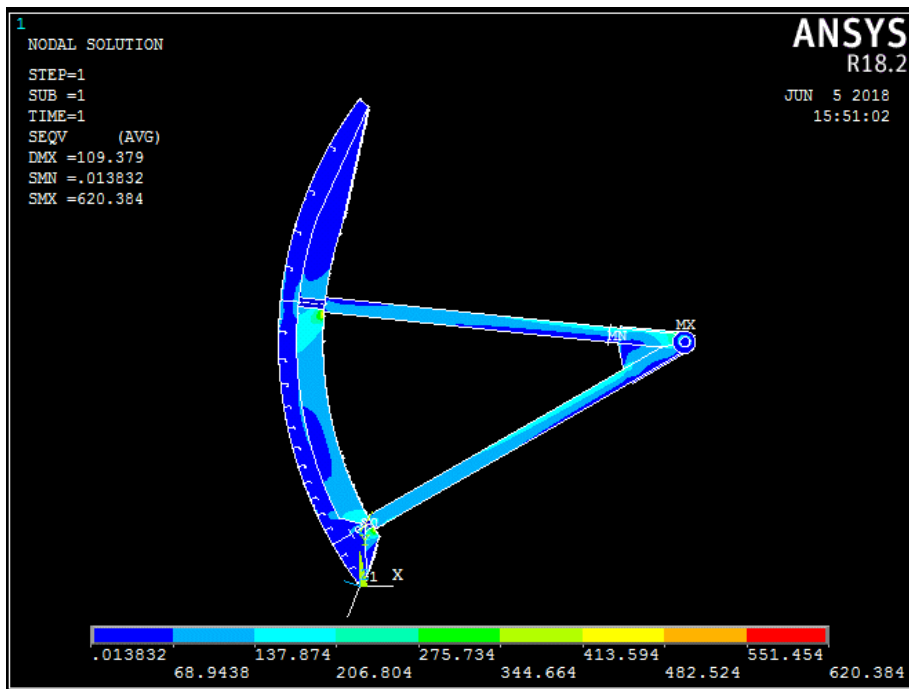


Figura B-26 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC2.2.

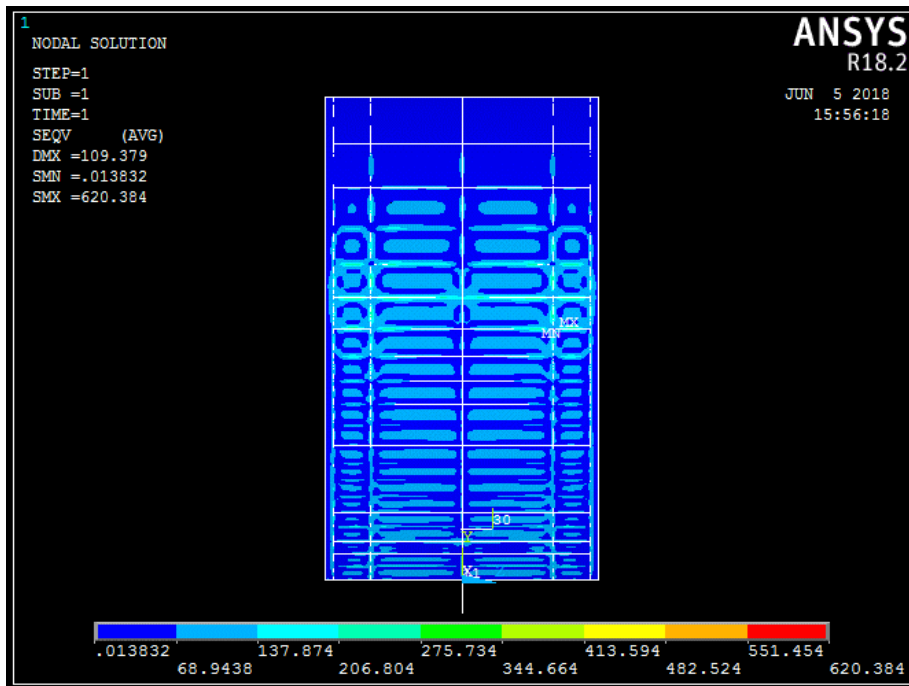


Figura B-27 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista montante – CC2.2.

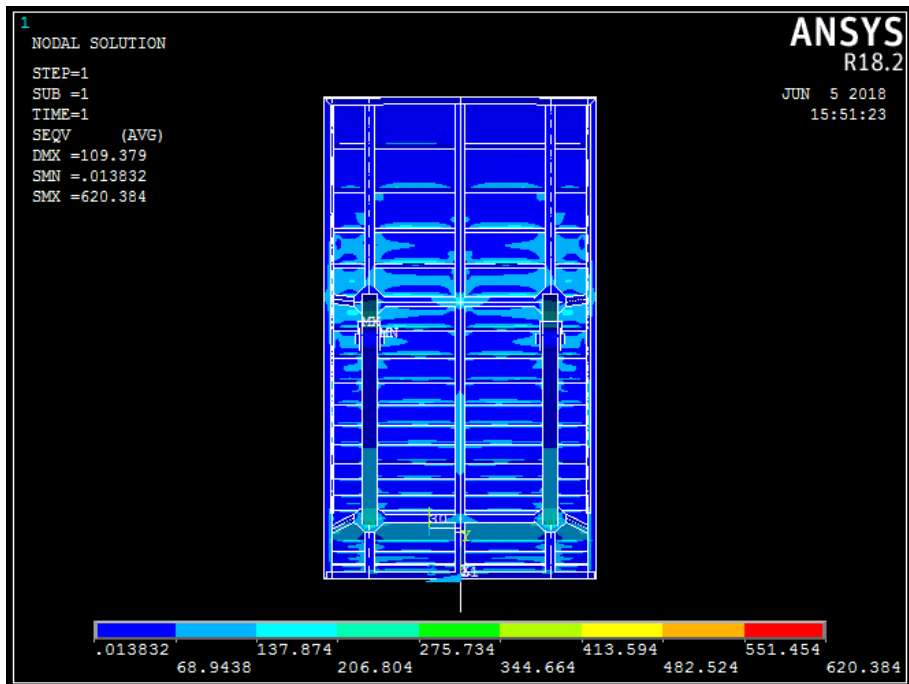


Figura B-28 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista jusante – CC2.2.

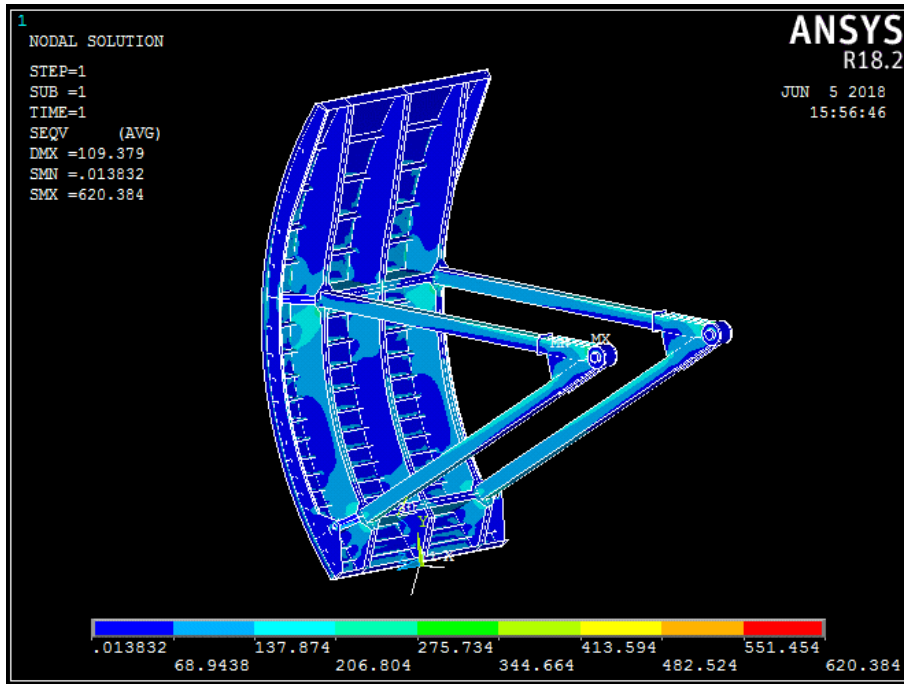


Figura B-29 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC2.2.

5.3. Detalhe

Nas Figura B-30 a Figura B-35 estão ilustradas as simulações para o cálculo das tensões na chapa de face, nos reforços, nas vigas e nos braços.

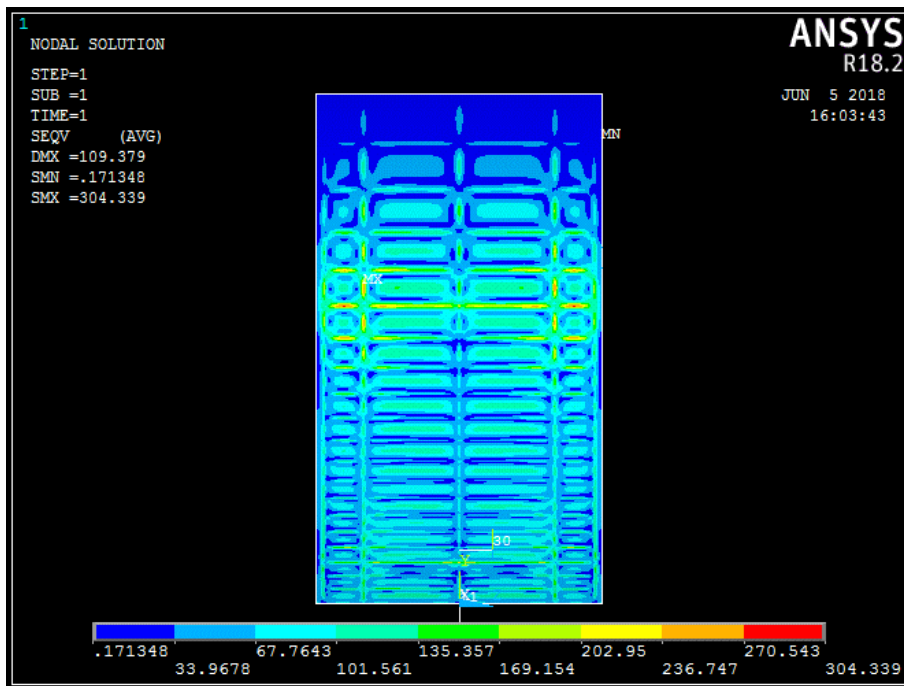


Figura B-30 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Chapa de face – CC2.2.

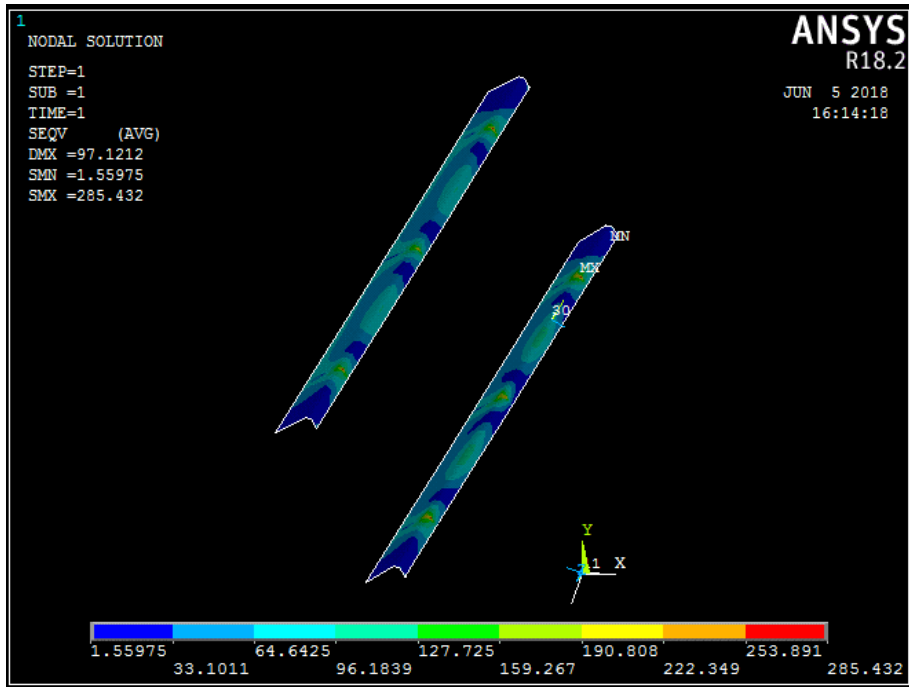


Figura B-31 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço horizontal 2 e 4 – CC2.2.

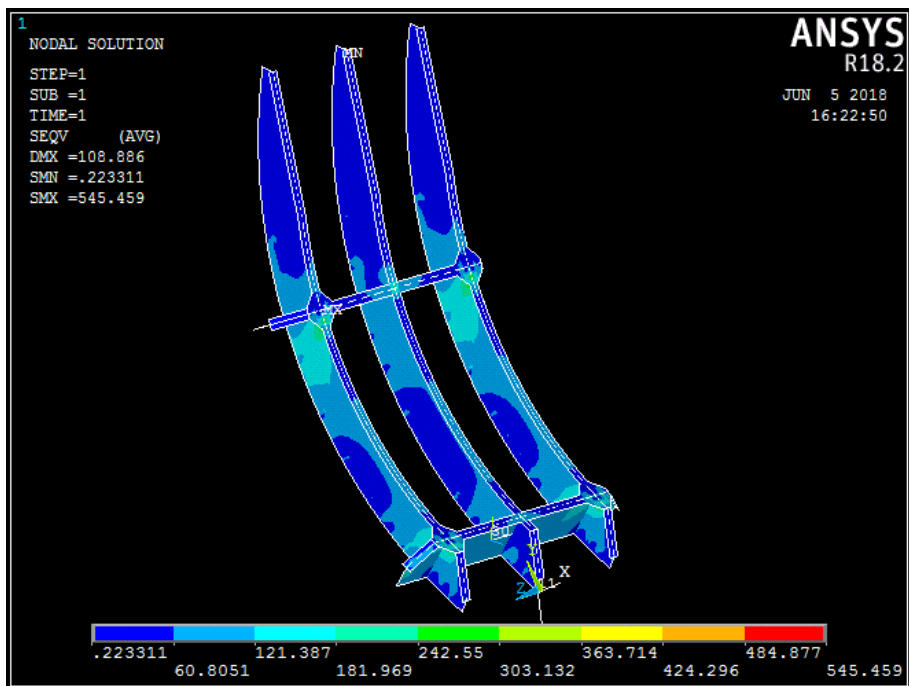


Figura B-32 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC2.2.

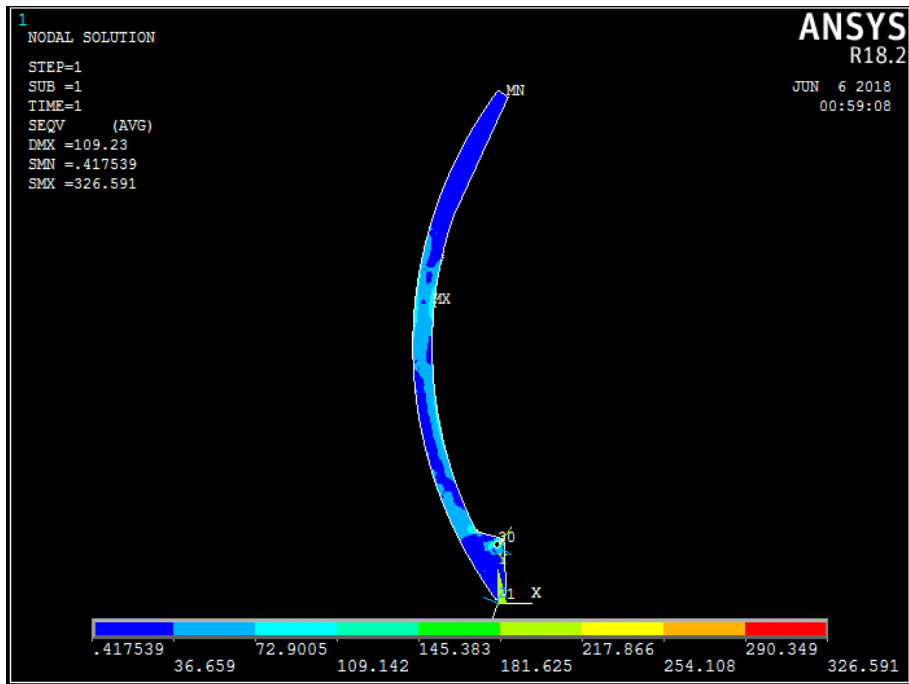


Figura B-33 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Viga vertical secundária lateral – CC2.2.

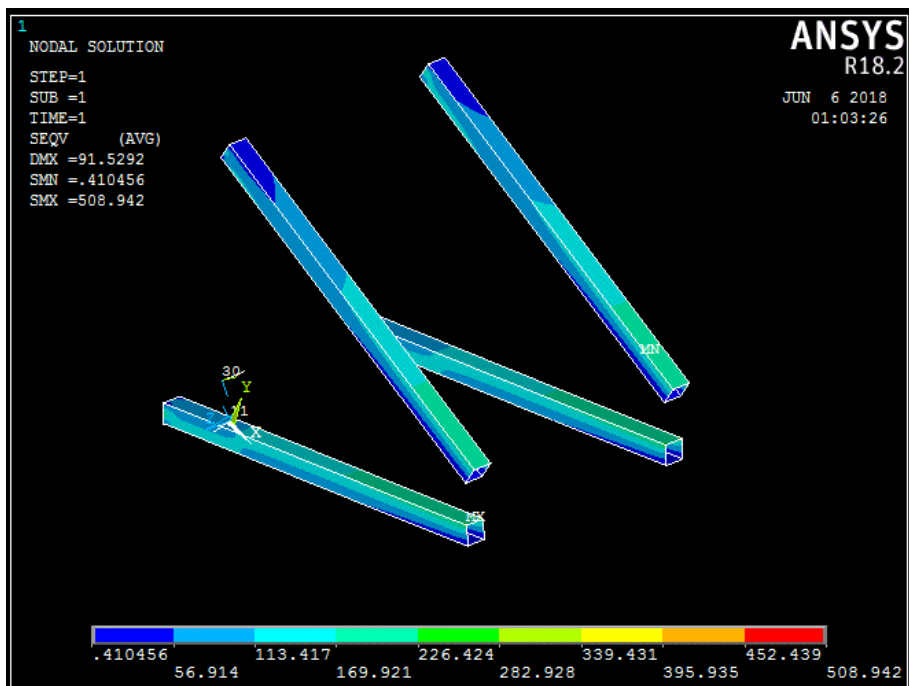


Figura B-34 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC2.2.

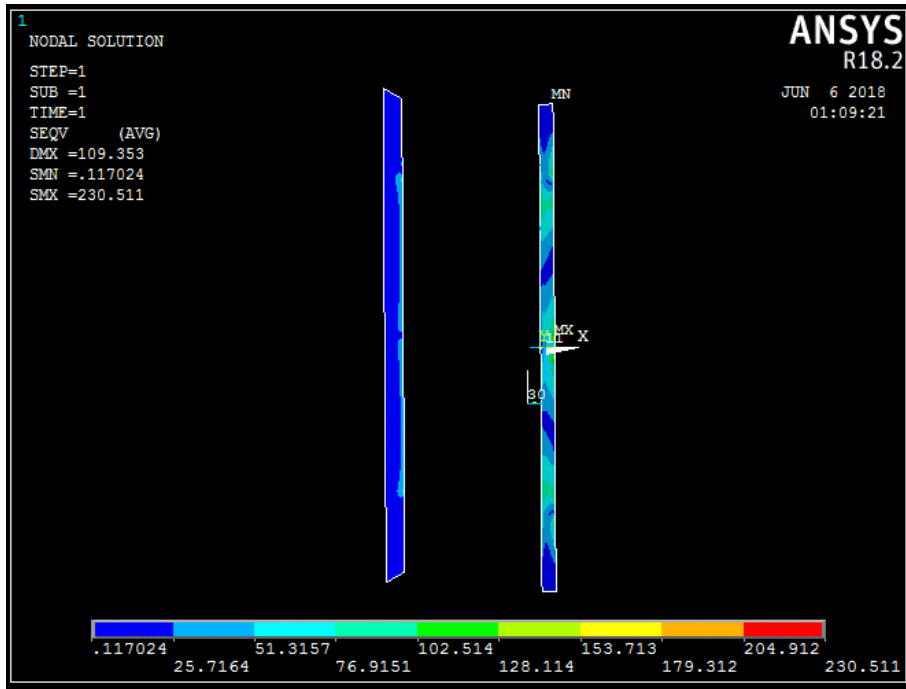


Figura B-35 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Reforço inferior e superior – CC2.2.

6. Caso de carga 3.1a

Simula a comporta numa condição após comissionamento. A comporta está instalada no local, em posição fechada, sujeita à acção do esforço lateral imposto na articulação, provocado por uma montagem fora dos planos teóricos, como sistematizado na Tabela B-11. O deslocamento imposto axial é de 5 mm.

Tabela B-11 – Caso de Carga 3.1a

Definição	
EL	Esforços Laterais

Caso	Componente	Carga atuante	Υ	Ψ	CrITÉrio de verificação
3.1a	Estrutura	EL (5)	1	1,10	Tensões admissíveis

6.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-36 e Figura B-37 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-12.

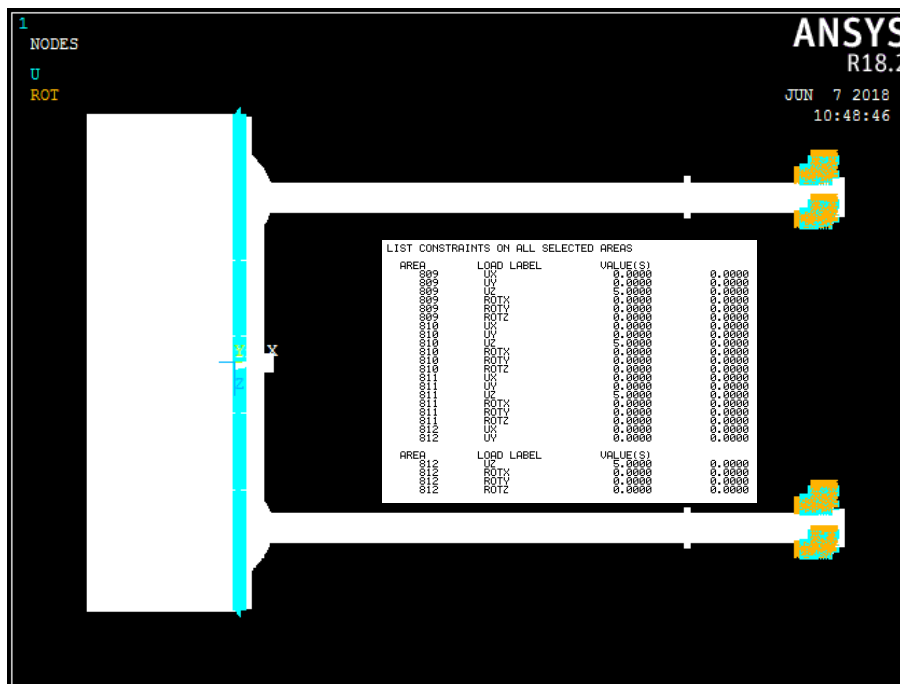


Figura B-36 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.1a.

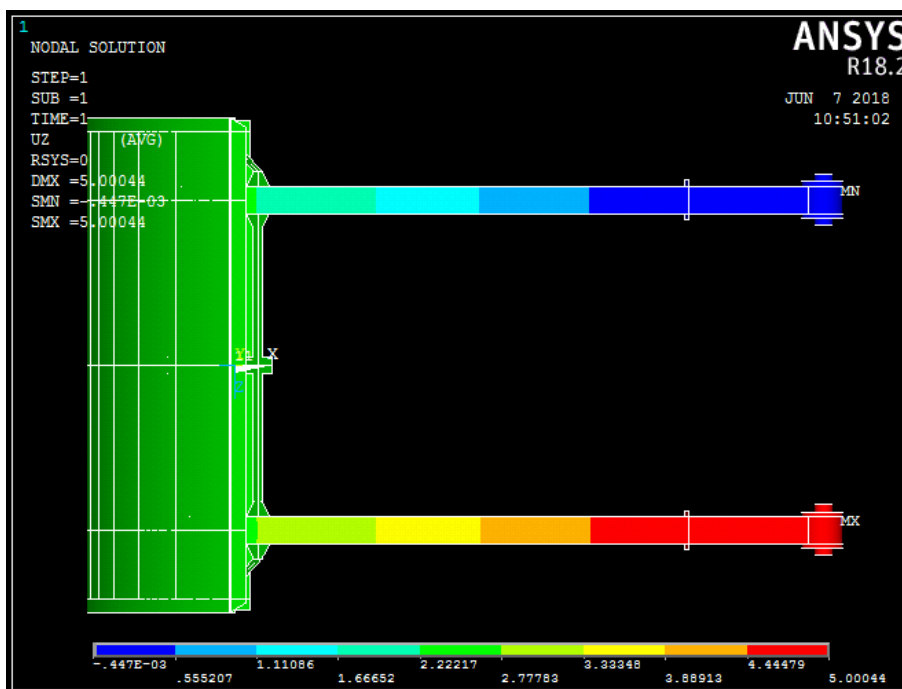


Figura B-37 – Esforço lateral Uz=5 mm – CC3.1a.

Tabela B-12 – Resumo das cargas – CC3.1a.

Resultados FEA

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	19	-19	0
	horizontal	86	-86	0
	Axial	-5	-5	-10

(*) Corresponde à reacção axial da articulação oposta à qual se impôs o deslocamento.

Resultante	
Angulo	

KN	0
°	-

6.2. Resultados gerais

Na Tabela B-13 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC3.1a, e nas Figura B-38 e Figura B-39 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-13 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1a

Caso de carga 3.1a		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	11	323	29,36
Braços		10	314	33,05

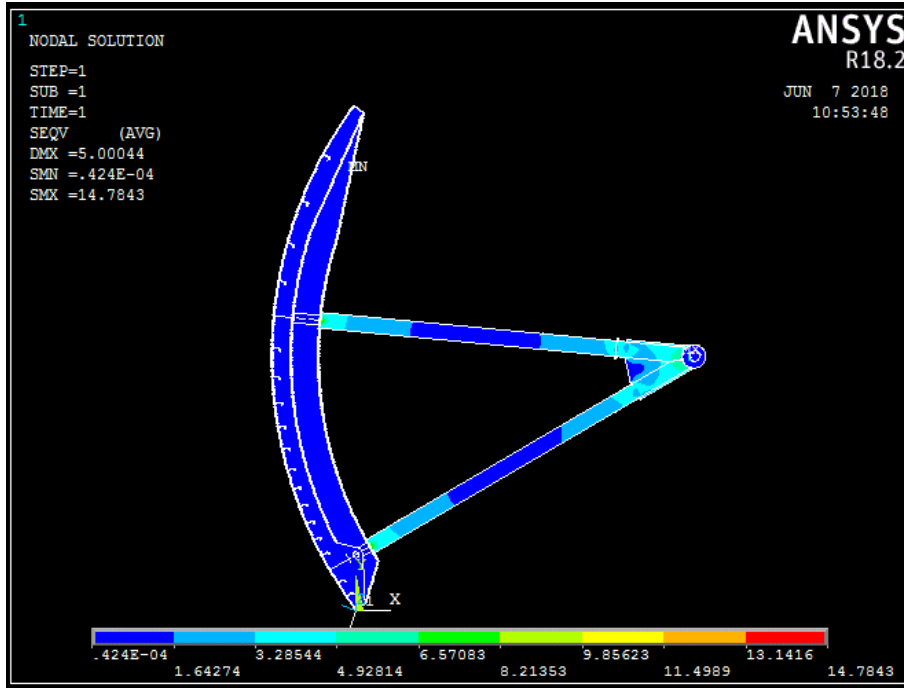


Figura B-38 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1a.

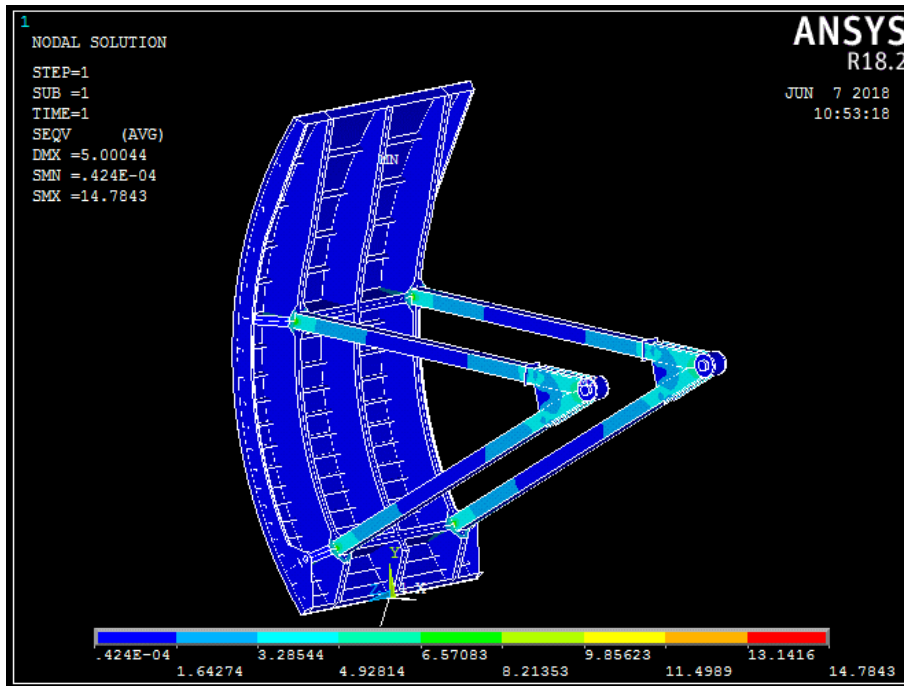


Figura B-39 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1a.

6.3. Detalhe

Nas Figura B-40 e Figura B-41 estão ilustradas as simulações para o cálculo das tensões na chapa de face, nos reforços, nas vigas e nos braços.

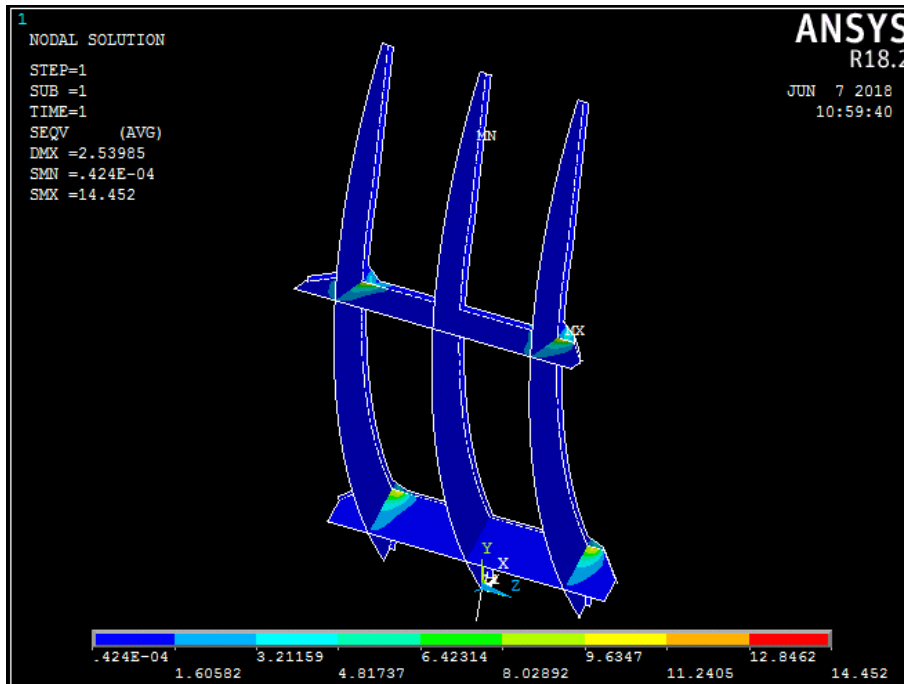


Figura B-40 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1a.

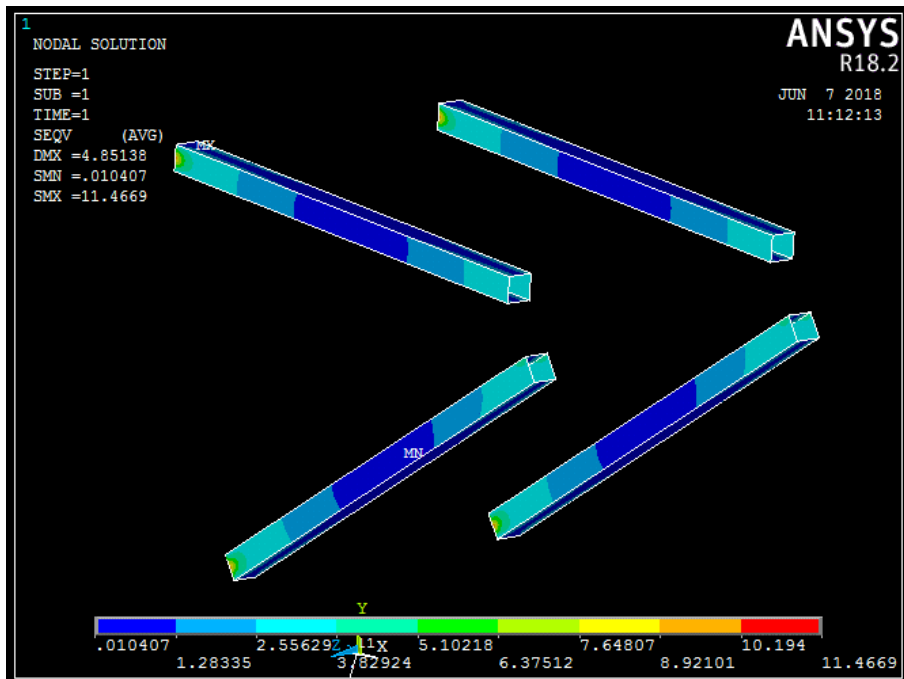


Figura B-41 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1a.

7. Caso de carga 3.1b

Simula as mesmas condições do CC3.1a com deslocamento imposto axial de 10 mm, como sistematizado na Tabela B-14.

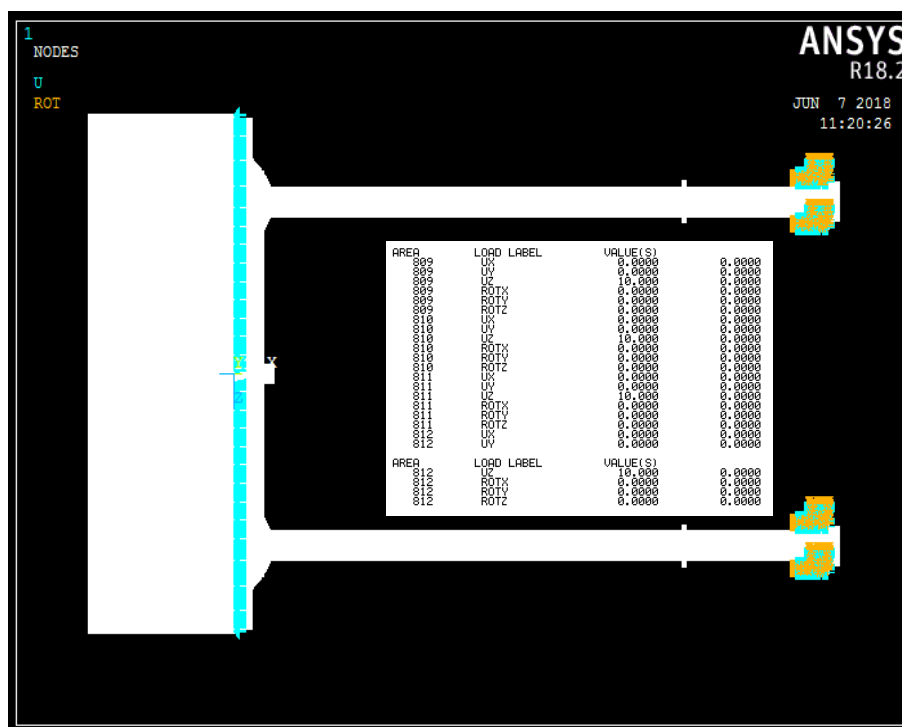
Tabela B-14 – Caso de Carga 3.1b

Definição	
EL	Esforços Laterais

Caso	Componente	Carga atuante	Y	Ψ	Critério de verificação
3.1b	Estrutura	EL (10)	1	1,10	Tensões admissíveis

7.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-42e Figura B-43 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-15.



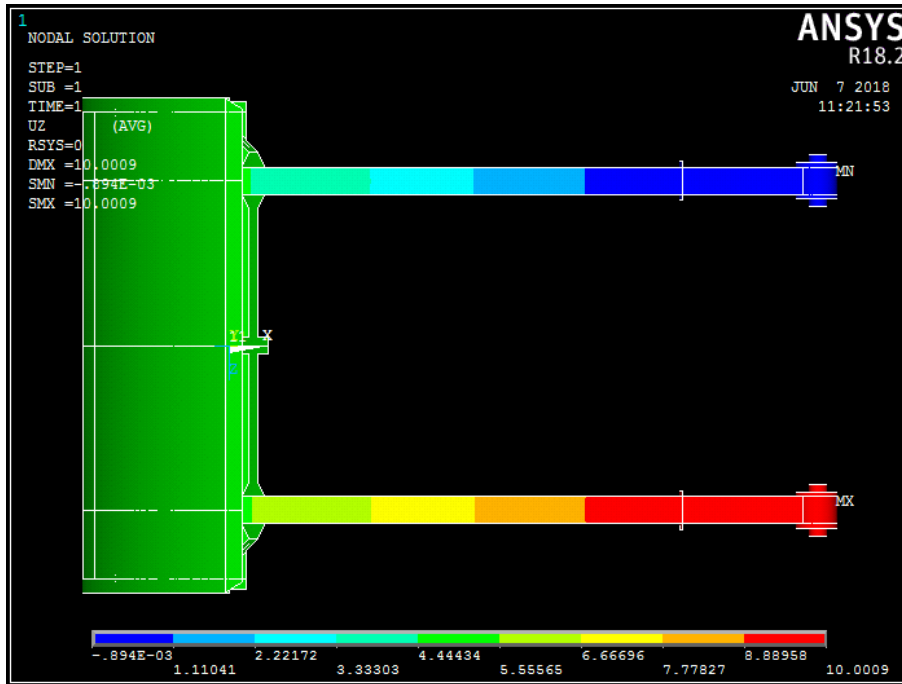


Figura B-43 – Esforço lateral Uz=5 mm – CC3.1b.

Tabela B-15 – Resumo das cargas – CC3.1b

Resultados FEA

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	37	-37	0
	horizontal	171	-171	0
	Axial	-10	-10	-19

(*) Corresponde à reacção axial da articulação oposta à qual se impôs o deslocamento.

Resultante	
Angulo	

KN	0
°	-

7.2. Resultados gerais

Na Tabela B-16 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC3.1b, e nas Figura B-45 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-16 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1b

Caso de carga 3.1b		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	23	323	14,04
Braços		19	314	16,53

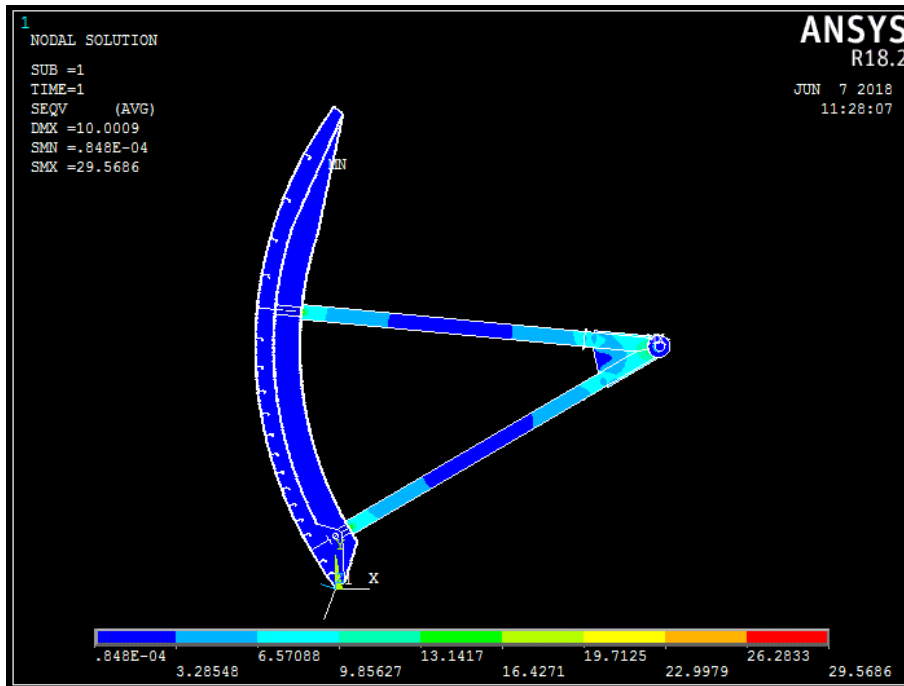


Figura B-44 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1b.

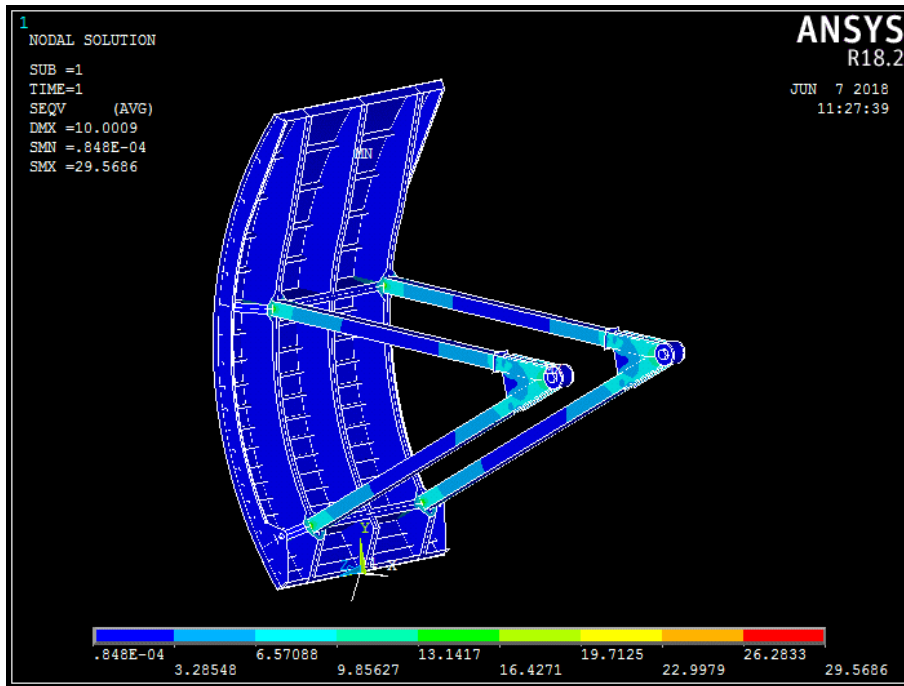


Figura B-45 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1b.

7.3. Detalhe

Nas Figura B-46 e Figura B-47 estão ilustradas as simulações para o cálculo nas vigas e nos braços.

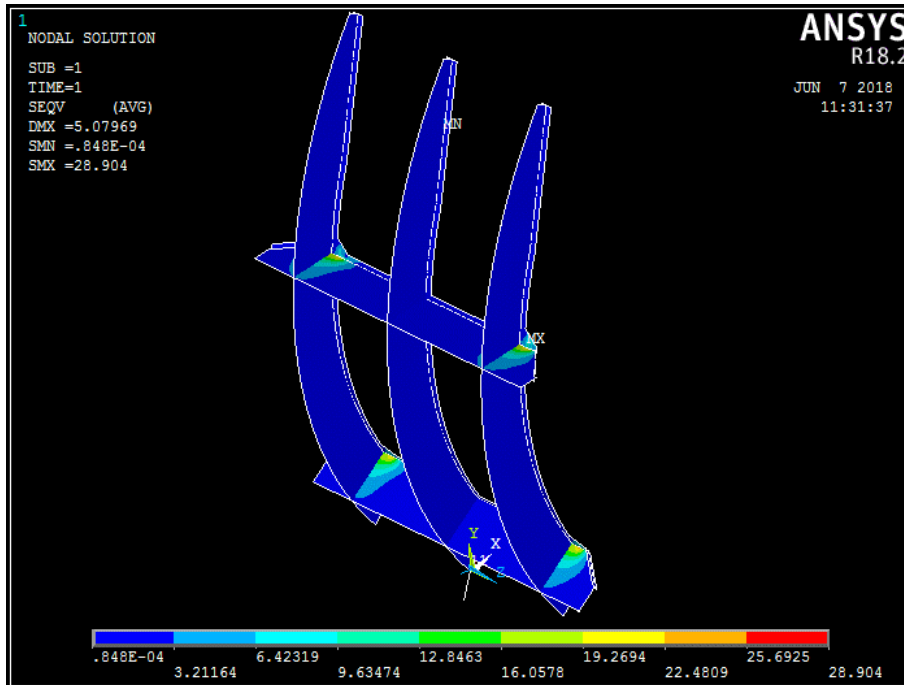


Figura B-46 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1b.

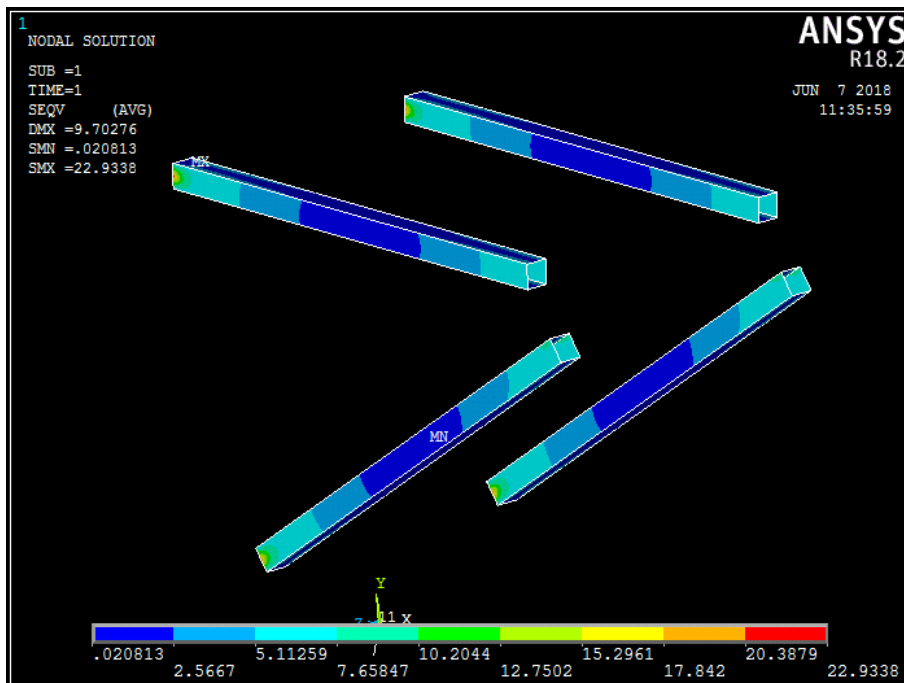


Figura B-47 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1b.

8. Caso de carga 3.1c

Simula as mesmas condições do CC3.1a com deslocamento imposto axial de 15 mm, como explicitado na Tabela B-17.

Tabela B-17 – Caso de Carga 3.1c

Definição					
EL	Esforços Laterais				

Caso	Componente	Carga atuante	Υ	Ψ	Critério de verificação
3.1c	Estrutura	EL (15)	1	1,10	Tensões admissíveis

8.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-48e Figura B-49 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-18.

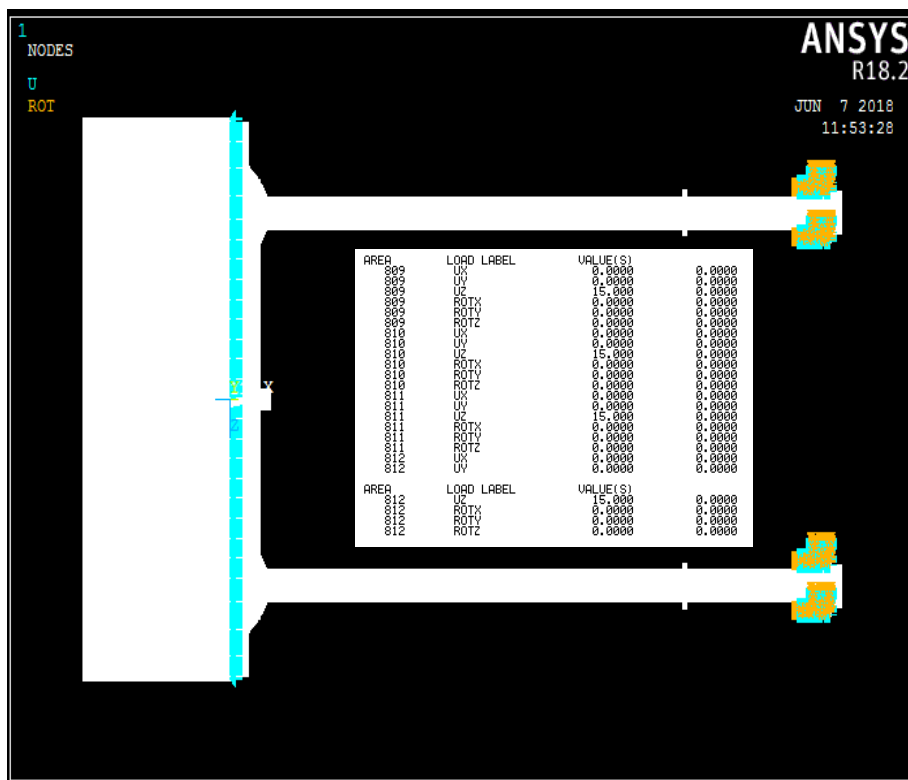


Figura B-48 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.1c.

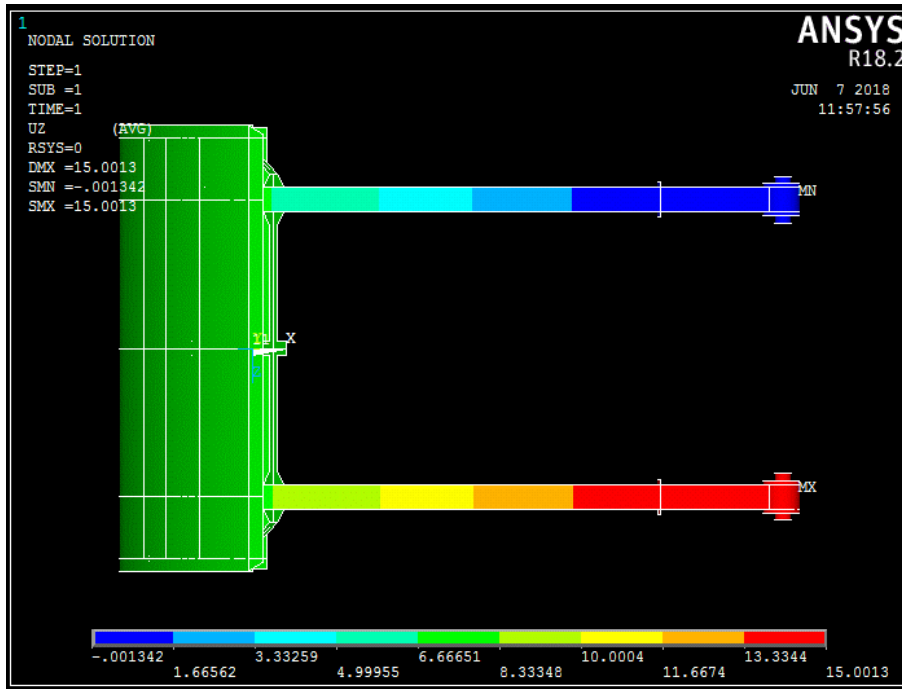


Figura B-49 – Esforço lateral Uz=5 mm – CC3.1c.

Tabela B-18 – Resumo das cargas – CC3.1c

Resultados FEA

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	56	-56	0
	horizontal	257	-257	0
	Axial	-15	-15	-30

(*) Corresponde à reacção axial da articulação oposta à qual se impôs o deslocamento.

Resultante
Angulo

KN	0
°	-

8.2. Resultados gerais

Na Tabela B-19 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC3.1c, e nas Figura B-50 e Figura B-51 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-19 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.1c

Caso de carga 3.1c		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	35	323	9,23
Braços		29	314	10,83

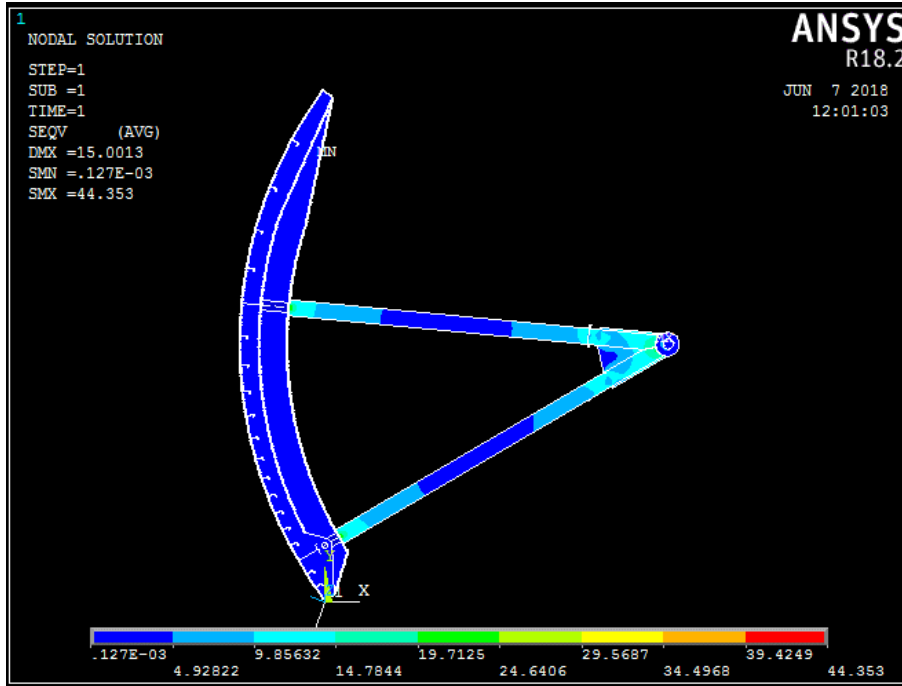


Figura B-50 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.1c.

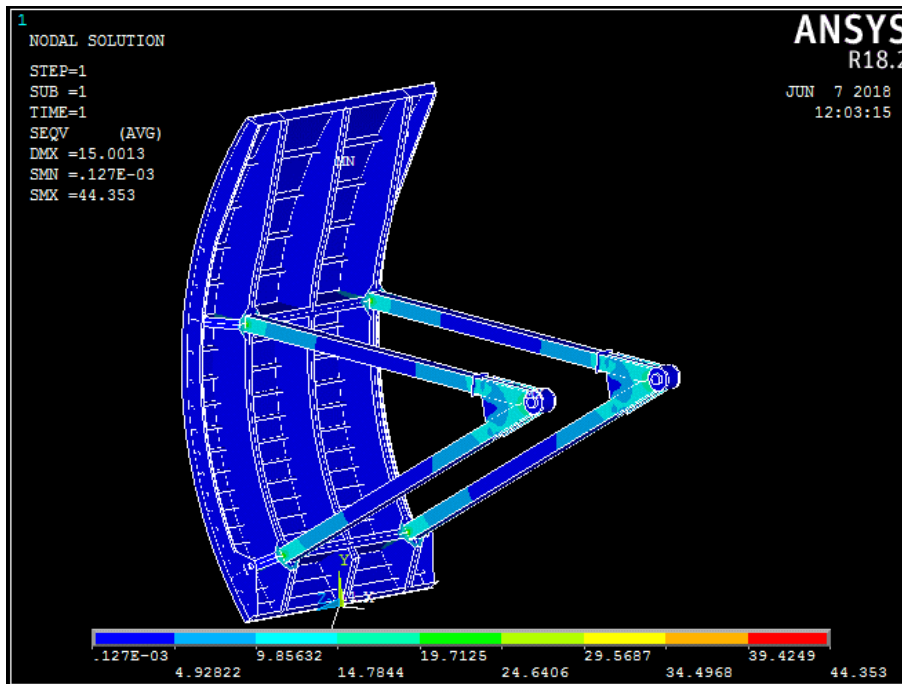


Figura B-51 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.1c.

8.3. Detalhe

Nas Figura B-52 e Figura B-53 está ilustrado o cálculo das tensões nas vigas e nos braços.

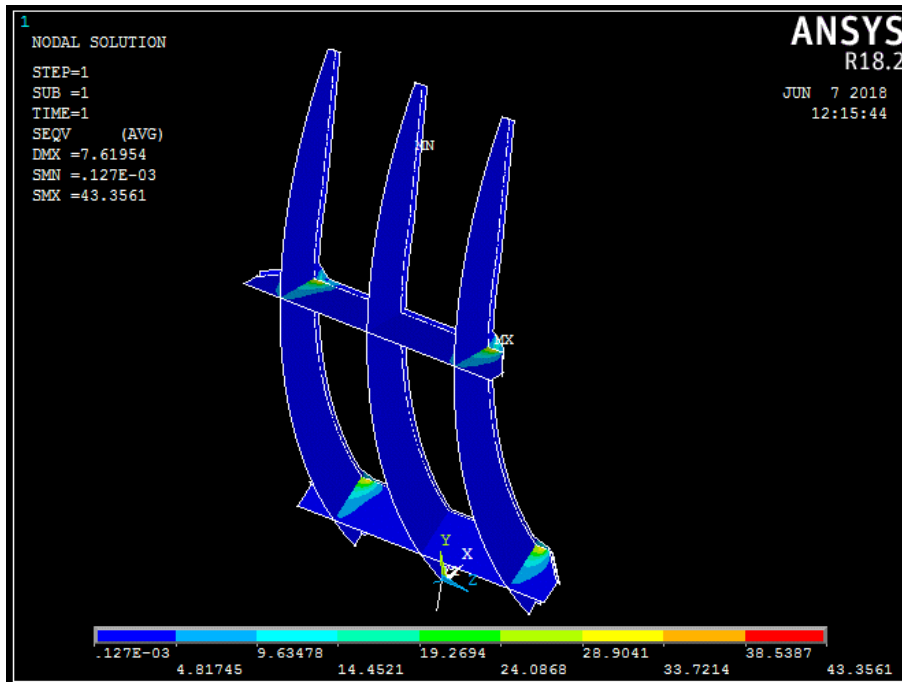


Figura B-52 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.1c.

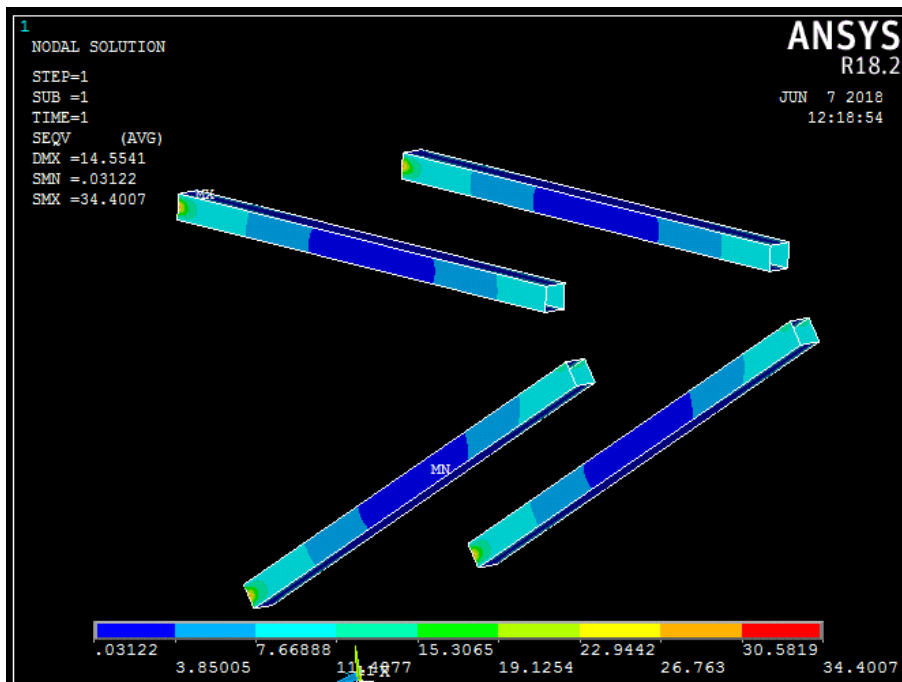


Figura B-53 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.1c.

Tabela B-21 – Resumo das cargas – CC3.2

Resultados FEA

Reacções		Combinação das cargas (kN)
Soleira	vertical	789
	horizontal	289
Articulação	vertical	-3273
	horizontal	-13860
	Axial	0

Resultante
Angulo

kN	13796
°	10

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	-779	-857	-1636
	horizontal	-3282	-3647	-6929
	Axial	453	-469	-16

Resultante

kN	7120
-----------	------

(*) Corresponde à reacção da articulação oposta à qual se impôs o deslocamento.

9.2. Resultados gerais

Na Tabela B-22 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC3.2, e nas Figura B-55 e Figura B-56 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-22 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.2

Caso de carga 3.2		Tensões (MPa)		CS
Tensões equivalentes Von Mises		Valor	Adm.	
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	281	323,0	1,15
Braços		121	314,0	2,60

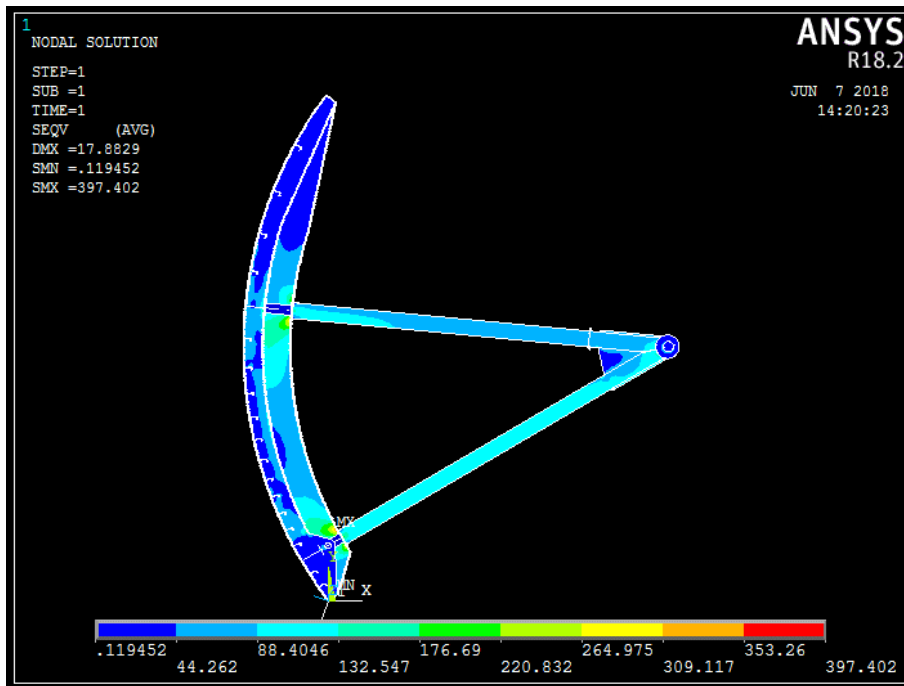


Figura B-55 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.2.

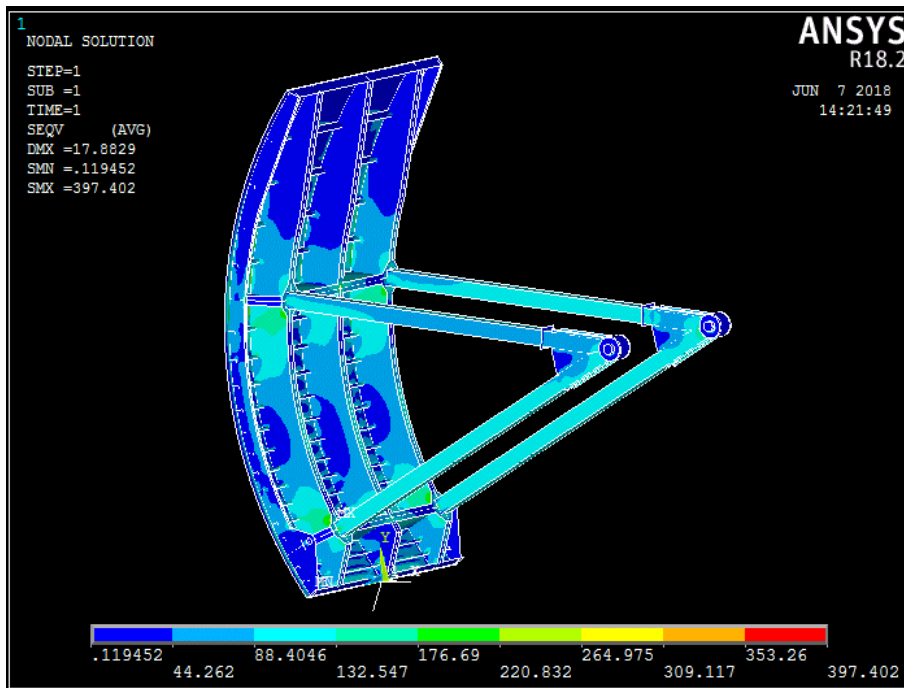


Figura B-56 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.2.

9.3. Detalhe

Nas Figura B-57 e Figura B-58 está ilustrado o cálculo das tensões nas vigas e nos braços.

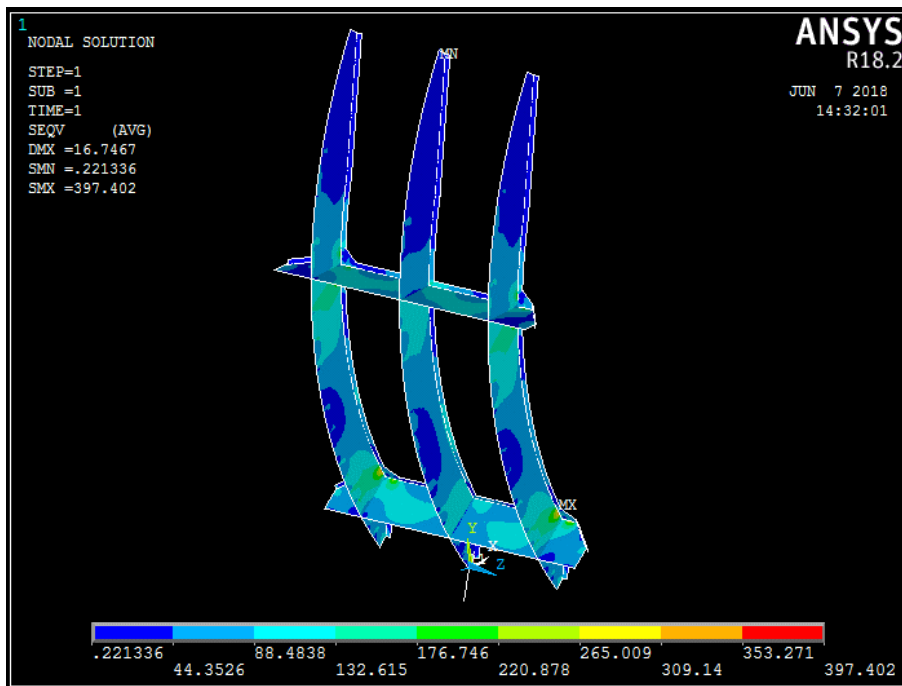


Figura B-57 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.2.

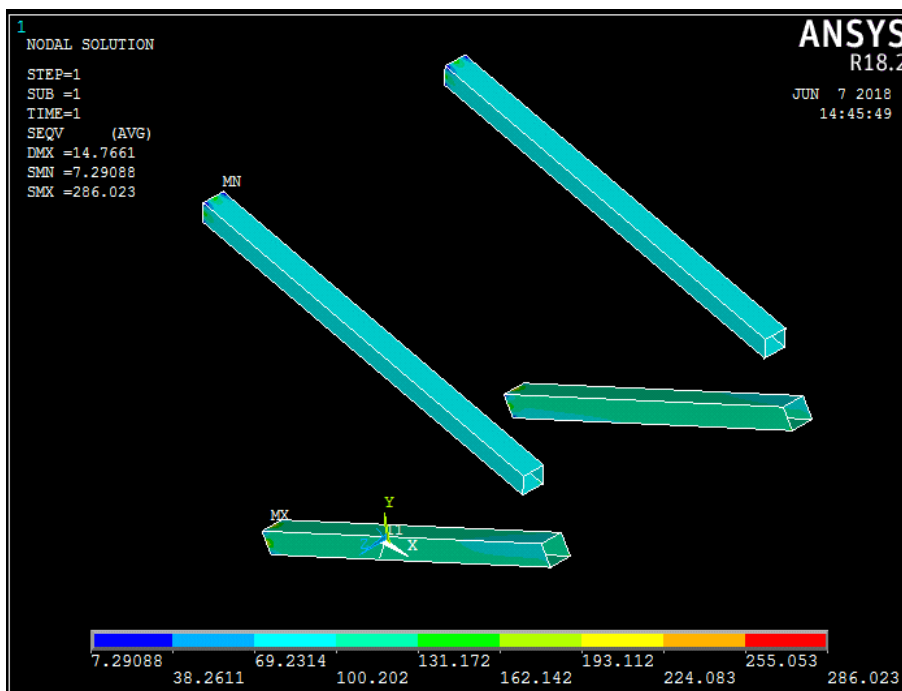


Figura B-58 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.2.

10. Caso de carga 3.3

Simula a comporta na condição mais severa, como sistematizado na Tabela B-23. A comporta está instalada no local, em posição fechada, sujeita à acção do peso próprio e do esforço lateral imposto na articulação, provocado por uma montagem fora dos planos teóricos. Está também sujeita à acção da pressão hidrostática e do efeito do esforço de manobra para o coeficiente de atrito de 0,3. O deslocamento imposto axial é de 15 mm.

Tabela B-23 – Caso de Carga 3.3

Definição	
PP	Peso próprio
PH	Pressão Hidrostática
EM	Esforço de Manobra
EL	Esforços Laterais

Caso	Componente	Carga atuante	γ	Ψ	Critério de verificação
3.3	Estrutura	PP + EL (15) + PH + EM (0,30)	1,35	1,10	Tensões admissíveis

10.1. Esforços atuantes e Condição fronteira

Os esforços atuantes e as condições de fronteira são ilustrados na Figura B-59 e os resultados referidos e comparados na Tabela B-24.

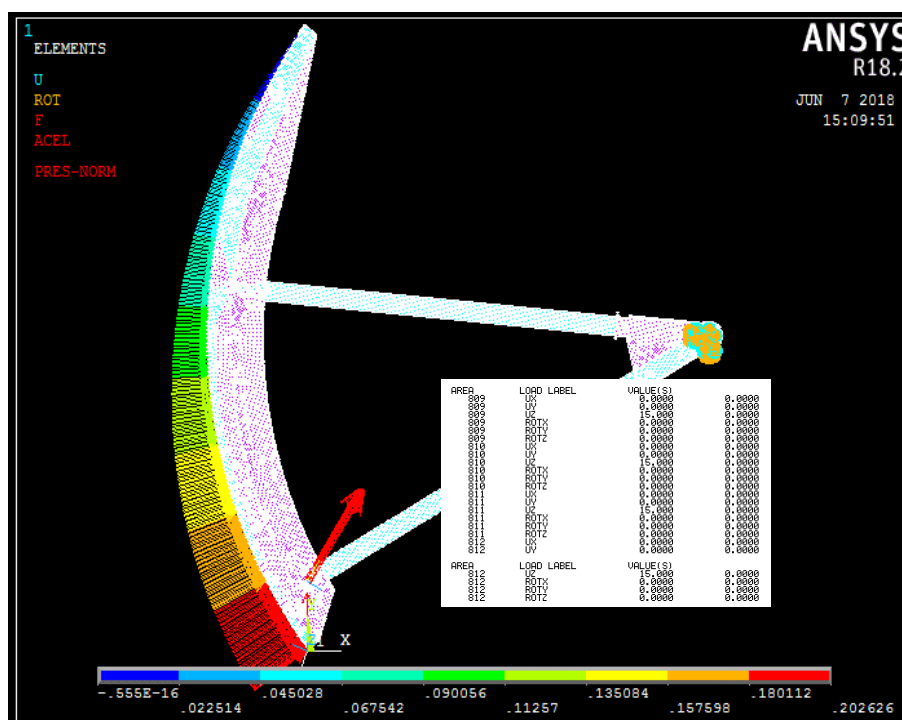


Figura B-59 – Esforços atuantes e condição fronteira – CC3.3.

Tabela B-24 – Resumo das cargas – CC3.3

Resultados FEA

Reacções		Combinação das cargas (kN)
Articulação	vertical	-3992
	horizontal	-14511
	Axial	0

Resultante	kN	15050
Angulo	°	15

Reacções		Lateral (kN) - Apoio Esquerdo	Lateral (kN) - Apoio Direito	(*) Combinação das cargas (kN)
Articulação Esquerda	vertical	-938	-1058	-1996
	horizontal	-3424	-3831	-7255
	Axial	469	-489	-20

Resultante	kN	7525
------------	----	------

(*) Corresponde à reacção da articulação oposta à qual se impôs o deslocamento.

10.2. Resultados gerais

Na Tabela B-21 estão apresentados os valores obtidos das tensões equivalentes de Von Mises para o CC3.3, e nas Figura B-60 e Figura B-61 estão ilustradas as simulações.

Tabela B-25 – Tensões Equivalentes Von Mises – CC3.3

Caso de carga 3.3		Tensões (MPa)		CS
		Valor	Adm.	
Tensões equivalentes Von Mises				
Vigas horizontais/ Verticais	Alma	323	323,0	1,00
Braços		241	314,0	1,30

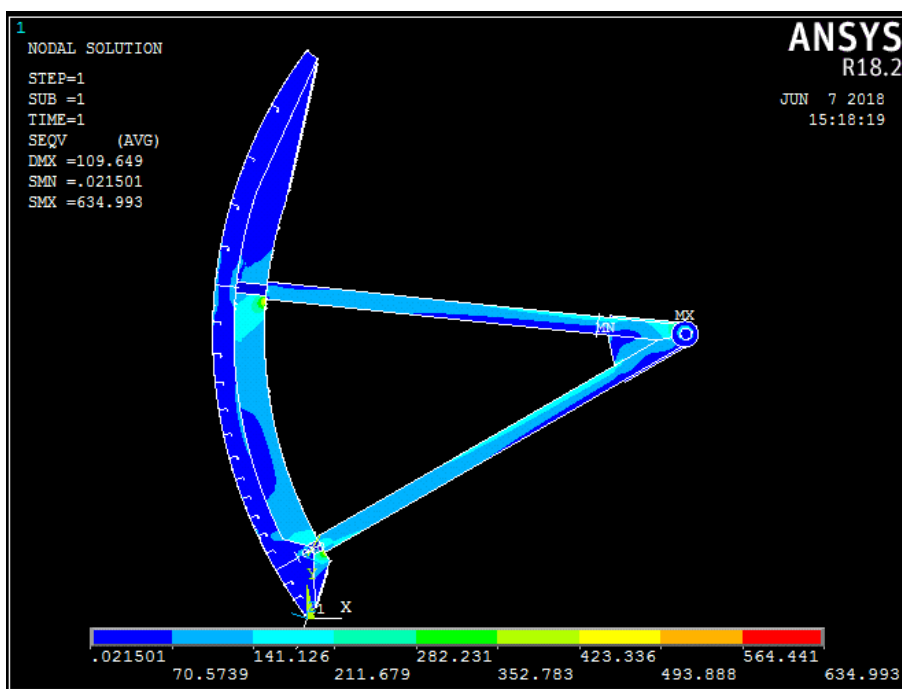


Figura B-60 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista lateral – CC3.3.

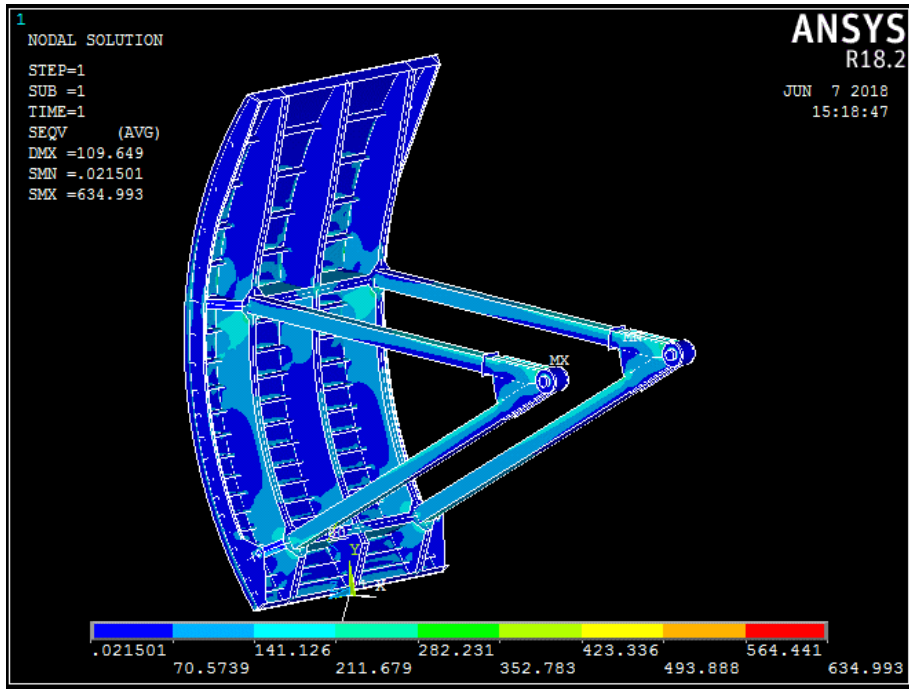


Figura B-61 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vista geral – CC3.3.

10.3. Detalhe

Nas Figura B-62 e Figura B-63 estão ilustradas as simulações para o cálculo das tensões nas vigas e nos braços.

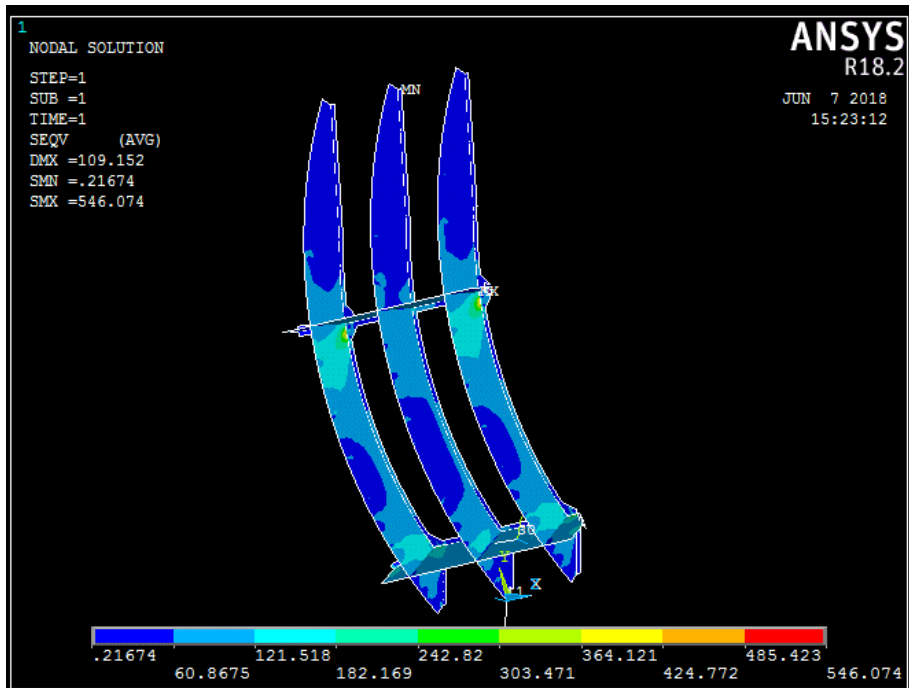


Figura B-62 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Vigas horizontais e verticais – CC3.3.

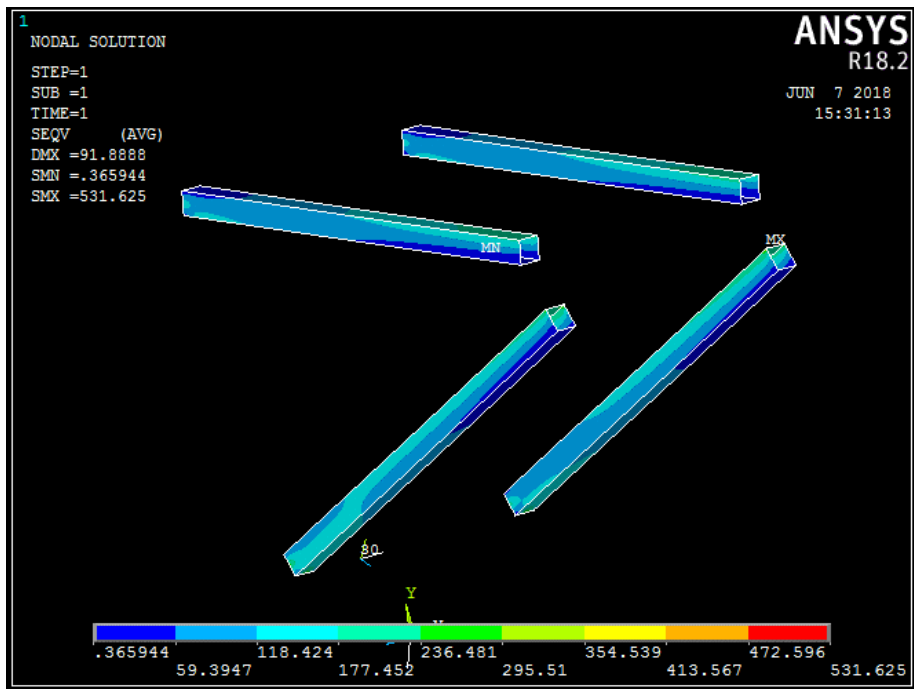


Figura B-63 – Tensão equivalente Von Mises (MPa) – Braços – CC3.3.