



João Filipe Galvão Guerreiro

Licenciado em Ciências da Engenharia

Estudo da Resistência Estrutural Remanescente de Painéis Reforçados Sujeitos à Encurvadura

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Mecânica

Orientador: Prof. Doutor Rui Fernando Martins, Professor
Auxiliar, FCT/UNL-DEMI

Co-orientador: Mestre Ricardo P Batista, Engenheiro, Marinha Portuguesa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor João Mário Burguete Botelho Cardoso

Arguentes: Mestre Pedro Filipe dos Santos Fonseca

Prof. Doutor João Mário Burguete Botelho Cardoso

Vogais: Mestre Ricardo Filipe Pereira Batista

Prof. Doutor Rui Fernando dos Santos Pereira Martins

Título / Title: Estudo da Resistência Estrutural Remanescente de Painéis Reforçados Sujeitos à Encurvadura

Structural Resistance of Lightweight Stiffened Panels Submitted to Buckling

Direitos da Cópia / Copyright: João Filipe Galvão Guerreiro

Faculdade Ciências e Tecnologia – UNL

Universidade Nova de Lisboa

Marinha Portuguesa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dedicatória e agradecimentos

Aos meus orientadores, Prof. Eng. Rui Fernando Martins e Eng. Ricardo Pereira Batista, pelo conhecimento, apoio e incentivo que me transmitiram, e por tornarem possível a realização deste trabalho.

Aos meus familiares, em principal aos meus pais, que sempre me apoiaram e sem eles nada teria sido possível.

Aos meus colegas de curso, que sempre nos ajudámos e juntos percorremos este caminho de aprendizagem.

Aos professores do curso, que sempre me apoiaram e contribuíram para a minha formação profissional e pessoal.

Aos meus amigos, que sempre me acompanham.

Resumo

O principal objectivo do estudo apresentado nesta dissertação é conhecer a resistência remanescente do convés do NRP¹ Bacamarte, enquanto parte da estrutura do navio, quando sujeito a esforço directo à compressão no plano do painel estrutural reforçado, após este ter sofrido algumas deformações em serviço. Para esse efeito foram levadas a cabo modelações de vários painéis representativos do convés, onde para cada caso foram igualmente modeladas deformações típicas, num espectro de análise cobrindo desde deformações medidas a bordo, *as is*, até casos limites de colapso estrutural. Após a modelação dos painéis com as deformações respectivas o objectivo centrou-se na formulação de um caso de carregamento de compressão uniaxial, no plano do painel reforçado, correspondente à flexão do navio viga. As análises estruturais efectuadas foram realizadas utilizando o método dos elementos finitos (MEF).

Procedeu-se a uma síntese das matérias teóricas relevantes para este estudo, determinaram-se as dimensões e o arranjo estrutural do modelo do painel a analisar, assim como as suas condições de fronteira; definiram-se os parâmetros a utilizar na análise e calculou-se o esforço máximo a que o navio está sujeito, de modo a determinar os valores de tensão máxima que podem ser induzidos no convés.

Das simulações numéricas efectuadas no *software* ANSYS, e após a análise dos seus resultados, verificou-se que a presença de grandes concavidades entre reforços conduz a perdas de resistência do painel reforçado e que deformações ocorridas em zonas próximas dos reforços não têm influência negativa na resistência estrutural do painel. Concomitantemente, a situação estudada que apresenta maior perda de resistência é a correspondente ao colapso de um reforço longitudinal do painel do convés. Os tipos de encurvamento que se manifestam no painel são o encurvamento da chapa entre reforços e o encurvamento flexo-torsional dos reforços de menor dimensão.

Não obstante em alguns dos casos estudados tenha sido verificada perda de resistência à compressão no plano do painel reforçado, não resultaram do presente estudo situações de compromisso evidente para a operação normal do navio, mesmo em situações de carregamento mais exigentes. O modo de carregamento analisado foi a compressão directa, no plano do painel reforçado, resultante da flexão longitudinal do casco navegando em ondas, na situação de contra-alquebramento.

¹ NRP – Navio da República Portuguesa

Palavras-chave: painéis estruturais danificados, resistência remanescente, modos de colapso, elementos finitos, análise não linear, resistência longitudinal, NRP Bacamarte

Abstract

The main goal of the study presented in this thesis is to evaluate the remaining strength of the NRP²Bacamarte deck, as a part of the ship structure and when subjected to direct compressive stress in the plane of the stiffened panel, after it has suffered some expectable deformations in service. For this purpose some representative deck panels of the ship were modelled simulating a range of typical deformations, from the ones found on board, as is, through to some extreme cases of deformations that could lead to structural collapse. After shaping the panels with the deformations corresponding to each case, the study focused on a case of uniaxial compressive loading, in the plane of the stiffened panel. Structural analysis was performed by the finite element method.

A brief summary was developed with all aspects relevant to this study, the layout and dimensions of the structural model of the panel to be analysed were determined, as well as their boundary conditions; all the analysis parameters are defined and the maximum stress that the ship can be subject to has been computed, so that the maximum stress that the deck can hold could be determined.

In the numerical simulations carried out in ANSYS, it was found that the existence of large deformities between reinforcements leads to loss of strength of the stiffened panel and the local deformities occurring near the reinforcements do not affect the strength of the panel. The case with higher loss of strength was the one relative to the collapse of the longitudinal reinforcement profile of the deck panel. The main types of buckling found in the panel were the local buckling of plating between stiffeners and the lateral-torsional buckling of the smaller stiffeners.

Despite moderate loss of strength found on some of the stiffened panel studied, it is concluded that this loss of strength does not compromise the normal safe operation of the ship, even in extreme load situations. The main load case analysed is the direct compression in the plane of the stiffened panel, resulting from longitudinal bending of the hull in waves in a sagging condition.

² NRP – Portuguese acronym that means, “Ship of the Portuguese Republic”.

Keywords: stiffened panels, remaining strength, panel collapse modes, finite elements, non-linear analysis, longitudinal strength, NRP Bacamarte

Índice

1.	Introdução.....	1
1.1.	Motivação para a dissertação	1
1.2.	Objectivos da dissertação.....	2
1.3.	Organização da dissertação	3
2.	Revisão bibliográfica.....	4
2.1.	Projecto de estruturas de acordo com a teoria do estado limite admissível	4
2.1.1.	<i>Estado limite máximo</i> - ELM.....	7
2.2.	Modelo do comportamento mecânico dos aços estruturais.....	9
2.2.1.	Tensão uniaxial. Curva tensão-extensão	9
2.3.	Colapso de estruturas secundárias e terciárias sob cargas axiais.....	15
2.3.1.	Colapso por compressão de painéis reforçados	18
2.3.2.	Pós-colapso por compressão de painéis reforçados	21
2.4.	Método dos Elementos Finitos – Análise numérica de tipo não linear.....	26
2.5.	Resistência longitudinal de um navio	30
2.5.1.	Tipos de solicitações em navios.....	30
2.5.2.	Modelo de cálculo da resistência longitudinal.....	33
2.5.3.	Onda trocóide	37
3.	Estudo de caso	39
3.1.	<i>N.R.P. Bacamarte</i>	39
3.2.	Geometria, detalhes da estrutura	41
3.3.	Momento flector longitudinal máximo no navio e tensão correspondente no painel ..	48
3.4.	Condições de fronteira no painel representativo	57
4.	Análise pelo MEF e discussão de resultados	60
4.1.	Painel perfeito	62
4.2.	Painéis com defeitos geométricos.....	64
4.2.1.	Painéis com concavidades uniformes entre reforços.....	64
4.2.2.	Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais	66
4.2.3.	Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais	69

4.2.4.	Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$	71
4.2.5.	Painel sem um reforço longitudinal	73
5.	Conclusões.....	76
	Bibliografia.....	78
A)	Anexo – Painel perfeito, tensões e deformações.....	80
B)	Anexo – Painéis com concavidades uniformes, tensões e deformações.....	83
C)	Anexo – Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais, tensões e deformações.....	90
D)	Anexo – Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais, tensões e deformações.....	97
E)	Anexo – Painel com concavidade uniforme pontual, tensões e deformações.....	104
F)	Anexo – Painel sem um reforço longitudinal, tensões e deformações	107
G)	Anexo – Código MATLAB do perfil da onda trocóiide.....	110

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Considerações de projecto fundamentado noELM [1].....	7
Figura 2.2– (a) curvas tensão-extensão típicas; (b) relações ideais uniaxiais de tensão-extensão para aços estruturais; (c) uma curva tensão-extensão de um aço com tratamento térmico [1]....	10
Figura 2.3 - Efeito do encruamento na tensão máxima de uma chapa de aço sob compressão axial [1]	13
Figura 2.4 – Detalhe de um elemento da estrutura secundária (painel secundário).....	15
Figura 2.5 - Painel reforçado típico [1]	17
Figura 2.6–Perfis típicos de reforços usados em estruturas navais [1]	17
Figura 2.7 - Tipos de encurvadura em painéis reforçados [1]	18
Figura 2.8 - Painel reforçado sob cargas coplanares e pressão lateral [1].....	19
Figura 2.9 - (a) modo I-1: colapso global de um painel reforçado uniaxialmente; (b) modo I-2: colapso global de um painel reforçado biaxialmente [1].....	23
Figura 2.10 - Modo II – colapso por compressão biaxial [1]	24
Figura 2.11- Modo III - Colapso tipo viga-coluna.....	24
Figura 2.12–Modo IV - Colapso por encurvadura local da alma do reforço [1]	25
Figura 2.13– Modo V - Colapso por encurvadura flexo-torsional do reforço [1].....	25
Figura 2.14 - Função $f(x)$ aproximada por várias funções [3].....	26
Figura 2.15 - Mola não linear, $k_0 = \text{constante}$, $k_N = f(u)$ [1].....	28
Figura 2.16 - O método de Newton-Raphson (1)	29
Figura 2.17 - Distribuição típica de peso e flutuação [6]	34
Figura 2.18 - Diagrama de esforço transversal e momento flector [6]	35
Figura 2.19 - Navio numa onda - alquebramento	36
Figura 2.20 - Navio numa onda - contra-alquebramento	36
Figura 2.21 - Momento flector em água parada e na onda [6].....	36
Figura 2.22 - Onda trocóide.....	37
Figura 3.1 - NRP Bacamarte	40
Figura 3.2 - Painel representativo no plano de ferros	41
Figura 3.3 - Secção transversal do painel modelado do convés do NRP Bacamarte	42
Figura 3.4 - Pormenores dos reforços modelados do convés do NRP Bacamarte.....	43
Figura 3.5 - Desenho do painel modelado em <i>SolidWorks</i>	43
Figura 3.6 – Perspectiva do painel com os elementos definidos (ANSYS) - (a) perspectiva de cima, (b) perspectiva de baixo	44
Figura 3.7 – Painel com concavidades uniformes de 15%	45
Figura 3.8 – Painel com concavidades acentuadas de 15% junto aos reforços longitudinais	45

Figura 3.9 – Painel com concavidades acentuadas de 15% junto aos reforços transversais	45
Figura 3.10 - Painel sem um reforço longitudinal	45
Figura 3.11 - Painel concavidade uniforme pontual de 15%	46
Figura 3.12 - Convés NRP Bacamarte	46
Figura 3.13 - Deformação entre reforços no convés do NRP Bacamarte.....	47
Figura 3.14 - Deformação acentuada no convés do NRP Bacamarte	47
Figura 3.15 - Reforços do convés do NRP Bacamarte.....	47
Figura 3.16 - Perfil da onda trocóide	48
Figura 3.17 - Condição de contra-alquebramento.....	49
Figura 3.18 - Gráfico de barras do peso por secção	50
Figura 3.19 - Gráfico de barras da impulsão por secção	51
Figura 3.20 - Gráfico de barras da resultante impulsão/peso	52
Figura 3.21 - Curvas de peso, flutuação e sua resultante, curva de carga	52
Figura 3.22 - Esforço transversal ao longo do navio	53
Figura 3.23 - Momento flector longitudinal ao longo do navio.....	53
Figura 3.24– Meia-vista da secção-mestra do navio com os seus elementos numerados	54
Figura 3.25 - Suporte de uma chapa por uma antepara [9].....	58
Figura 3.26 – Condições de fronteira no painel representativo	59
Figura 3.27 - Condições de fronteira impostas no painel representativo com indicação dos constrangimentos nulos correspondentes. A condição de simetria (S) corresponde à especificação das condições de fronteira: $UX=ROTZ=ROTY=0$	59
Figura 4.1 - Deslocamentos nos nós - Deformadas criadas por carregamentos aplicados	60
Figura 4.2 - Tensões nos nós - Deformadas criadas por carregamentos aplicados	61
Figura 4.3 - Curvas tensão-extensão, para material elasto-perfeitamente plástico ($E_t/E = 0$) e com encruamento ($E_t/E = 0.2$) - Painel perfeito.	63
Figura 4.4 - Curvas tensão-extensão considerando o material de tipo elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes	64
Figura 4.5 - Curvas tensão-extensão obtidas utilizando um material com encruamento ($E_t/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes	65
Figura 4.6 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes. Modelo de material utilizado: elasto-perfeitamente plástico.....	65
Figura 4.7 - Curvas tensão-extensão para material elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais.....	67
Figura 4.8 - Curvas tensão-extensão para material com encruamento ($E_t/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades junto aos reforços transversais.....	67
Figura 4.9 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais.....	68

Figura 4.10 - Curvas tensão-extensão obtidas com material elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais	69
Figura 4.11 - Curvas tensão-extensão com encruamento ($E_H/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais	70
Figura 4.12 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais.....	70
Figura 4.13 - Curvas tensão-extensão de um material elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs.painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ vs.painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$	72
Figura 4.14 - Curvas tensão-extensão de um material com encruamento ($E_H/E=0.2$) - Painel perfeito vs painel com concavidades uniformes $\approx 15\%$ vs painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$	72
Figura 4.15 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painel com concavidades uniformes vs painel com concavidade pontual uniforme.....	73
Figura 4.16 - Curvas tensão-extensão de um material elasto-perfeitamente plástico e com encruamento ($E_H/E=0.2$) - Painel perfeito vs painel sem um reforço longitudinal	74
Figura 4.17 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painel sem um reforço longitudinal	74
Figura A.1- Tensões de VonMises - Painel perfeito visto de cima (com encruamento)	80
Figura A.2- Tensão de VonMises - Painel perfeito visto de baixo (com encruamento)	81
Figura A.3 – Deslocamentos nos nós à escala - Painel perfeito visto de cima (com encruamento)	81
Figura A.4 – Deslocamentos nos nós à escala - Painel perfeito visto de baixo (com encruamento).....	82
Figura B.1 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de cima (com encruamento)	83
Figura B.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de baixo (com encruamento)	84
Figura B.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de cima (com encruamento).....	84
Figura B.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de baixo (com encruamento).....	85
Figura B.5 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de cima (com encruamento)	85
Figura B.6 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de baixo (com encruamento)	86
Figura B.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de cima (com encruamento).....	86

Figura B.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de baixo (com encruamento)	87
Figura B.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)	87
Figura B.10 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)	88
Figura B.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)	88
Figura B.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)	89
Figura C.1 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	90
Figura C.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	91
Figura C.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	91
Figura C.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	92
Figura C.5 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	92
Figura C.6 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	93
Figura C.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	93
Figura C.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	94
Figura C.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	94
Figura C.10 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	95
Figura C.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)	95
Figura C.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)	96
Figura D.1 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	97

Figura D.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento).....	98
Figura D.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	98
Figura D.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)	99
Figura D.5 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	99
Figura D.6 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento).....	100
Figura D.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	100
Figura D.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)	101
Figura D.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	101
Figura D.10 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento).....	102
Figura D.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento).....	102
Figura D.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)	103
Figura E.1- Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento).....	104
Figura E.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento).....	105
Figura E.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento).....	105
Figura E.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento).....	106
Figura F.1 - Tensões de Von Mises - Painel sem um reforço longitudinal visto de cima (com encruamento).....	107
Figura F.2 - Tensões de Von Mises - Painel sem um reforço longitudinal visto de baixo (com encruamento).....	108
Figura F.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel sem um reforço longitudinal visto de cima (com encruamento)	108

Figura F.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel sem um reforço longitudinal visto de baixo
(com encruamento) 109

Índice de tabelas

Tabela 3.1 - Distribuição de peso no navio	49
Tabela 3.2 - Distribuição da impulsão no navio	50
Tabela 3.3 - Resultante das forças no navio	51
Tabela 3.4 - Momento de inércia dos vários elementos da secção-mestra do navio.....	54
Tabela 3.5 - Momento de inércia do navio.....	55

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

ϵ_F	Extensão de fractura
ϵ_h	Extensão de encruamento
ϵ_T	Extensão limite de resistência (correspondente à tensão máxima)
ϵ_Y	Extensão de cedência
σ_p	Limite proporcional
σ_T	Tensão limite de resistência (tensão máxima)
σ_Y	Tensão de cedência
σ_{YL}	Ponto de cedência inferior
σ_{YU}	Ponto de cedência superior
ν	Coefficiente de Poisson
y	Altura do eixo neutro
E	Módulo de Young (ou módulo de elasticidade longitudinal)
E_h	Módulo de tangência de encruamento
ELA	Estado limite accidental
ELF	Estado limite de fadiga
ELM	Estado limite máximo
ELS	Estado limite de serviço
E_n	Módulo de tangência de estrição
G	Módulo de elasticidade transversal
HLSA	Aços de baixa liga e elevada resistência
I	Momento de inércia
LDG	Lancha de Desembarque Grande
M	Momento flector
MEF	Método de elementos finitos
NRP	Navio da República Portuguesa
V	Esforço transversal

1. Introdução

1.1. Motivação para a dissertação

Os navios estão constantemente sujeitos a esforços provenientes de vários tipos de solicitações impostas pelas condições de funcionamento. Esses esforços incidem na estrutura do navio, submetendo-a a tensões que podem, em alguns casos, originar deformações, instabilidade estrutural, ou até, o seu colapso.

O NRP Bacamarte, classificado como lancha de desembarque grande (LDG), foi concebido para dar apoio logístico aos diversos tipos de operações, com a finalidade de transporte de carga e com capacidade de abicar a terra para embarque e desembarque. Este tipo de operações envolve tipicamente o manuseamento, suspensão e estiva de carga pesada, da mais diversa natureza (material militar, logístico, carga geral, etc) e é susceptível de provocar danos no convés. Estes danos, provocados normalmente por sobrecargas ou impactos, devidos a má estiva, acidente ou esforços de natureza dinâmica, causam alterações na estrutura do navio, podendo afectar localmente a estabilidade de painéis estruturais reforçados. Desta forma, e para melhor compreensão do problema, sentiu-se a necessidade de realizar um estudo baseado na análise por elementos finitos de um modelo representativo do convés, com o intuito de compreender de que forma os danos provocados podem afectar a resistência do convés e, por consequência, o funcionamento normal do navio.

1.2. Objectivos da dissertação

O tipo de solicitações às quais o navio foi submetido durante os últimos anos ao serviço da Marinha Portuguesa, nomeadamente, o transporte de material para a construção de portos de abrigo na região autónoma dos Açores, provocaram danos no convés do NRP Bacamarte, motivo pelo qual surgiu a necessidade de mensurar a resistência remanescente do convés danificado.

Tendo em consideração que as estruturas metálicas sob esforços compressivos estão sujeitas ao fenómeno da instabilidade estrutural, pretende-se comparar a resistência à compressão de um painel representativo do convés do navio, como projectado, com a resistência remanescente depois de este ter sofrido algumas deformações de serviço ou mesmo acidentais.

O estudo em que assenta a presente dissertação propõe a aplicação de uma metodologia de análise estrutural, assente no Método de Elementos Finitos, para a avaliação da resistência remanescente de painéis reforçados danificados, quando sujeitos a esforço compressivo. A análise proposta decorre da necessidade de caracterização dessa mesma resistência, no sentido de identificar eventual redução significativa das características de projecto do painel danificado.

1.3. Organização da dissertação

A dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, nomeadamente: “Introdução”, “Revisão bibliográfica”, “Estudo de caso”, “Análise pelo MEF e discussão de resultados” e “Conclusões”.

O capítulo da “Introdução” pretende dar a conhecer os objectivos e a motivação para a realização desta dissertação, assim como dar a conhecer a organização da tese.

A “Revisão bibliográfica” apresenta os conceitos teóricos relevantes para este estudo, consistindo no estado-da-arte dos temas abordados. Descreve o conceito de estado limite admissível e o comportamento mecânico de placas de aço à compressão, passando por uma abordagem ao método dos elementos finitos e finalizando com o cálculo da resistência longitudinal de um navio.

O capítulo “Estudo de caso” descreve o navio e o painel reforçado representativo em estudo, assim como os esforços a que este está sujeito em condições normais e extraordinárias de serviço. Também se especificam e justificam as condições de fronteira impostas ao modelo, particularidade de grande importância neste estudo.

No capítulo da “Análise pelo MEF e discussão de resultados” faz-se a análise e a discussão dos resultados obtidos nas várias simulações numéricas realizadas.

As “Conclusões” apresentam uma síntese das análises feitas e listam as conclusões que se tiram dos dados obtidos.

2. Revisão bibliográfica

2.1. Projecto de estruturas de acordo com a teoria do estado limite admissível

Quaisquer estruturas navais estão sujeitas a vários tipos de carga e deformações, resultantes dos requisitos de serviço, que podem variar do normal ao extremo, ou, de qualquer situação accidental. Em projecto, é necessário que a estrutura apresente uma margem de segurança adequada para ter em consideração estes requisitos. Esse factor de segurança tem de considerar várias incertezas de variabilidade natural, falta de exactidão em procedimentos de avaliação e controlo das cargas ou dos efeitos dessas cargas (tensões, deformações, etc.), incertezas semelhantes na resistência estrutural e sua determinação e também algumas variações que possam ocorrer nos procedimentos de construção [1].

Em termos de vocabulário de projecto, ‘requisito’ (D_d) refere-se às cargas que vão ser aplicadas, ‘capacidade’ (C_d), à resistência necessária para resistir a essas cargas. O factor de segurança parcial, baseado no projecto de uma estrutura sujeita a múltiplos tipos de cargas aplicadas ao mesmo tempo, é expressa da seguinte maneira,

$$D_d < C_d, \text{ ou factor de segurança} = C_d/D_d > 1, \quad (\text{eq. 1})$$

Onde

$$D_d = \gamma_0 \sum_i D_{ki}(F_{ki}, \gamma_{fi}), \text{ corresponde ao ‘requisito’ de projecto (eq. 2)}$$

$$C_d = C_k/\gamma_M = \text{‘capacidade’ de projecto,} \quad (\text{eq. 3})$$

O conjunto de variáveis, $D_{ki}(F_{ki}, \gamma_{fi})$ é a medida característica do ‘requisito’ para a carga tipo i , calculada a partir das medidas características das cargas, F_k , e ampliada pelo factor de segurança parcial, γ_f , que avalia as incertezas relativas às cargas. O factor de segurança parcial, γ_0 , leva em conta o grau de seriedade do estado limite particular em matéria de segurança e serviço, tendo em consideração as consequências económicas e sociais de uma falha, que depende de uma qualquer circunstancia especial (a missão do navio, tipos de carga que transporta, etc.).

A variável C_k representa a medida característica de capacidade $e\gamma_M$, que se obtém do produto de γ_m por γ_c , é um factor de segurança relacionado com a capacidade, sendo que γ_m é o factor de segurança parcial que considera as incertezas das propriedades do material e γ_c representa o factor de segurança parcial que avalia as incertezas da capacidade da estrutura, tais como, a qualidade de construção, corrosão, o método considerado para determinação da capacidade [1].

O estado limite de projecto é um método com uma abordagem diferente do tradicional, que se baseia apenas na tensão admissível de projecto. No método da tensão admissível de projecto, o objectivo consiste em manter as tensões resultantes das cargas de projecto abaixo de um certo valor de tensão, que geralmente é baseado na experiência adquirida [1]. No contexto marítimo, órgãos reguladores e sociedades classificadoras habitualmente especificam o valor de tensão admissível fundamentado nas propriedades mecânicas do material.

Em contraste com o método da tensão admissível de projecto, o método do estado limite de projecto é baseado em considerações explícitas das várias condições sob as quais uma estrutura pode deixar de cumprir a função pretendida. Para essas condições, a capacidade de carga ou resistência é determinada e usada em projecto como um limite.

A capacidade de carga de uma estrutura é normalmente avaliada usando formulações de projecto simplificadas ou por métodos computacionais mais complexos, envolvendo análises numéricas de tipo não linear elástica, com grandes deformadas, pelo método dos elementos finitos, que deve apresentar uma modelação apropriada às propriedades geométricas e do material, às imperfeições iniciais, condições fronteira, aplicação de cargas e dimensão da malha dos elementos finitos.

Durante as duas últimas décadas a abordagem a um projecto estrutural tem evoluído da metodologia da tensão admissível para o estado limite admissível, uma vez que esta última abordagem torna possível um projecto mais rigoroso, ainda assim económico, que considera directamente os vários modos de ruína de uma estrutura [1].

Um estado limite é convencionalmente definido pela condição em que um membro estrutural específico, ou mesmo a estrutura inteira, deixa de cumprir a função para o qual foi concebido e dimensionado. Do ponto de vista de um projectista estrutural, são considerados quatro tipos de estados limite para estruturas de aço [1]:

- Estado limite de serviço, ELS (SLS – “serviceability limit state”)
- Estado limite máximo, ELM (ULS – “ultimate limit state”)
- Estado limite de fadiga, ELF (FLS – “fatigue limit state”)
- Estado limite accidental, ELA (ALS – “accidental limit state”)

O *Estado limite de serviço* (ELS) representa as condições em que uma estrutura apresenta dano devido à diminuição da resistência causada pelo seu uso expectável. As considerações de projecto podem-se referir a:

- Danos locais que reduzem a durabilidade da estrutura ou afectam a eficiência dos elementos estruturais.
- Deformadas inaceitáveis que afectam elementos estruturais ou equipamentos ligados aos mesmos.
- Vibração excessiva ou ruídos que causam desconforto às pessoas ou afectam o funcionamento correcto dos equipamentos.
- Deformadas que podem estragar a estética da estrutura.

O *Estado limite máximo* (também denominado de resistência máxima), tipicamente representa o colapso da estrutura devido à perda de rigidez e de resistência. Essa incapacidade pode estar relacionada com:

- A perda de equilíbrio por parte ou por toda a estrutura, frequentemente considerada como um corpo rígido.
- O atingir da resistência máxima de uma região, membro ou ligação estrutural por cedência, ruptura ou fractura.
- Instabilidade por parte ou por toda a estrutura, resultante da encurvadura e colapso plástico de uma chapa de um painel reforçado ou dos membros de suporte.

O *Estado limite de fadiga* representa a ocorrência de fendas por fadiga nos detalhes estruturais devido a concentrações de tensão e acumulação de dano sob a acção de cargas repetidas e variáveis no tempo.

O *Estado limite accidental* representa dano estrutural excessivo como consequência de acidentes.

É importante salientar que os vários estados limite de projecto podem ser projectados com diferentes níveis de segurança, os quais são dependentes das consequências que possam decorrer da ruína e da sua recuperação.

Este trabalho pretende evidenciar o caso particular do *Estado limite máximo*.

2.1.1. Estado limite máximo - ELM

O critério estrutural de projecto para prevenir oELM é fundamentado no colapso plástico ou na resistência máxima de uma estrutura (Figura 2.1).No passado, oELM de projecto de estruturas, entre as quais se incluem as de navios mercantes,tem-se sustentado em conhecimento histórico feito com base em estimativas da resistência à encurvadura dos componentes estruturais, geralmente a partir da sua componente elástica ajustada por uma simples correcção plástica. Este fenómeno é representado pelo ponto A da Figura2.1. Neste modo de abordar o projecto de estruturas, baseado na resistência estrutural indicada pelo ponto A, o projectista não considera ocomportamento de pós-encurvadura dos vários componentes e da interacção entre eles; de facto, embora sabendo que a resistência máxima real se encontra representada pelo ponto B na Figura2.1,os métodos da tensão admissível de projecto ou de projecto no regime linear elástico não supõem o projecto da estrutura para além do ponto A.

Mais recentemente, o projecto de estruturas tais como:navios de guerra, plataformas localizadas no alto mar e mesmo algumas estruturas terrestres, como pontes de aço, tem sustentado o seu conceito na resistência máxima [1].

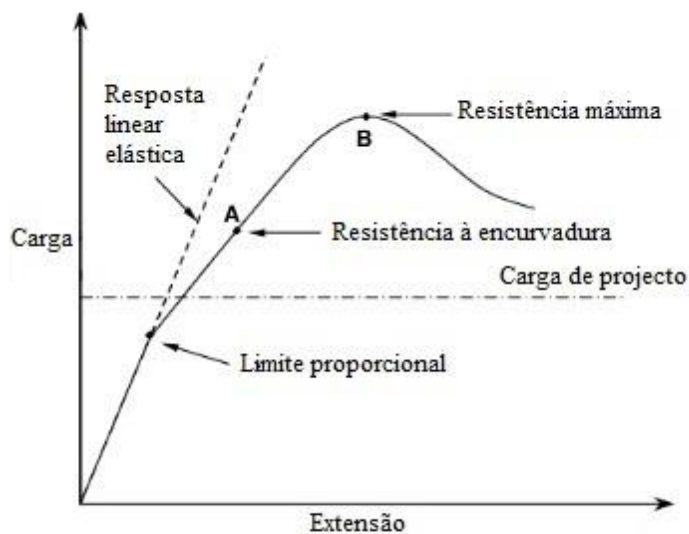


Figura 2.1 - Considerações de projecto fundamentado noELM [1]

A margem de segurança de uma estrutura pode ser avaliada por comparação da sua resistência máxima com as cargas máximas passíveis de serem aplicadas (carga de projecto), como se mostra na Figura2.1. Para obter uma estrutura segura e económica, as cargas de projecto têm de seravaliadas correctamente e o projectista deve inclusive calcular a resistência máxima não só

para a estrutura intacta, como também para estruturas com alguns danos, de modo a que possa avaliar o factor de segurança da estrutura danificada.

O critério de ELM também pode ser expresso pela equação 1 mencionada em cima. A medida característica de capacidade de projecto, C_d , é, neste caso, a resistência máxima, enquanto, D_d , é a carga de projecto. Para o projecto de ELM, o factor resultante de capacidade, γ_M , relacionado com a variável de capacidade de projecto, C_d , é geralmente aceite como $\gamma_M = 1.15$ para estruturas marítimas.

É importante salientar que qualquer falha numa estrutura deve ocorrer de um modo dúctil. Isto porque, ao evitar a fractura frágil, obtém-se uma estrutura que não colapsa subitamente, uma vez que o material dúctil permite que a estrutura redistribua as tensões internas e, assim, absorva grandes quantidades de energia. A realização de um projecto adequado de uma estrutura é facilitada quando são observados os seguintes pontos [1]:

- As exigências de rigidez do material são cumpridas.
- Se evita a escolha de detalhes estruturais que introduzem valores muito elevados de concentração de tensões, assim como a presença de defeitos de soldadura nos detalhes estruturais.
- Se projectam detalhes estruturais e ligações soldadas que permitam a ocorrência de alguma deformação plástica.
- Construir o arranjo estrutural de modo a que o colapso de algum membro não resulte numa diminuição abrupta da capacidade estrutural.

2.2. Modelo do comportamento mecânico dos aços estruturais

Em projecto estrutural é muito importante a escolha de materiais adequados. A este respeito, além da rigidez, deve-se prestar atenção à ductilidade, resistência, soldabilidade e resistência à corrosão, requisitos importantes para a escolha de um aço [1].

O projectista deve ter uma boa compreensão das propriedades mecânicas de um aço estrutural, que depende de vários factores, tais como: a sua composição química, os tratamentos térmicos e mecânicos a que o material foi sujeito, a espessura e também os efeitos que a temperatura tem nas suas propriedades.

2.2.1. Tensão uniaxial. Curva tensão-extensão

A Figura 2.2 mostra várias curvas tensão-extensão monotónicas, típicas de aços estruturais, obtidas em ensaios uniaxiais de tracção a provetes de teste [1].

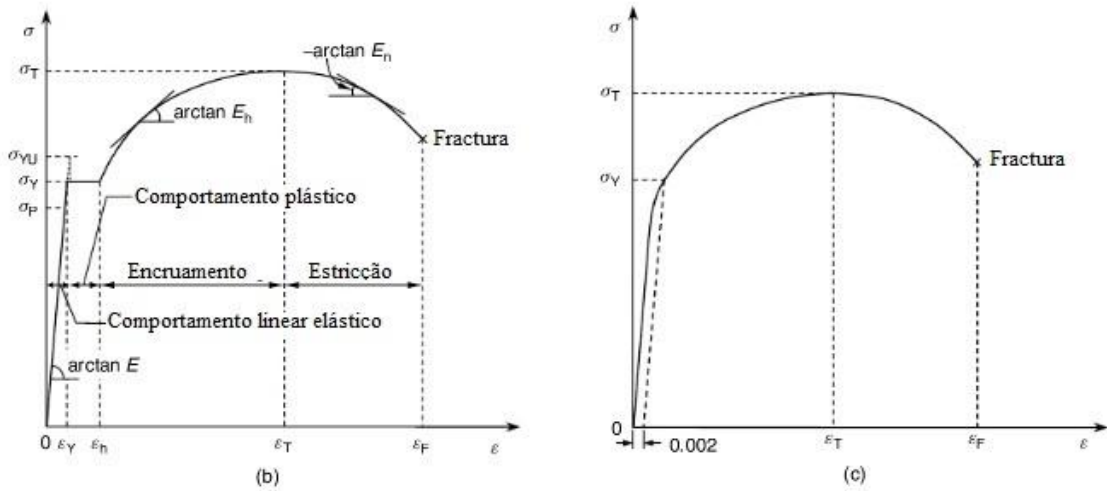
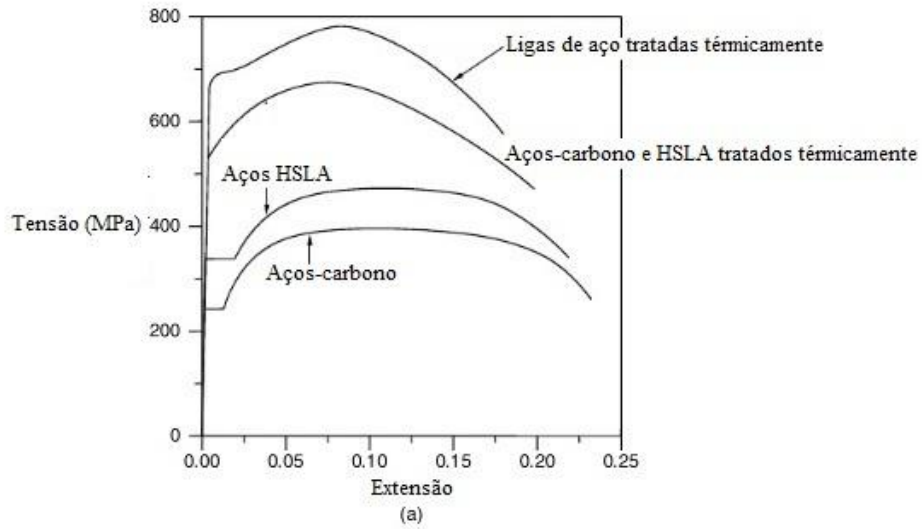


Figura 2.2– (a) curvas tensão-extensão típicas; (b) relações ideais uniaxiais de tensão-extensão para aços estruturais; (c) uma curva tensão-extensão de um aço com tratamento térmico [1]

Para um projecto de ELM, as propriedades mecânicas relevantes de aços estruturais podem ser caracterizadas pelos seguintes parâmetros:

- Módulo de Young (ou módulo de elasticidade longitudinal), E
- Módulo de elasticidade transversal, G
- Tensão limite de proporcionalidade, σ_p
- Tensão de cedência superior, σ_{YU}
- Tensão de cedência inferior, σ_{YL} ($\approx \sigma_Y$)
- Tensão de cedência, σ_Y
- Extensão de cedência, ϵ_Y

- Extensão de encruamento, ϵ_h
- Módulo de tangência de encruamento, E_h
- Tensão de rotura (tensão máxima), σ_T
- Extensão limite de resistência (correspondente à tensão máxima), ϵ_T
- Módulo de tangência de estrição, E_n
- Extensão de fractura, ϵ_F
- Coeficiente de Poisson, ν

Módulo de Young, E

O declive da zona linear da relação tensão-extensão no regime linear elástico é definido pelo Módulo de Elasticidade Transversal, E (ou Módulo de Young). Para aços estruturais esta variável apresenta valores próximos dos 200 GPa.

Coeficiente de Poisson, ν

O coeficiente de Poisson expressa a relação existente entre a extensão transversal e a extensão longitudinal do material no regime elástico sob efeito de uma carga axial. Para aços estruturais, a gama de valores do coeficiente de Poisson vai de 0.25 a 0.33 e normalmente assume-se igual a 0.3 para a análise pela ELMem estruturas de aço.

Módulo de elasticidade transversal, G

O módulo de elasticidade transversal, G, é expresso em função do módulo de elasticidade longitudinal, E, e do coeficiente de Poisson, ν (eq. 4):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{eq. 4})$$

Tensão limite de proporcionalidade, σ_P

A tensão máxima do regime elástico, i.e., imediatamente antes de começar a deformação permanente, denomina-se por tensão limite de proporcionalidade, σ_P .

Tensão de cedência, σ_Y , e extensão de cedência, ε_Y .

A maior parte dos aços de baixa resistência possuem uma zona horizontal na curva tensão-extensão, que é aproximada à tensão de cedência, σ_Y , e sua extensão correspondente, $\varepsilon_Y = \frac{\sigma_Y}{E}$.

As propriedades mecânicas de um aço variam com a quantidade de trabalho mecânico e tratamentos térmicos a que estão sujeitos durante o processo de fabrico. Tipicamente, as placas que são submetidas a mais trabalho mecânico, assim como a alguns tratamentos térmicos, apresentam tensão de cedência mais alta. Para aços de maior resistência tratados termicamente ou enformados a frio, a curva de tensão-extensão aumenta uniformemente até atingir um valor máximo em que as curvas não apresentam os pontos de cedência inferior e superior, como se observa na Figura 2.2(c). Neste caso, a tensão de cedência não pode ser determinada da mesma maneira e é habitualmente definida como a tensão correspondente à intersecção da curva tensão-extensão, com uma linha recta deslocada que passa num ponto de extensão, $(\sigma, \varepsilon) = (0, 0.002)$, paralela à zona linear do regime elástico da curva.

Para fins de projecto, os organismos reguladores ou as sociedades classificadoras, indicam valores admissíveis da tensão de cedência dos diferentes tipos de aços. As tensões de cedência especificadas são normalmente de 205 – 290 MPa para aços-carbono, 290 – 450 MPa para aços HSLA, 315 – 515 MPa para aços-carbono e HSLA tratados termicamente e 620 – 690 MPa para ligas de aço tratadas termicamente [1].

Módulo de tangência de encruamento, E_h

Para valores de tensão e de extensão superiores à tensão e extensão de cedência, um aço considerado dúctil continua a deformar plasticamente e a encruar. O declive da curva tensão-extensão na zona de encruamento é definido como módulo de tangência de encruamento, E_h , que pode não ser constante, mas, para aços estruturais assume-se geralmente um valor entre 5% a 15% do módulo de elasticidade do material [1].

A tensão acima da tensão de cedência de um material elasto-plástico com encruamento, σ_Y^h , é frequentemente expressa para um valor de extensão plástica por [1]:

$$\sigma_Y^h = \sigma_Y + \frac{E E_h}{E - E_h} \varepsilon_p \quad (\text{eq. 5})$$

onde ε_p = extensão plástica efectiva.

A Figura 2.3 mostra o efeito do encruamento no comportamento elasto-plástico de uma chapa de aço rectangular, sujeita a uma carga uniaxial de compressão na direcção longitudinal, quando

a tensão, σ_x , é calculada por análise não linear de elementos finitos. É evidente que devido ao efeito de encruamento, a resistência máxima da chapa é superior ao caso em que não se contabiliza esse efeito. Contudo, para uma avaliação pessimista do comportamento mecânico de uma estrutura de aço, um modelo de material elástico e perfeitamente plástico (sem encruamento) pode ser considerado suficiente.

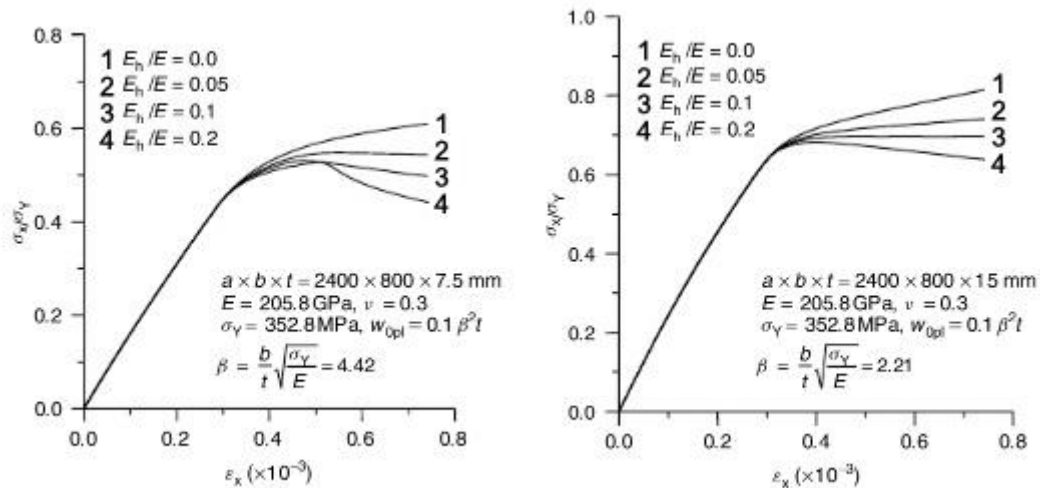


Figura 2.3 - Efeito do encruamento na tensão máxima de uma chapa de aço sob compressão axial [1]

Tensão limite de resistência (tensão máxima), σ_T

Quando a extensão ultrapassa a extensão de encruamento, ϵ_h , a tensão aumenta acima da tensão de cedência, σ_Y , devido ao encruamento do material. Este comportamento continua até se atingir a tensão limite de resistência, σ_T (Tensão de Ruptura). O valor de σ_T é conseguido pela divisão da força axial máxima aplicada pela área da secção inicial do provete.

A tensão de ruptura dos vários materiais encontram-se normalmente entre os 380 – 620 MPa para aços-carbono, 415 – 550 MPa para aços HSLA, 450 – 790 MPa para aços-carbono e HSLA tratados termicamente e 760 – 895 MPa para ligas de aço tratadas termicamente. A tensão máxima, σ_T , de aços estruturais deve ser superior a 1.2 vezes a tensão de cedência mínima, σ_Y , para uma ductilidade razoável ou uma margem de ruptura adequada [1]. A extensão limite de resistência (Figuras 2.2b e 2.2c), ϵ_T , de aços estruturais de baixa resistência é geralmente 20 vezes superior à extensão de cedência, ϵ_Y .

Módulo de tangência de estrição, E_n

Com o aumento da tensão e da extensão ocorre, a partir do momento de aplicação da força máxima, uma redução substancial da área da secção nominal, que se denomina estrição. O declive da curva tensão-extensão na zona de estrição é definido pelo módulo de tangência de estrição, E_n .

2.3. Colapso de estruturas secundárias e terciárias sob cargas axiais

Para abordar este tema, é necessário ter uma noção do arranjo estrutural típico de uma estrutura marítima e da sua resposta estrutural que, geralmente, está descrita em três grandes níveis: o primário, o secundário e o terciário. O primário refere-se à estrutura como um todo integrado, interagindo internamente, mas sendo apenas levado em conta o seu comportamento global. A estrutura secundária refere-se aos componentes da estrutura primária, que na prática se traduz pelas grelhas de perfis e painéis de chapa reforçados, os elementos que fornecem a resistência estrutural local. Finalmente, o nível terciário é representado pelos elementos estruturais mais simples, ou sejam, as chapas entre os perfis de reforço. O nível secundário revela o comportamento mais relevante, complexo e interessante [2]. Na Figura 2.4 pode-se observar os elementos de um painel reforçado, componente do nível secundário e objecto de estudo deste trabalho.

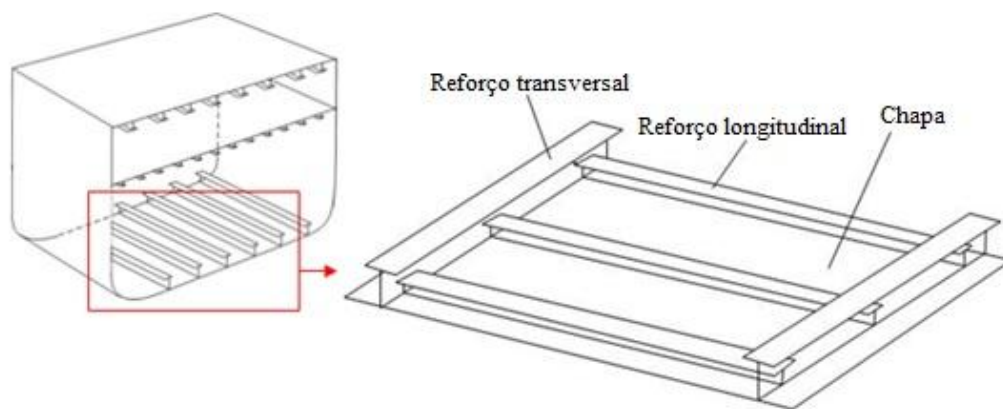


Figura 2.4 – Detalhe de um elemento da estrutura secundária (painel secundário)

A resposta estrutural primária é a resposta do casco inteiro, quando flectindo e torcendo como uma viga única, sob as acções das cargas externas primárias: longitudinais verticais e laterais, transversas e torsoras.

A resposta estrutural secundária engloba as tensões induzidas e a deformação de um único painel de chapa reforçada por perfis. O carregamento do painel é normalmente perpendicular e/ou axial e coplanar ao plano da chapa, um caso de carregamento multiaxial.

A resposta estrutural terciária descreve a deformação lateral e axial de um painel de chapa não reforçado, e as tensões induzidas pelas deformações indicadas, mas cujas condições fronteira são definidas pelo facto de este se encontrar soldado a perfis de reforço em ambos os lados. O carregamento é normalmente perpendicular e/ou axial e coplanar ao plano da chapa.

Se a estrutura de um navio não for suficientemente resistente, ou se a carga aplicada a esta, por alguma combinação anormal de diversos factores, for excessiva, esta poderá falhar. As formas mais comuns de falha estrutural são:

- Cedência e/ou deformação excessiva em tracção ou compressão.
- Colapso estrutural devido a instabilidade, por esforço de compressão ou esforço de corte.
- Fissuração por fadiga.
- Fractura frágil.

No que se refere à prevenção da falha estrutural, uma regra geral continua a sobrepor-se a todos os requisitos e constrangimentos específicos: a continuidade e o alinhamento estrutural [2]. É este o aspecto principal a ter em consideração para o sucesso do projecto e do fabrico de uma estrutura marítima. Apesar do aparecimento de ferramentas de simulação e análise cada vez mais sofisticadas e precisas, o projectista procura simultaneamente a optimização em termos de redução de quantidade de material e do custo de produção. Esta tendência tem levado à adopção de coeficientes de segurança de projecto cada vez menores e de soluções novas em aplicações de estruturas marítimas onde até aqui se utilizavam padrões mais exigentes. Assim, embora o nível de incerteza na quantificação do comportamento mecânico dos elementos estruturais simples e da avaliação das solicitações seja cada vez mais diminuto, os novos conceitos e arranjos utilizados acarretam diversas vezes um risco acrescido por não haver um completo entendimento das interacções entre componentes estruturais. Consequentemente, a probabilidade de ocorrência de uma falha nunca estará totalmente afastada durante a vida de uma estrutura [2].

A configuração geométrica de um painel estrutural de aço é determinada essencialmente de acordo com a função que vai desempenhar. O trabalho que se apresenta nesta tese pretende

estudar um painel reforçado do convés de um navio, que se insere no nível secundário e terciário da estrutura. A Figura 2.5 mostra um painel reforçado típico.

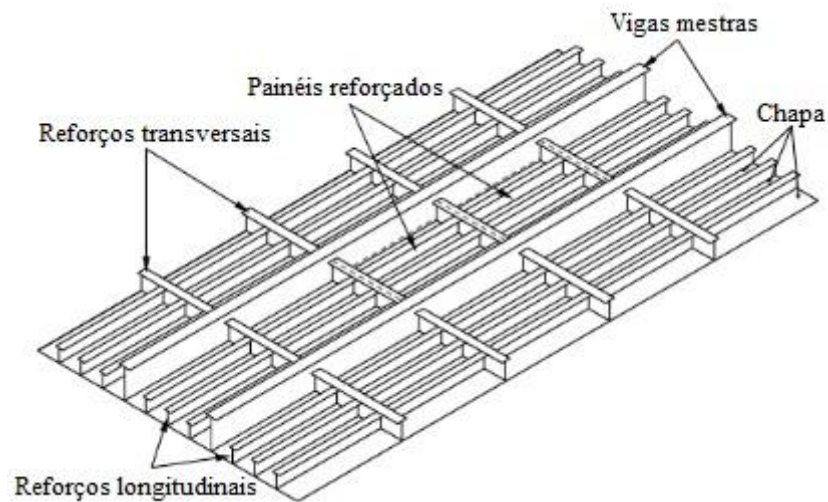


Figura 2.5 - Painel reforçado típico [1]

Para aumentar a rigidez e a resistência mecânica de um painel de chapa é bastante mais eficiente aumentar as dimensões dos reforços do que a espessura da chapa. Por este motivo é que uma chapa é geralmente reforçada com vigas/perfis estruturais nas direcções longitudinal e transversal. Enquanto a chapa resiste principalmente a cargas no plano, os reforços resistem a cargas fora do plano e de flexão. A Figura 2.6 mostra perfis típicos usados no reforço estrutural de uma chapa.

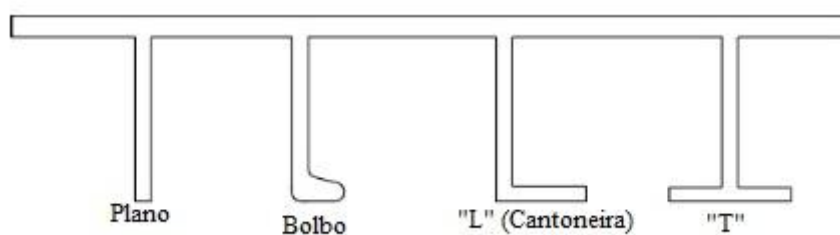


Figura 2.6-Perfis típicos de reforços usados em estruturas navais [1]

2.3.1. Colapso por compressão de painéis reforçados

Com o aumento das cargas de compressão sobre um painel reforçado (estrutura secundária) e sendo este uma conjugação de chapa e vigas de reforço, uma situação de encurvadura pode ocorrer se a carga atingir um valor crítico. Os padrões de encurvadura de painéis reforçados podem ser categorizados em dois grandes grupos: o de encurvadura global ou o de encurvadura local, podendo este último estar associado a encurvadura da chapa ou dos reforços. A Figura 2.7 mostra as formas mais comuns de encurvadura de painéis reforçados [1].

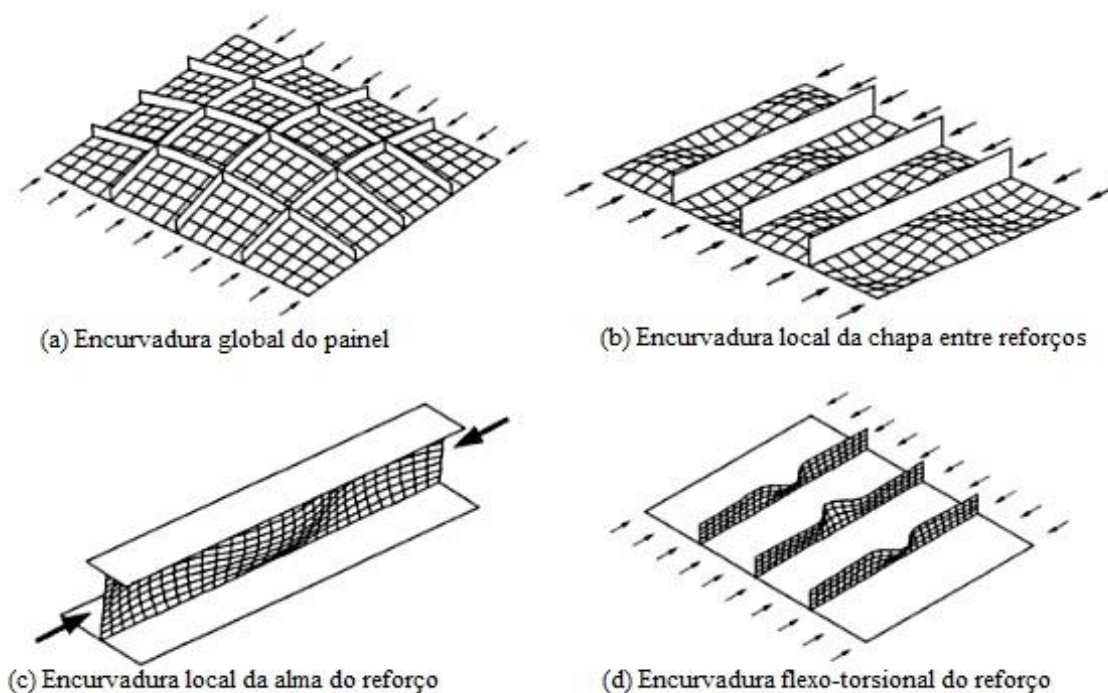


Figura 2.7 - Tipos de encurvadura em painéis reforçados [1]

Quando os reforços são demasiado esbeltos, o painel reforçado encurva integralmente de um modo que se denomina encurvadura global, como mostra a Figura 2.7(a). Por outro lado, quando os reforços são significativamente mais resistentes, eles permanecem intactos até que a chapa entre eles encurve localmente, como mostra a Figura 2.7(b). Se a alma do reforço for muito alta ou muito fina, esta encurva localmente como se de uma chapa se tratasse, como se observa na Figura 2.7(c). Quando a rigidez torsional do reforço não é suficientemente elevada, este torce de um modo que se designa de encurvadura flexo-torsional, como se vê na Figura 2.7(d). Apesar da Figura 2.7 exibir cada forma de encurvadura separadamente, elas podem interagir e acontecer simultaneamente [1].

Ao contrário dos elementos estruturais designados por colunas, um painel reforçado consegue suportar cargas superiores àquelas que provocam encurvadura local e a resistência máxima desses painéis é alcançada por deformação plástica excessiva e/ou falha de um reforço. De qualquer das maneiras, uma estrutura é geralmente considerada instável sempre que qualquer ocorrência de encurvadura elástica global ocorra. Portanto, a ordem de ocorrência dos modos de encurvadura de um painel reforçado é normalmente controlada em projecto, de maneira a que os modos de encurvadura local ocorram antes da encurvadura global.

A Figura 2.8 mostra umaporção de um painel reforçado típico retirado de uma estrutura contínua sob cargas combinadas. As fórmulas deduzidas representam o caso em que um painel está sujeito a forças multiaxiais; um painel sujeito a carregamentos uniaxiais é considerado um caso simplificado deste.

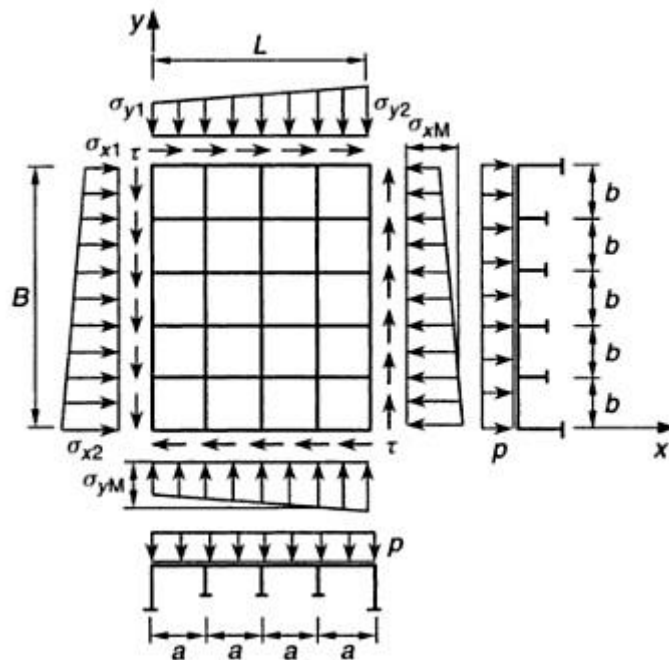


Figura 2.8 - Painel reforçado sob cargas coplanares e pressão lateral [1]

O comprimento e a largura do painel são designados por L e B , respectivamente, e a espessura da chapa por t (Figura 2.8). O número de reforços alinhados segundo a direcção x é representado por n_{sx} e segundo a direcção y por n_{sy} . Os reforços são dispostos com espaçamentos iguais entre eles para uma dada direcção, onde o espaçamento dos reforços transversais é representado por $a = L/(n_{sy} + 1)$ e o espaçamento dos reforços longitudinais é dado por $b = B/(n_{sx} + 1)$.

Os efeitos das cargas externas aplicadas a um painel reforçado, nomeadamente tensões, deformações, etc., podem ser analisados pelo método dos elementos finitos ou pelas teorias

tradicionais de mecânica estrutural. A resposta associada com o nível primário, secundário e terciário de estruturas deve ser contabilizado na determinação de medidas características dos efeitos de cargas num painel reforçado. As principais tensões induzidas num painel reforçado são:

- Tensão axial longitudinal
- Tensão axial transversal
- Tensão de corte
- Tensão de flexão longitudinal
- Tensão de flexão transversal
- Tensões devido a pressão lateral

No modo de encurvadura global, tipicamente a chapa flexa em conjunto com os reforços. Neste caso, os valores médios de tensão axial aplicada são habitualmente usados como medida característica dos efeitos das cargas, desprezando a influência da flexão (p) (Figura 2.8).

$$\sigma_{x,m} = \frac{\sigma_{x1} + \sigma_{x2}}{2}, \quad \sigma_{y,m} = \frac{\sigma_{y1} + \sigma_{y2}}{2}$$

onde $\sigma_{x1}, \sigma_{x2}, \sigma_{y1}, \sigma_{y2}$ encontram-se definidos na Figura 2.8.

No modo de encurvadura local, o reforço que apresente as tensões axiais compressivas mais altas deve ser usado como elemento de análise de encurvadura local de reforços ou chapa. Na Figura 2.8, os valores de tensão mais altos aplicados nos reforços longitudinais e transversais são assinalados por σ_{xM} e σ_{yM} , respectivamente [1].

2.3.2. Pós-colapso por compressão de painéis reforçados

Mesmo que ocorra encurvadura num painel reforçado, seja no regime elástico ou inelástico, normalmente este é capaz de aguentar cargas superiores às que deram origem a essa encurvadura. A resistência máxima desse painel é alcançada devido a plasticidade excessiva e/ou colapso de um reforço.

O método de previsão da resistência máxima de um painel reforçado apresenta alguma incerteza. Além da variação das propriedades estruturais e dos fenómenos que as caracterizam, os seguintes quatro aspectos apresentam as principais razões para essa incerteza [1]:

- O número finito dos modos de colapso que são considerados, a maneira como são idealizados, e, o desprezar dos efeitos das interacções entre esses modos de falha.
- As diferenças no tratamento efectivo da largura de chapa entre reforços.
- O efeito das imperfeições iniciais introduzidas durante o processo de soldadura.
- Os constrangimentos rotacionais existentes entre a chapa e os reforços e/ou entre a alma e banzo dos reforços.

Em primeiro lugar, nem todos os modos de colapso teoricamente possíveis são considerados no desenvolvimento de um projecto focado na previsão da resistência máxima. Em segundo, é importante prever a espessura efectiva de chapa entre reforços no cálculo da área da secção do painel reforçado. À medida que a carga por compressão aumenta, a espessura efectiva da chapa encurvada vai variando uma vez que esta altera-se em função das tensões compressivas a que está sujeita. Contudo, os métodos simplificados assumem que a espessura efectiva da chapa não depende das cargas aplicadas por compressão, em vez disso, considera-a constante. Em terceiro, as deformações iniciais induzidas pela soldadura não são introduzidas no desenvolvimento de métodos. A maior parte dos métodos leva em conta as imperfeições na chapa entre reforços, mas só alguns consideram os efeitos das imperfeições nos reforços. Finalmente, os reforços apresentam alguns constrangimentos rotacionais nas arestas de ligação com a chapa e/ou na intersecção da alma e banzo de reforços. Estes constrangimentos afectam o colapso de um reforço, mas, a maior parte dos métodos despreza este acontecimento.

Quando submetido principalmente a tensões axiais, um painel reforçado pode colapsar totalmente. Por outro lado, quando o painel se encontra predominantemente sob cargas de compressão, pode mostrar uma grande variedade de modos de falha até atingir a sua resistência máxima. Os principais modos de falha de um painel reforçado sujeito principalmente a forças de compressão são categorizados em 6 tipos [1]:

- Modo I: colapso global da chapa e dos reforços como um só.
 - Modo I-1: modo I para painéis reforçados uniaxialmente, Figura 2.9(a).
 - Modo I-2: modo I para painéis reforçados biaxialmente, Figura 2.9(b).
- Modo II: colapso por compressão biaxial, Figura 2.10.
- Modo III: colapso como uma viga-coluna, Figura 2.11.
- Modo IV: encurvadura local na alma de reforços, Figura 2.12.
- Modo V: colapso flexo-torsional de reforços, Figura 2.13.
- Modo VI: colapso total.

Nas figuras 2.9 a 2.13 encontram-se representados, em maior detalhe do que apresentado na figura 2.7, o colapso de painéis reforçados, indicando-se em particular as zonas de plastificação local do material e as causas do modo de falha ocorrido.

O modo I representa o modelo típico de colapso quando os reforços são relativamente pouco resistentes do ponto de vista estrutural. Neste caso, os reforços encurvam juntamente com a chapa como uma unidade, num comportamento de encurvadura global inicialmente elástica. Mesmo depois de uma situação de encurvadura global no regime elástico ocorrer, o painel reforçado consegue normalmente suportar cargas superiores até atingir a sua resistência máxima, eventualmente, por formação de extensas zonas de cedência no interior do painel e/ou nas suas arestas. No modo I, o comportamento de colapso de um painel reforçado uniaxialmente, denominado de modo I-1, é ligeiramente diferente do de um reforçado biaxialmente, designado, modo I-2. O primeiro é de facto iniciado por uma falha tipo viga-coluna, enquanto o último assemelha-se com o colapso de um painel ortotrópico.

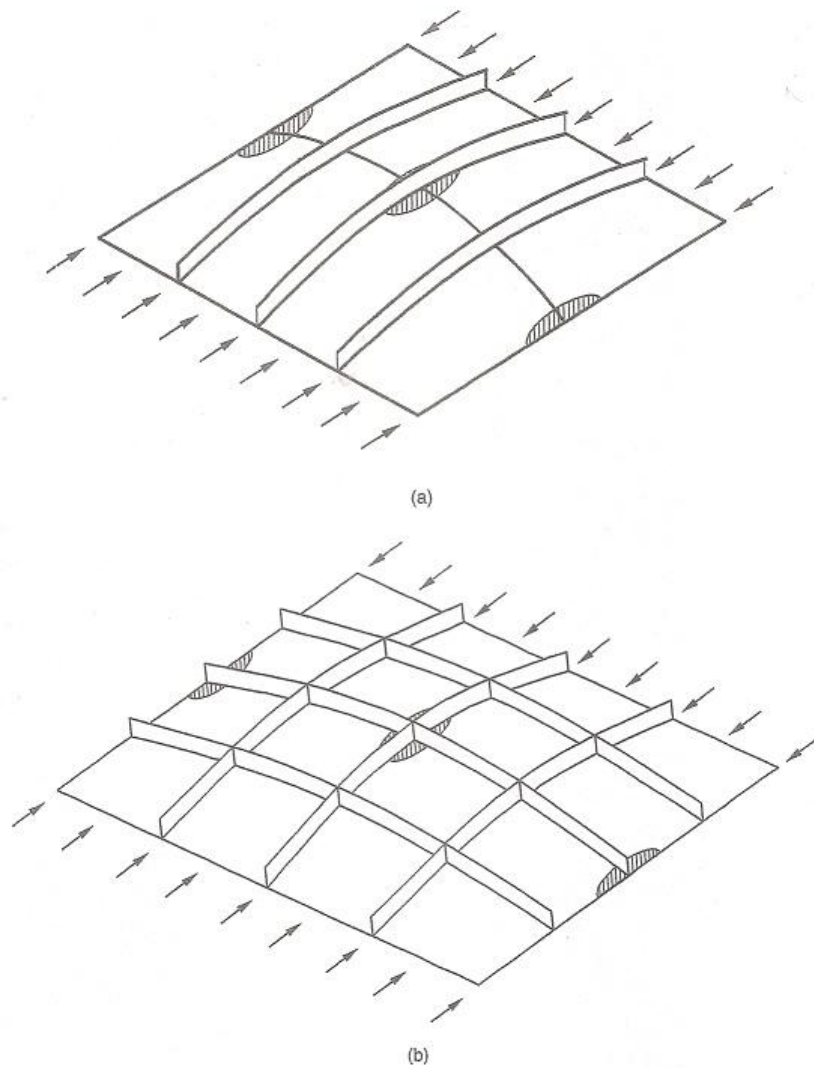


Figura 2.9 - (a) modo I-1: colapso global de um painel reforçado uniaxialmente; (b) modo I-2: colapso global de um painel reforçado biaxialmente [1]

O modo II representa o padrão de colapso em que o painel plastifica na zona de intersecção da chapa com o reforço, nas extremidades do painel, não ocorrendo falha do reforço. Este tipo de colapso pode ser relevante nalguns casos em que o painel está predominantemente sob compressão biaxial e/ou quando o painel é robusto.

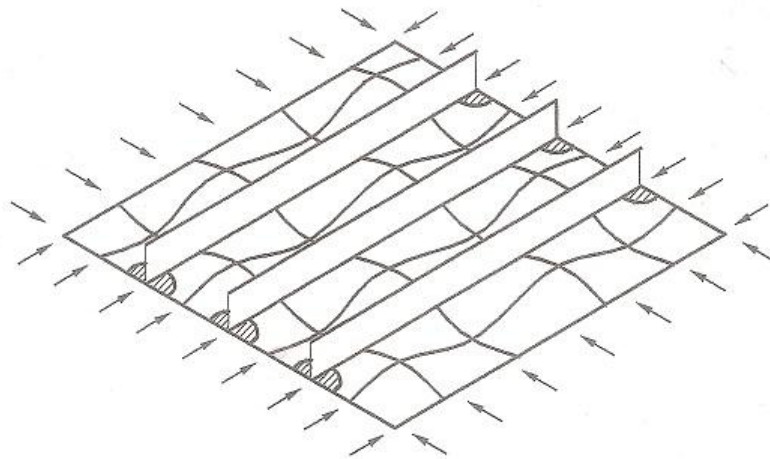


Figura 2.10 - Modo II – colapso por compressão biaxial [1]

O modo III aponta um padrão de colapso em que a resistência máxima é atingida por cedência da combinação chapa reforço a meio vão. Este tipo de falha ocorre tipicamente quando as dimensões dos reforços são intermédias, nem muito fracos, nem muito resistentes [1].

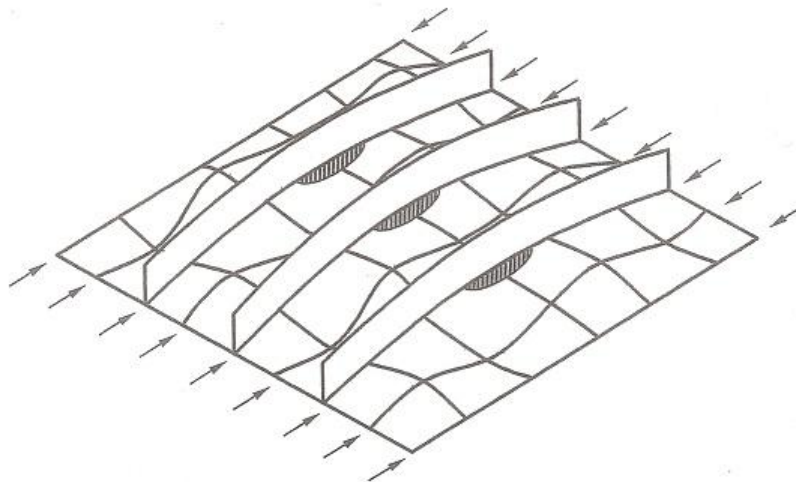


Figura 2.11- Modo III - Colapso tipo viga-coluna

Os modos IV e V surgem tipicamente induzidos nos reforços, quando estes apresentam um valor de quociente elevado entre a altura e a espessura da alma (muito esbeltos) e/ou quando a alma do reforço não é apropriada para se manter direita precipitando a encurvadura ou torção da alma do reforço. Enquanto o modo IV representa o padrão em que a alma do reforço colapsa por encurvadura local devido a compressão, o modo V ocorre quando a resistência máxima é alcançada devido ao colapso flexo-torsional dos reforços.

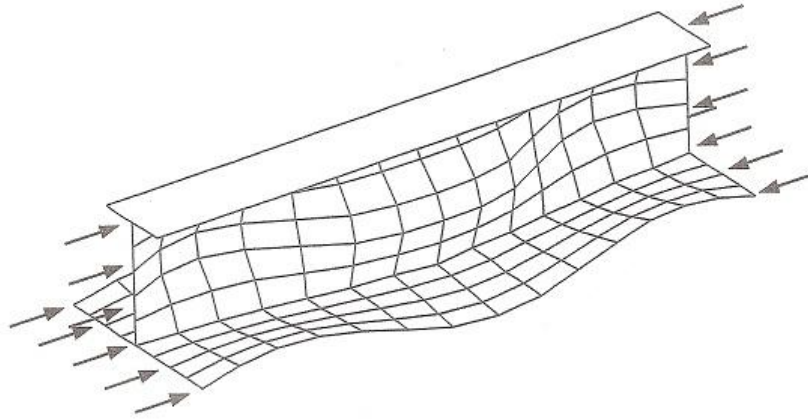


Figura 2.12–Modo IV - Colapso por encurvadura local da alma do reforço [1]

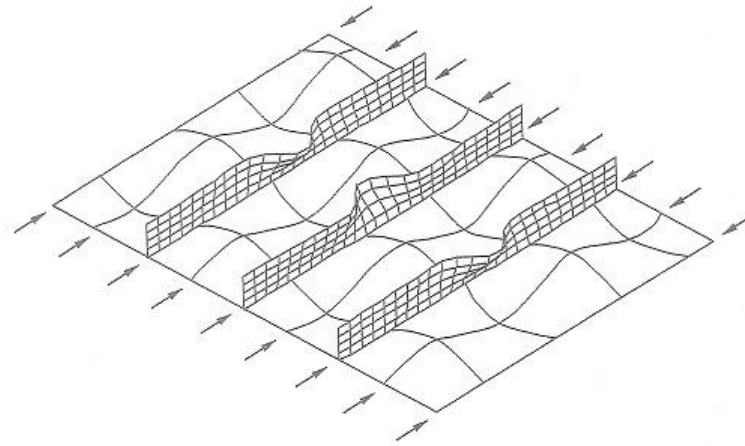


Figura 2.13– Modo V - Colapso por encurvadura flexo-torsional do reforço [1]

Não se pode menosprezar o facto destes modos de colapso poderem ocorrer em simultâneo, apesar de serem analisados e apresentados em separado. Também é importante entender que a divisão do comportamento de painéis reforçados exposta em cima é artificial e não descreve necessariamente todos os comportamentos de colapso destes painéis, apesar de sustentado em percepções e experiência. Estas divisões são consideradas adequadas no projecto e análise de estruturas de aço. Para fins práticos é geralmente considerado que o colapso dos painéis ocorre para o valor limite mínimo, calculado em separado, de todos os modos descritos em cima [1].

2.4. Método dos Elementos Finitos – Análise numérica de tipo não linear

O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico, tal como o método das diferenças finitas, mas é mais geral e poderoso pelas capacidades que oferece de resolver problemas concretos de engenharia envolvendo geometrias, comportamentos físicos ou condições fronteira complexas. No MEF o domínio do problema é decomposto em vários sub domínios e em cada um desses subdomínios as equações que regem o fenómeno são aproximadas usando um método variacional. A razão principal para procurar aproximar uma solução num conjunto de subdomínios reside no facto de ser mais fácil representar uma função complicada como uma composição de funções polinomiais simples, com um erro que pode ser tão pequeno quanto se pretenda, bastando aumentar o número de sub domínios [3]. A Figura 2.14 ilustra este conceito. A função $f(x)$, representada a negro, pode ser aproximada pelos polinómios $p^1(x)$, $p^2(x)$, ..., $p^8(x)$ representados a vermelho. Cada polinómio $p^i(x)$ é definido apenas no sub domínio d^i . O erro cometido na aproximação pode ser tão reduzido quanto se queira, mesmo que os polinómios $p^i(x)$ tenham um grau baixo, desde que se aumente o numero de troços ou divisões do domínio entre a e b .

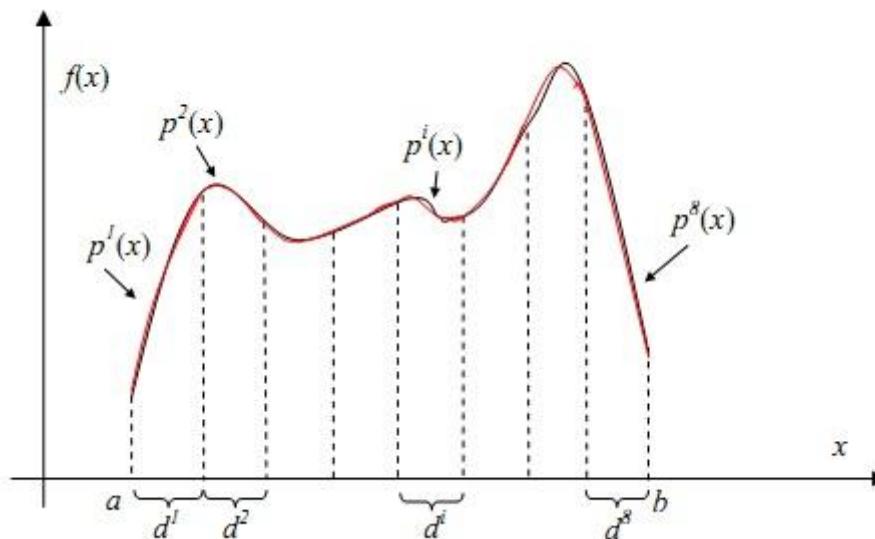


Figura 2.14 - Função $f(x)$ aproximada por várias funções [3]

O MEF é concisamente aproximado pelas seguintes considerações [3]:

- A estrutura é dividida por linhas imaginárias que se encontram nos nós, formando elementos finitos que são geralmente triangulares, ou rectangulares, e planos (mas também podem ser irregulares e tridimensionais).
- Uma função de deslocamentos é encontrada para cada elemento finito, relacionando os mesmos em qualquer ponto do elemento com o dos nós. Dos deslocamentos nodais obtêm-se as extensões que, por sua vez, permitem o cálculo das tensões através da explanação do modelo de material, que relaciona os valores de extensão com os valores de tensão.
- Em cada nó são determinadas forças equivalentes às que estão presentes ao longo dos limites do elemento.
- Os deslocamentos dos elementos são compatíveis com os dos elementos vizinhos.
- Todo o conjunto de forças aplicadas e internas apresentam-se em equilíbrio.

O método dos elementos finitos é uma das abordagens disponíveis mais poderosas para análise não linear do comportamento de estruturas. Em geral, o método requer um grande esforço computacional devido principalmente ao grande número de incógnitas a ter em consideração na solução e à complexidade de cálculos integrais usados no procedimento, especialmente no método não linear de elementos finitos, para obter as matrizes de rigidez à medida que deformação vai ocorrendo.

Na mecânica estrutural um problema é considerado linear quando a matriz de rigidez global é determinada unicamente através das propriedades geométricas e do material da estrutura não deformada, ou seja, independentemente dos deslocamentos e das deformações que acontecem. Ao contrário, ele é considerado não linear quando a matriz de rigidez vai variando à medida que as cargas aplicadas aumentam e o vector de carga depende dos deslocamentos e das deformações. Para análises de elementos finitos independentes do tempo $\{R\} = [K]\{U\}$, onde $\{R\}$ = vector de carga, $\{U\}$ = vector de deslocamento e $[K]$ = matriz de rigidez; $[K]$ e $\{R\}$ são ambos considerados independentes de $\{U\}$ em análises de tipo linear e, ao contrário, são ambos funções não lineares de $\{U\}$ em análises de tipo não linear [1].

A não-linearidade em mecânica estrutural pode ser normalmente separada em duas classes: não linearidade geométrica e não linearidade do material, onde ambas interagem à medida que a estrutura se deforma. A não-linearidade geométrica é associada às mudanças na configuração geométrica (grandes deformadas, encurvadura, etc.) e não linearidade do material é associada com alterações nas propriedades do material (plasticidade, encruamento, etc.). Em análises

relacionadas com transferência de calor, a não linearidade surge da condutividade de calor e/ou da radiação, onde a matriz de rigidez é uma função não linear da temperatura.

De seguida, serão resumidos alguns procedimentos básicos para a solução de equações não lineares. Como foi mencionado em cima, a equação de rigidez dos elementos finitos para um problema não linear independente do tempo pode ser expressa por $\{R\} = [K]\{U\}$, onde $[K]$ é função de $\{U\}$.

Usando como exemplo um problema unidimensional (Figura 2.15) de uma mola não linear sob uma carga P , a rigidez de uma mola não linear é exposta por k que é formada por k_0 e k_N , sendo a primeira uma constante e a última função dos deslocamentos. Assim, a equação de rigidez não linear para este caso é dada por a equação 6, onde $k_N = f(u)$.

$$P = (k_0 + k_N)u \quad (\text{eq. 6})$$

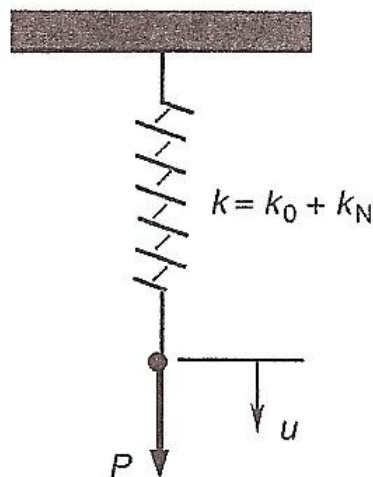


Figura 2.15 - Mola não linear, $k_0 = \text{constante}$, $k_N = f(u)$ [1]

Quando a carga P é aplicada, é necessário calcular o deslocamento u . De qualquer das formas, torna-se evidente da equação $P = (k_0 + k_N)u$ que a determinação de u em termos de P não é simples. Para calcular o deslocamento u correspondente a uma dada carga P é necessário algum cálculo iterativo que difere de método para método. Os métodos iterativos de análise não linear mais comuns são [1]:

- Método directo
- Método incremental
- Método de *Newton-Raphson*

- Método de *Newton-Raphson* modificado
- Método de *arc-length* (método do comprimento do arco), que corresponde à utilização do método de *Newton-Raphson* com controlo do comprimento do arco.

O programa de elementos finitos usado no âmbito deste trabalho foi o ANSYS, que utiliza por defeito o *método de Newton-Raphson* que, se detectar alguma não linearidade, activa um comando denominado de descida adaptativa [4].

De uma forma simplificada, o método de *Newton-Raphson* segue a resposta de uma estrutura através da aplicação do deslocamento imposto em diversas etapas (figura 2.16).

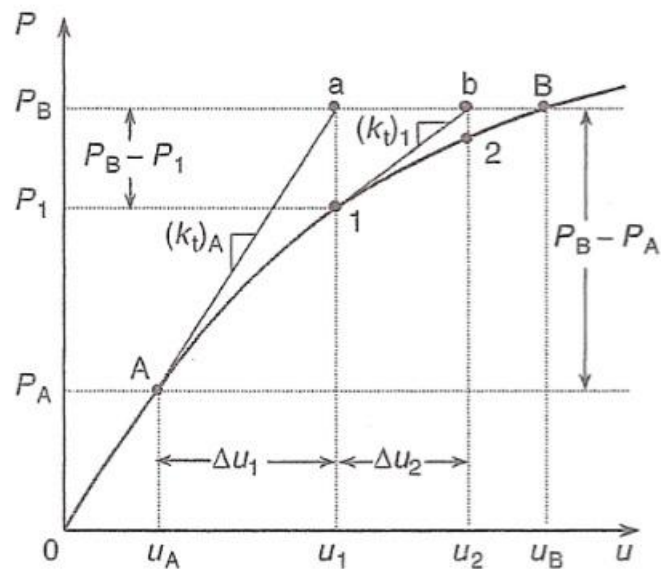


Figura 2.16 - O método de Newton-Raphson (1)

2.5. Resistência longitudinal de um navio

Por definição, o casco de um navio é constituído por um grupo de diversos componentes que, conjuntamente, formam o mais importante elemento resistente do navio, a sua estrutura primária. Esta é constituída pelas chapas, com todos os seus reforços estruturais, pavimentos, anteparas, etc., sem levar em conta superestruturas e apêndices. Numa aproximação válida, à luz da mecânica estrutural, o casco de um navio corresponde a uma viga oca, complexa, com secção variável, mas que, para efeitos de cálculos de resistência pode ser assumida constante nas imediações da secção mestra do navio. Para análise clássica da resistência longitudinal do casco de um navio recorre-se tipicamente à Teoria de Vigas. A teoria simples de vigas assume que esforços directos e transversos não se encontram acoplados, ou seja, que os esforços de flexão e de corte não interagem. Embora não sendo um método muito preciso, é bastante utilizado e constitui uma ferramenta válida como critério genérico de projecto e análise global. De igual forma, definem-se os esforços (ou solicitações) que actuam sobre a estrutura, e as respectivas respostas estruturais, em função da sua escala: primária, secundária e terciária [2].

A actuação de determinados carregamentos sobre o casco pode induzir efeitos na estrutura, que podem ser resumidos em [2]:

- Flexão e corte longitudinais (devido ao alquebramento e contra-alquebramento).
- Flexão transversal vertical.
- Vibrações transientes longitudinais verticais (“*whipping*”).
- Ressonância (“*springing*”).

Seguidamente apresentar-se-á alguns conceitos dos aspectos relacionados com as solicitações incidentes num navio e com a sua resistência longitudinal.

2.5.1. Tipos de solicitações em navios

A análise estrutural de um navio requer o conhecimento das diversas forças que nele incidem. A determinação correcta da intensidade dessas forças é essencial para evitar que os diversos carregamentos incidentes no navio não gerem, durante a sua vida útil, tensões e deformações que excedam os limites estabelecidos no projecto da estrutura.

Os principais tipos de solicitações que actuam sobre uma estrutura marítima são [2]:

Solicitações estáticas

- Peso do navio e do seu conteúdo: devido às estruturas, equipamentos e todos os elementos do navio, que por razões de geometria e arranjo interno não proporcionam uma distribuição uniforme de pesos, originam-se variações de peso ao longo do comprimento que induzem esforços locais e globais.
- Impulsão hidrostática; de forma similar à distribuição de pesos, a distribuição da impulsão também não é uniforme ao longo do comprimento. Esta varia de acordo com a distribuição de volume de querena³.
- Cargas resultantes de gradientes térmicos não lineares do material do casco. Os gradientes térmicos sobre a estrutura dependem especialmente das distribuições de temperaturas no interior e no exterior do casco, como por exemplo, do calor gerado pela instalação propulsora e pela exposição solar.
- Cargas concentradas originadas por encalhe ou docagem. A reacção resultante do contacto, acidental ou planeado, com o fundo ou com os blocos de docagem, respectivamente, originam carregamentos de intensidade muito significativa e localizados, representando sobrecargas localizadas sobre a estrutura.

Solicitações dinâmicas de baixa e de alta frequência

- Variações de pressão induzidas pela ondulação.
- Variações de pressão hidrodinâmica no casco causadas pelos movimentos originados na resposta dinâmica do casco.
- Reacções inerciais resultantes da aceleração da massa do casco e seu conteúdo.
- Forças hidrodinâmicas induzidas pelos sistemas de propulsão ou apêndices do casco.
- Forças induzidas no casco por maquinaria alternativa ou maquinaria rotativa desequilibrada.
- Forças hidroelásticas resultantes da interacção dos apêndices com o escoamento em torno do casco.
- Forças induzidas pela ondulação, cujas frequências coincidem com algumas frequências naturais do casco, induzindo ressonância estrutural.

³ Querena - Parte do casco do navio que se encontra imersa.

Impacto

- Caturrar e impacto de ondas na estrutura do casco.
- Efeitos de embarque de água no convés.
- Efeitos de armas (explosões e disparos).

Solicitações operacionais

- Forças devido ao gelo (navios quebra-gelos e/ou navios que naveguem em latitudes elevadas).
- Forças devido ao impacto contra outros navios, cais, ou outros obstáculos.
- Impacto no interior do navio por aparelhos manuseadores de carga.
- Cargas térmicas estruturais induzidas por cargas especiais transportadas a temperatura ou pressão não ambiente.
- Força de impacto contra a estrutura interna devido ao movimento de líquidos em tanques (*sloshing*)
- Aterragem de aeronaves (aviões e helicópteros).
- Cargas acidentais devido a colisão ou encalhe.
- Cargas térmicas acidentais devido a incêndios a bordo.

Na prática as maiores solicitações em termos de ordem de grandeza a que as estruturas marítimas são submetidas são [2]:

- O peso do casco e do seu conteúdo.
- A força de impulsão hidrostática do casco em repouso ou em movimento.
- Variações de pressão hidrodinâmica no casco causadas pelos movimentos originados na resposta dinâmica do casco.
- Reacções inerciais resultantes da aceleração de massa do casco e seu conteúdo.

Seja qual for o estado do mar, é impossível conceber uma situação em que as forças originadas pela massa e aceleração da gravidade se cancelem com as originadas pela pressão da água ao longo de todo o navio. Se este facto é extremamente improvável para uma condição de águas paradas, é inconcebível para uma situação em que o navio navega no mar, onde estas forças variam continuamente e provocam um desequilíbrio ao longo do navio, responsável, por

exemplo, pela flexão vertical que provoca as principais tensões na sua estrutura. Uma vez que o momento flector longitudinal a que um navio está sujeito é o que mais afecta a sua estrutura e que gera as principais tensões no seu convés, caso em estudo deste trabalho (painel reforçado do convés), serão seguidamente apresentados alguns conceitos para o cálculo deste momento. É tipicamente este carregamento que condiciona a estrutura logo na fase de projecto.

2.5.2. Modelo de cálculo da resistência longitudinal

De uma forma geral, quando se refere à estrutura de um navio nos estágios iniciais do projecto, é comum associá-la a uma viga, conhecida como viga-navio. Esta deverá ser constituída por materiais resistentes e dimensões adequadas de modo a garantir uma resistência estrutural do casco, frente aos diversos momentos e forças que actuarão sobre ela e que são consideradas na teoria de vigas: forças cortantes verticais, momentos flectores longitudinais nos planos verticais e horizontais e os momentos de torção.

As tensões e deformações no navio são o resultado de três classes de solicitações: uma correspondente à flexão da viga-navio, que considera este como uma viga que deforma como um todo, originando a deformação primária. A partir desta surge a deformação secundária que é constituída pela flexão dos painéis reforçados entre anteparas, que experimentam flexão juntamente com os seus reforços, longitudinais e transversais. Por ultimo, a partir da deformação secundária aparece a terciária que é caracterizada pela flexão da chapa entre reforços.

Para poder analisar o navio como uma viga-oca prismática dentro da teoria das vigas simples, são consideradas as seguintes suposições [5]:

- Só existe uma variável independente, a posição longitudinal, e só tem um valor de carga e deformação para qualquer secção transversal.
- A viga-navio permanece no regime elástico, as suas deformações são pequenas e a tensão longitudinal devida à flexão varia linearmente ao longo da altura da secção, considerando valores de zero no seu eixo neutro até valores máximo absolutos nas fibras mais afastadas do eixo neutro.
- Efeitos dinâmicos podem ser desprezados ou considerados como cargas estáticas equivalentes, uma vez que o equilíbrio estático pode ser invocado.
- Como a tensão de flexão é linear, as flexões horizontal e vertical da viga-navio podem ser analisadas separadamente e posteriormente sobrepostas, sendo que a flexão vertical é o esforço predominante.

Num caso de águas paradas, as forças de impulsão actuantes num navio (flutuação) devem ser iguais ao seu peso total. Contudo, estas forças não se encontram equilibradas em qualquer unidade de comprimento do navio. Se a massa por unidade de comprimento em algum ponto é representada por m e a área da secção por A , nesse ponto [6]:

- A flutuação por unidade de comprimento = $\rho g A$
- O peso por unidade de comprimento = mg
- A resultante (carga) por unidade de comprimento = $\rho g A - mg$

A Figura 2.17 mostra uma distribuição de peso e flutuação típica.

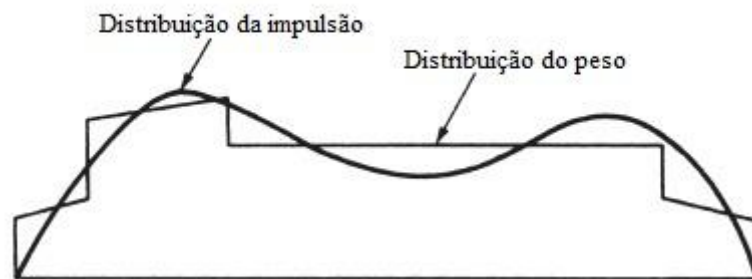


Figura 2.17 - Distribuição típica de peso e flutuação [6]

Sea resultante da curva de peso com a flutuação for integrada para qualquer ponto ao longo do comprimento do navio, obtém-se o esforço transversal para esse ponto (eq. 11), estando o intervalo de integração compreendido entre um extremo do navio e o ponto em questão.

$$\text{Esforço transversal, } V = \int (\rho g A - mg) dx \quad (\text{eq. 11})$$

Integrando uma segunda vez, obtém-se o momento longitudinal de flexão (eq. 12).

$$\text{Momento longitudinal de flexão, } M = \int V dx = \iint (\rho g A - mg) dx dx \quad (\text{eq. 12})$$

A Figura 2.18 mostra um digrama típico de esforço transversal e momento flector de um navio [6].

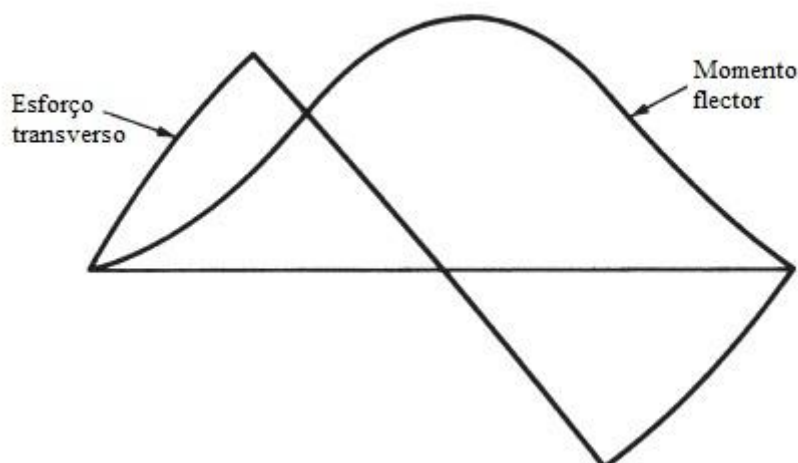


Figura 2.18 - Diagrama de esforço transverso e momento flector [6]

Para qualquer situação de carregamento de um navio o seu calado⁴ pode ser calculado. Conhecendo a distribuição de peso e achando a curva de flutuação, obtém-se a curva de carga, utilizando algumas aproximações necessárias para lidar com a carga distribuída. Em primeiro lugar, o esforço transverso e o momento flector têm de ser zero nos extremos do navio. Se depois da integração existir alguma força ou momento residual, estes são habitualmente corrigidos assumindo que essa diferença é distribuída uniformemente pelo navio. Pelos diagramas apresentados nas Figuras 2.17 e 2.18, infere-se que, quando a curva de carga é zero, tem-se um valor máximo ou mínimo no esforço transverso e a curva do momento flector apresenta um ponto de inflexão. Quando a curva de carga é máxima a curva do esforço transverso apresenta um ponto de inflexão. Quando o esforço transverso é zero o momento flector é máximo ou mínimo.

Quando um navio navega no mar, a distribuição de massa é igual à de águas tranquilas. A diferença nas forças que actuam no navio está nas forças de impulsão e de inércia devidas aos movimentos e acelerações. Para o cálculo do momento flector longitudinal, as forças de inércia são ignoradas e o problema é abordado estaticamente considerando o navio equilibrado numa onda. As forças de flutuação variam das verificadas em águas tranquilas devido ao perfil da onda que origina diferentes calados em qualquer ponto ao longo do comprimento do navio [6].

São habitualmente consideradas duas situações para o cálculo do momento flector: uma em que a crista da onda se situa a meio navio (Figura 2.19) e outra em que as cristas da onda se dispõem

⁴ Calado - Distância vertical entre uma dada linha de água e a face inferior da quilha ou daquele apêndice do navio que se prolonga mais abaixo da linha de água naquela posição.

nas suas extremidades (Figura 2.20), submetendo assim o navio a uma flexão longitudinal denominada de alquebramento, e contra-alquebramento, respectivamente, como se observa nas figuras em baixo.

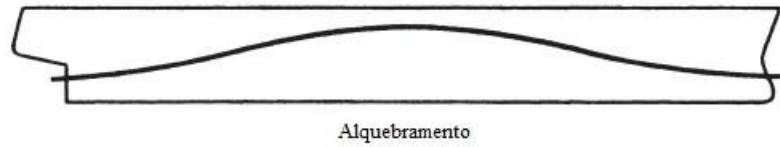


Figura 2.19 - Navio numa onda - alquebramento

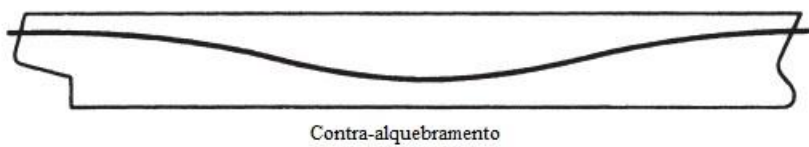


Figura 2.20 - Navio numa onda - contra-alquebramento

A influência do momento de flexão do navio em águas tranquilas no momento total, quando ele está numa situação de alquebramento ou contra-alquebramento é observada na Figura 2.21. Para um navio com uma dada massa e calado, os momentos são efectivamente constantes para uma onda dada. Se o momento em águas paradas é alterado por variação da distribuição do peso, o momento total é alterado da mesma maneira. Se o maior momento de flexão ocorre numa situação de alquebramento ou contra-alquebramento depende do tipo de navio.

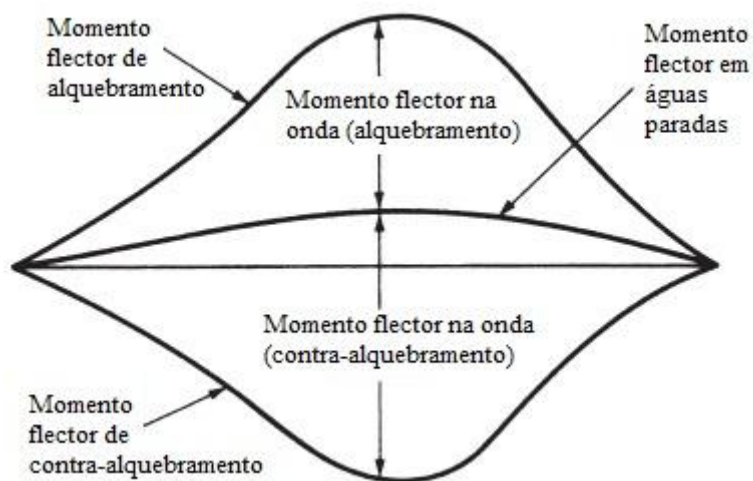


Figura 2.21 - Momento flector em água parada e na onda [6]

A resistência longitudinal do navio é analisada sobre suposições essencialmente estáticas, que consideram o navio pousado sobre uma onda trocóide de comprimento igual ao do navio [6]. Esta é uma situação que pode nunca ocorrer na realidade, mas, os seus resultados vão proporcionar o cálculo do momento flector máximo que o navio pode experimentar sobre as ondas. Este método permite determinar a flutuação, consequência da resultante das forças da pressão hidrostática da coluna de água em baixo do ponto em análise até à superfície livre da onda.

Como se pode perceber, a escolha da altura da onda também é muito importante. Numa primeira abordagem pode-se assumir que os momentos flectores são directamente proporcionais à altura da onda. São utilizadas frequentemente duas relações para o cálculo da altura de uma onda, $\frac{L}{20}e0.607(L)^{0.5}$, onde L representa o comprimento do navio e apresenta-se em metros [6]. Recentemente, esta última relação tem-se destacado porque ela representa mais detalhadamente as proporções das ondas que se encontram no oceano [6].

Finalmente, conhecendo o momento flector ao longo de todo o navio, consegue-se determinar a tensão, σ , existente em qualquer zona da estrutura do navio (eq. 13).

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (\text{eq. 13})$$

onde, M representa o momento flector longitudinal e I/y é o módulo de resistência à flexão.

2.5.3. Onda trocóide

Pelo que se observa, as cristas das ondas do mar são mais pontiagudas do que as valas. Esta é uma característica das curvas trocóides, que são usadas pelos arquitectos navais no cálculo da resistência longitudinal como uma aproximação das ondas que se encontram no oceano. A secção da onda é gerada por um ponto fixo dentro de um círculo, à medida que esse círculo roda ao longo e debaixo de uma linha direita, como mostra a Figura 2.22.

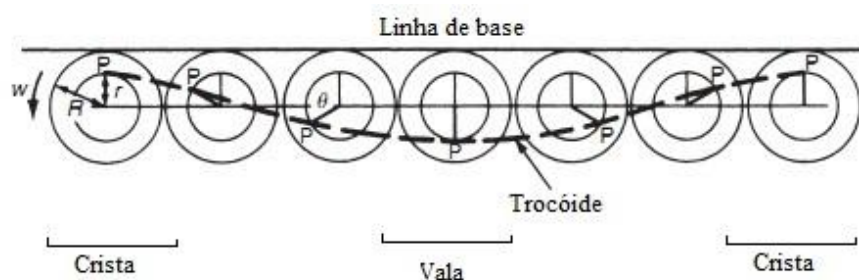


Figura 2.22 - Onda trocóide

A crista da onda ocorre quando o ponto está mais perto da linha recta (linha de base). O comprimento da onda, λ , é igual à distância que o centro do círculo se desloca enquanto faz uma volta completa e a altura da onda é, $h_w = 2r$. Considerando o eixo horizontal (x) que passa pelo centro do círculo e o eixo z perpendicular ao eixo horizontal no plano da folha, com origem na posição inicial do centro do círculo, se o círculo roda um valor θ , o centro do círculo vai-se mover $R\theta$ e a onda produzida pelo ponto, P, vai ter coordenadas [6]:

$$x = R\theta - r \sin \theta \quad (\text{eq. 14})$$

$$z = r \cos \theta \quad (\text{eq. 15})$$

3. Estudo de caso

Durante a elaboração da tese, pretendeu-se determinar a resistência máxima de um painel reforçado típico do convés de uma lancha de desembarque grande (LDG) da Marinha Portuguesa, designada de *NRP Bacamarte*, averiguando a diferença de comportamento estrutural entre um painel “perfeito”, isto é, sem ter sofrido quaisquer deformações, com o mesmo painel após ter sofrido algumas deformações em serviço. Em particular, pretende-se compreender de que maneira as deformações afectam a resistência máxima dos painéis sujeitos a compressão longitudinal, esforço preponderante neste tipo de painéis. Em última análise, o estudo procura fornecer indicação prática acerca da condição estrutural do convés do navio analisado, numa perspectiva de verificar se essas deformações afectam o serviço natural do mesmo.

De seguida, apresentar-se-á o navio em questão, nomeadamente as suas características principais e geometria, assim como o cálculo dos esforços mais relevantes que actuam sobre a estrutura.

3.1. *N.R.P. Bacamarte*

A *Classe Bombarda* foi uma classe de lanchas de desembarque ao serviço da Marinha Portuguesa. Eram as lanchas de desembarque com maior deslocamento da Marinha Portuguesa, sendo classificadas como lanchas de desembarque grandes (LDG). As lanchas destinavam-se a ser empregues na Guerra do Ultramar em missões de reabastecimento logístico, de transporte de tropas e em operações anfíbias, sobretudo em apoio dos fuzileiros.

As lanchas desta classe continuaram a servir a Marinha Portuguesa depois da Guerra do Ultramar. Em 1985 foi construída uma terceira unidade, que ainda se mantém ao serviço, a *NRP Bacamarte*, objecto de estudo deste trabalho (Figura 3.1).



Figura 3.1 - NRP Bacamarte

O navio foi construído nas instalações do Arsenal do Alfeite, tendo sido aumentado ao efectivo dos navios da Armada no dia 2 de Agosto de 1985[7].

Nos primeiros anos de comissão o N.R.P. "Bacamarte" foi usado em missões no arquipélago dos Açores, que tinham como principal objectivo o transporte logístico de matérias-primas para a construção de alguns dos portos existentes neste arquipélago. Contudo, a LDG mantém a sua característica principal, isto é, a capacidade de abicar a terra, possibilitando o embarque ou o desembarque de tropas, de carros de combate e de outras viaturas, transportando o apoio logístico necessário, como sejam, mantimentos, munições, etc..

Além das missões para que foi concebido, o navio tem vindo a ser utilizado na área do treino operacional de Unidades Navais, concretamente na recolha de torpedos e reboque de alvos de artilharia para tiro de superfície.

Para além das missões referidas, o navio também tem-se destacado nas missões de combate à poluição[8].

Em baixo, apresentam-se as características principais do navio:

- Comprimento total (L) – 56,54 m
- Boca máxima – 11,80 m
- Pontal – 3,05 m
- Calado carregado – 1,35 m
- Deslocamento correspondente – 653 t (10^3 kg)
- Potência – 1600 cv

3.2. Geometria, detalhes da estrutura

Como já foi mencionado, este estudo tem como objectivo compreender de que forma as deformações existentes no convés do *NRP Bacamarte* afectam a resistência máxima dos painéis reforçados utilizados nessa localização. Assim, um painel representativo está identificado da zona de meio navio, Figura 3.2, zona sujeita ao momento flector longitudinal máximo de contra-quebramento.

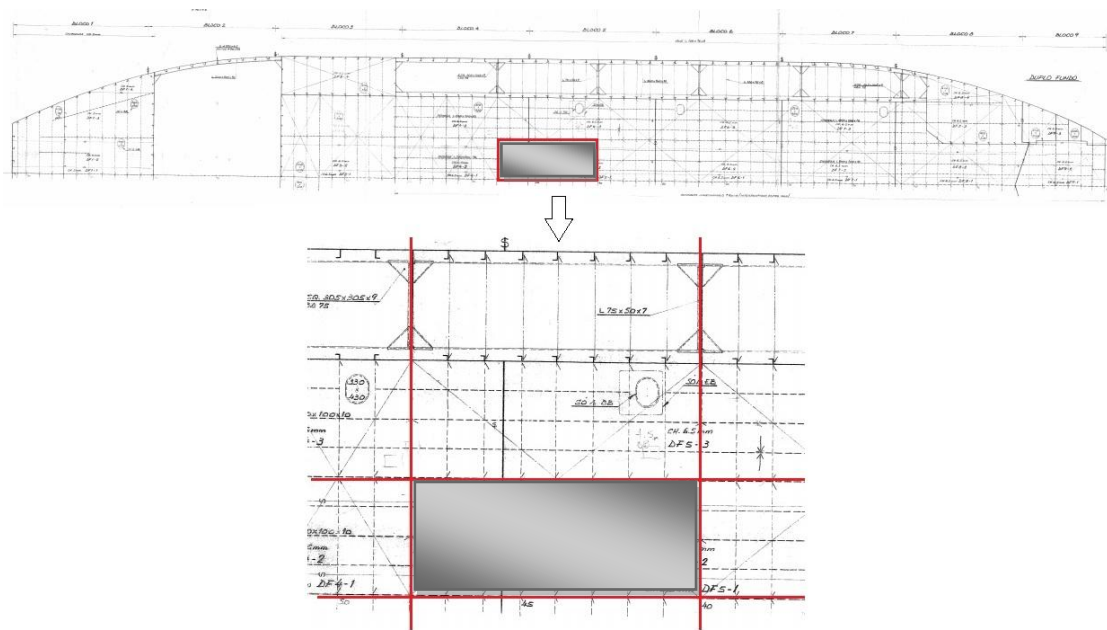


Figura 3.2 - Painel representativo no plano de ferros

O painel representativo escolhido (zona sombreada na Figura 3.2) consiste num painel reforçado localizado entre anteparas transversais e longitudinais. As linhas vermelhas horizontais e verticais na Figura 3.2 correspondem a anteparas longitudinais e transversais, respectivamente.

As anteparas são elementos estruturais de fronteira, pertencentes à estrutura primária do navio. São divisórias verticais, longitudinais ou transversais, conforme a secção que secciona interiormente o navio, constituindo assim compartimentos estanques. São secções com chapa reforçada que apresentam maior rigidez do que as outras.

Na prática, a existência de anteparas está directamente relacionada com a segurança, estabilidade e navegabilidade do navio em caso de alagamento. Contudo, as anteparas são importantes também na definição de forma do navio, conjuntamente com as balizas.

O contributo das anteparas, conforme as assinaladas na Figura 3.2, enquanto elementos estruturais, pode ser agrupado nos seguintes pontos:

- Subdivisão do casco, contribuindo para a sobrevivência do navio em caso de alagamento progressivo, dividindo o navio em diversas secções estanques.
- Arranjo geral, contribuindo para a criação de espaços/compartimentos internos independentes (por exemplo, na Figura 3.2, as anteparas estanques assinaladas delimitam as fronteiras de um tanque de lastro).
- Definição da forma do casco.
- Continuidade estrutural.

As anteparas transversais derivam de um “fecho” de uma baliza, sendo que o que leva a esta subdivisão de casco em elementos estruturais estanques tem essencialmente que ver com conveniência de arranjo do casco. A importância de apoio/reforço/continuidade estrutural das anteparas estanques não deve contudo ser menosprezada. Elas são efectivamente elementos de maior rigidez estrutural do que as balizas abertas.

Tendo em conta todos estes aspectos relacionados com o arranjo estrutural de um navio, optou-se por estudar um painel representativo do convés delimitado por anteparas (Figura 3.2). As figuras que se seguem apresentam a parte dos desenhos técnicos do navio onde pode-se observar a secção transversal do painel em estudo, Figura 3.3, e o detalhe dos reforços, Figura 3.4.

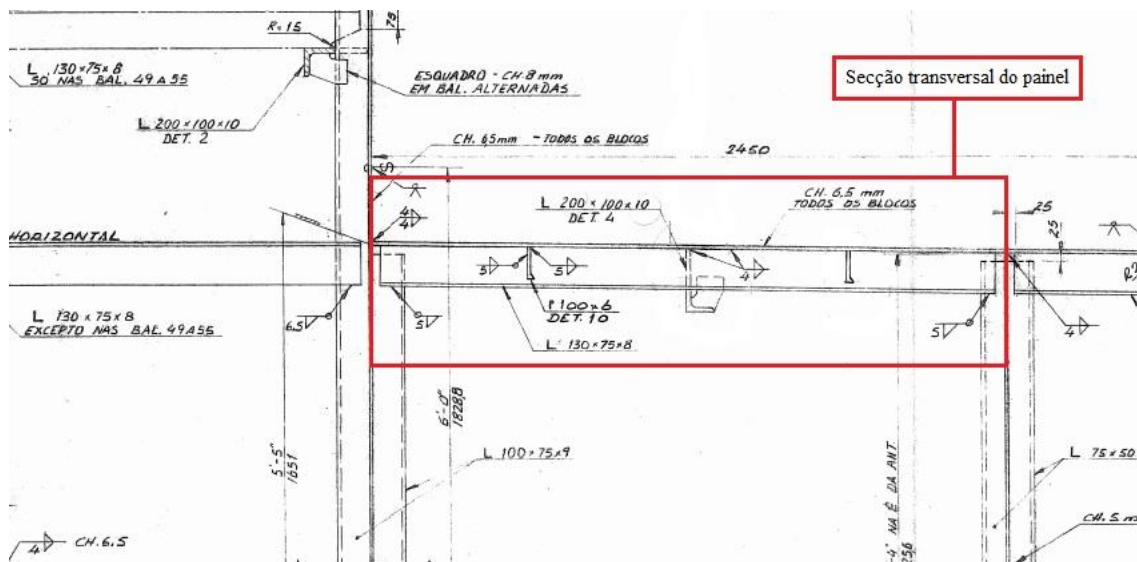


Figura 3.3 - Secção transversal do painel modelado do convés do NRP Bacamarte

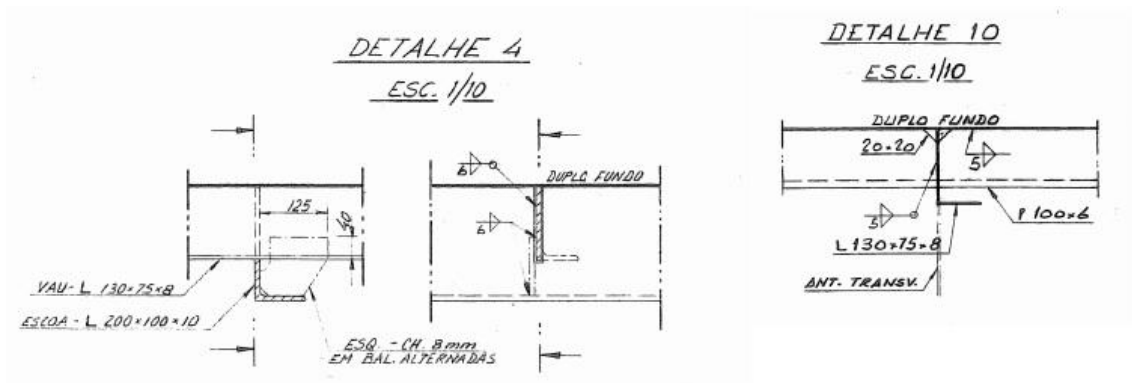


Figura 3.4 - Pormenores dos reforços modelados do convés do NRP Bacamarte

Uma vez que o painel tem um plano de simetria transversal, decidiu-se modelar apenas metade do painel segundo a direcção longitudinal e posteriormente na análise aplicar-lhe condições de simetria. A Figura 3.5 apresenta as vistas do painel perfeito modelado e as suas cotas principais; a Figura 3.6 representa duas perspectivas do painel com a malha de elementos finitos (ANSYS).

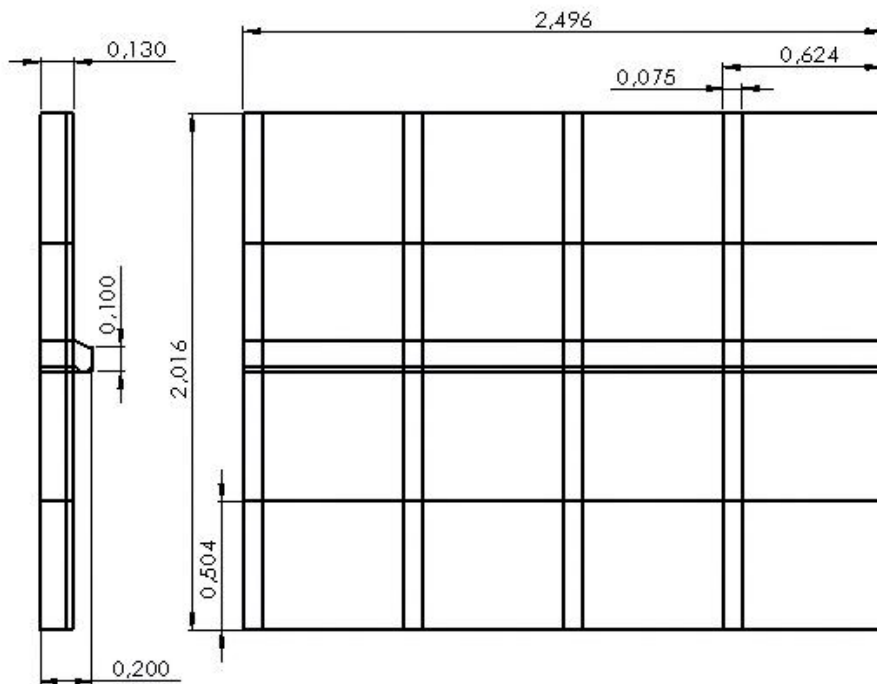


Figura 3.5 - Desenho do painel modelado em *SolidWorks*

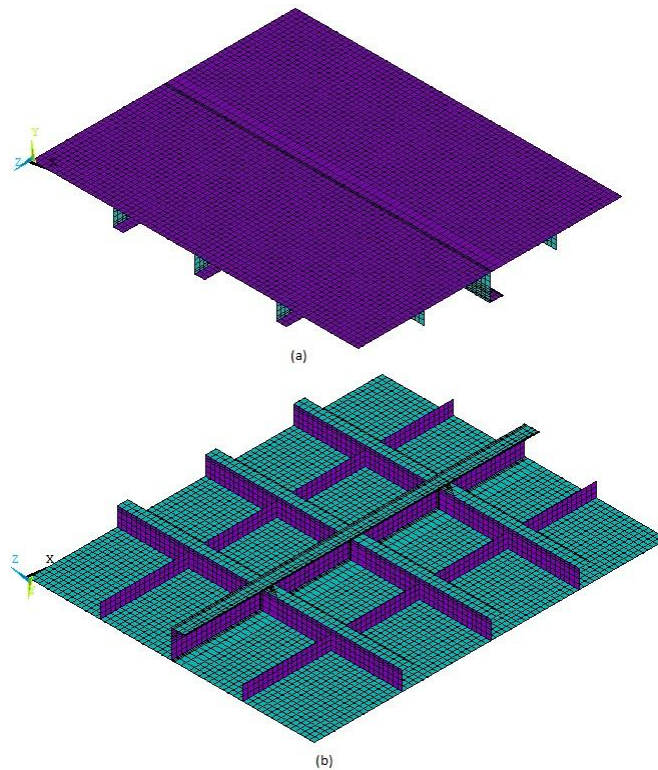


Figura 3.6 – Perspectiva do painel com os elementos definidos (ANSYS) - (a) perspectiva de cima, (b) perspectiva de baixo

Como o objectivo deste trabalho consiste em analisar a resistência máxima do painel perfeito e o mesmo painel sujeito a algumas deformações típicas, essas deformações tiveram de ser modeladas (figuras 3.7 a 3.11). As seguintes deformações foram modeladas para a análise e comparação de resultados:

- Painéis com concavidades uniformes entre reforços – Concavidades em toda a chapa entre reforços.
 - Profundidade $\approx 5\%$ da distância entre reforços transversais
 - Profundidade $\approx 10\%$ da distância entre reforços transversais
 - Profundidade $\approx 15\%$ da distância entre reforços transversais, Figura 3.7
- Painéis com concavidades mais acentuadas junto aos reforços longitudinais– Concavidades contíguas aos reforços longitudinais.
 - Profundidade $\approx 5\%$ da distância entre reforços transversais
 - Profundidade $\approx 10\%$ da distância entre reforços transversais
 - Profundidade $\approx 15\%$ da distância entre reforços transversais, Figura 3.8
- Painéis com concavidades mais acentuadas juntos aos reforços transversais – Concavidades contíguas aos reforços transversais.
 - Profundidade $\approx 5\%$ da distância entre reforços transversais

- Profundidade $\approx 10\%$ da distância entre reforços transversais
- Profundidade $\approx 15\%$ da distância entre reforços transversais, Figura 3.9
- Painel sem um reforço longitudinal, Figura 3.10 – A maior probabilidade de falha é sobre o perfil de menor secção, devido aos esforços é possível que o reforço em questão apresente fractura por fadiga. A perda do reforço não corresponde ao desaparecimento do elemento estrutural, mas sim à perda de eficácia no contributo para a resistência longitudinal do painel.
- Painel com uma concavidade uniforme entre reforços de profundidade $\approx 15\%$ da distância entre reforços transversais, Figura 3.11 – Esta deformação pontual foi modelada com o intuito de compreender qual a diferença na perda de resistência entre o painel com uma deformação e o painel com as várias deformações com a mesma profundidade.

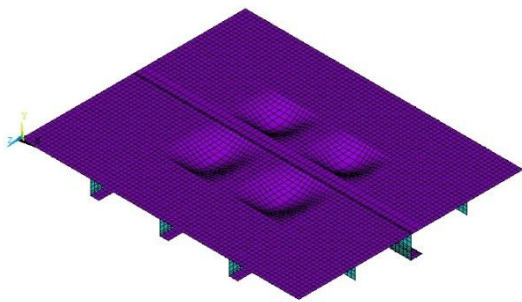


Figura 3.7 – Painel com concavidades uniformes de 15%

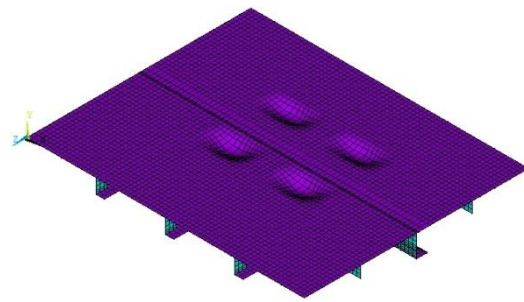


Figura 3.8 – Painel com concavidades acentuadas de 15% junto aos reforços longitudinais

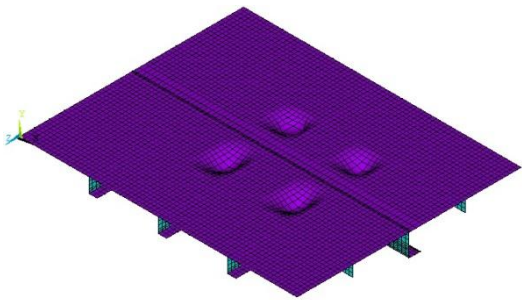


Figura 3.9 – Painel com concavidades acentuadas de 15% junto aos reforços transversais

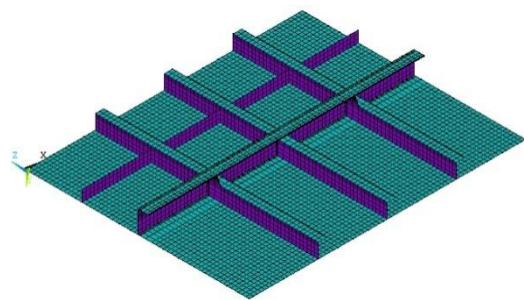


Figura 3.10 - Painel sem um reforço longitudinal

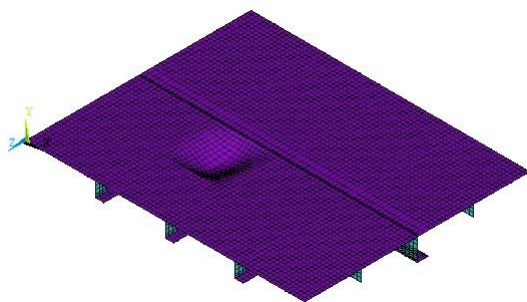


Figura 3.11 - Painel concavidade uniforme pontual de 15%

De modo a adquirir uma percepção mais realista dos defeitos introduzidos, as Figuras 3.12 a 3.14 mostram o convés do navio em estudo, NRP Bacamarte, onde se conseguem observar as concavidades (deformações) existentes na chapa entre reforços e nas ligações reforço-chapa e reforço-reforço.



Figura 3.12 - Convés NRP Bacamarte

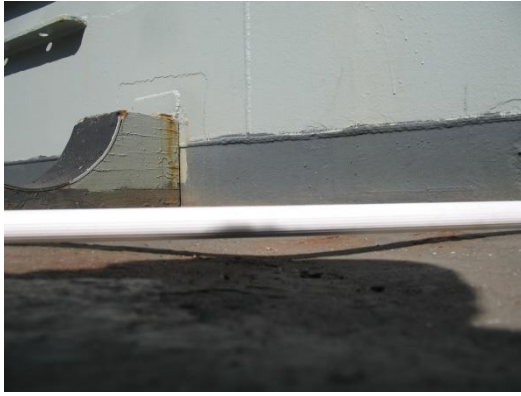


Figura 3.13 - Deformação entre reforços no convés do NRP Bacamarte



Figura 3.14 - Deformação acentuada no convés do NRP Bacamarte

Como se observa na Figura 3.15, a soldadura entre a chapa e os reforços, nas longarinas (reforços longitudinais) é contínua e nos vaus (reforços transversais) é alternada, usualmente denominada de “passo de peregrino”.



Figura 3.15 - Reforços do convés do NRP Bacamarte

3.3. Momento flector longitudinal máximo no navio e tensão correspondente no painel

Para o cálculo do momento flector longitudinal máximo, como já foi explicado previamente num capítulo anterior, começa-se por calcular a curva de carga, que é a resultante da curva de pesos com a de flutuação do navio. O navio foi seccionado em vinte partes de igual comprimento, onde, em cada uma delas se determinou o seu peso e flutuação, de modo a se conseguir obter a curva de carga resultante.

Para determinar a impulsão do navio num caso extremo de navegação é necessário considerar o navio estático sobre uma onda trocóide de comprimento igual ao do navio, $L = 56,54$ m. Como foi explicado, esta é uma situação que provavelmente nunca ocorrerá, mas permitirá o cálculo do momento máximo que o navio poderá experimentar nalguma situação extrema. A altura da onda, H , que se considera que melhor aproxima as ondas que se encontram no mar apresenta a relação $H = 0,607(L)^{0.5}$ [6], sendo neste caso de $H = 4,5642$ m. A altura da onda foi calculada no MATLAB, onde, procedeu-se à sobreposição do calado do navio em águas paradas (1,35 m) com a altura da onda, de modo a obter-se a altura submersa do navio, Figura 3.16(o código MATLAB encontra-se no anexo F).

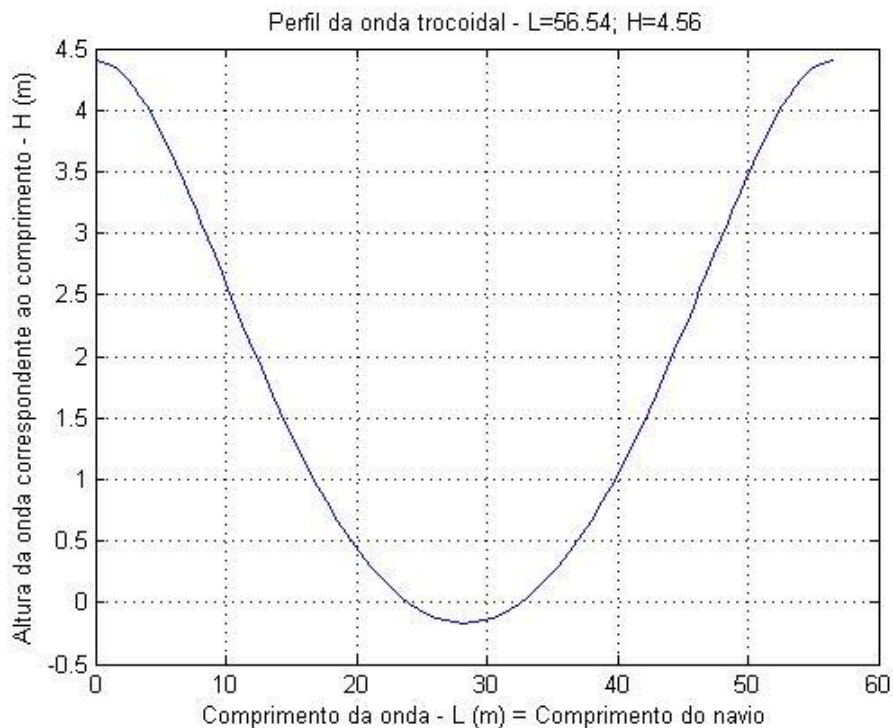


Figura 3.16 - Perfil da onda trocóide

A situação estática considerada para o cálculo do momento flector longitudinal máximo foi a de contra-alquebramento, e não de alquebramento, porque esta última sujeita todos os elementos do navio acima do eixo neutro, nomeadamente do painel reforçado sob estudo (fig. 3.17), a esforços de tracção e o painel sujeito à tracção apresenta um comportamento mais previsível. Este estudo pretende estudar o painel modelado quando sujeito a esforços de compressão porque o comportamento deste é bastante mais complexo do que à tracção, onde, o colapso geralmente ocorre devido a grandes deformadas (plásticas) não aceitáveis. À compressão existem vários mecanismos de colapso já detalhados nos capítulos anteriores. Assim, a condição que sujeita o painel do convés a esforços de compressão é a de contra-alquebramento.

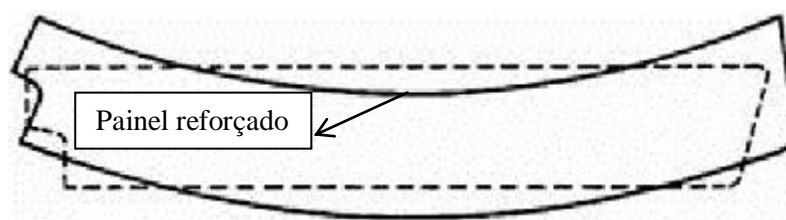


Figura 3.17 - Condição de contra-alquebramento

As tabelas 3.1 a 3.3 e as figuras 3.18 a 3.20 apresentam o peso e a flutuação determinados para a condição estática de contra-alquebramento, assim como a sua resultante, a curva de carga. No cálculo do peso e flutuação dividiu-se o navio em vinte secções de igual comprimento. Para o peso estimou-se percentagens de acordo com o tamanho da boca média de cada secção e outras particularidades, tais como, a presença da superestrutura em determinadas secções e a zona do convés onde se transporta a carga. Para a flutuação calculou-se o volume imerso de acordo com a altura da onda em cada secção. O peso considerado corresponde a uma situação de carga máxima equivalente a 900 toneladas.

Tabela 3.1 - Distribuição de peso no navio

Secção	% Peso	Peso (toneladas)	Peso (N)
1	1	9	88290
2	3	27	264870
3	6	54	529740
4	7	63	618030
5	7	63	618030
6	6	54	529740
7	6	54	529740
8	6	54	529740
9	6	54	529740
10	6	54	529740
11	6	54	529740
12	6	54	529740
13	6	54	529740
14	6	54	529740

15	6	54	529740
16	5	45	441450
17	5	45	441450
18	4	36	353160
19	1	9	88290
20	1	9	88290
Σ	100	900	8829000

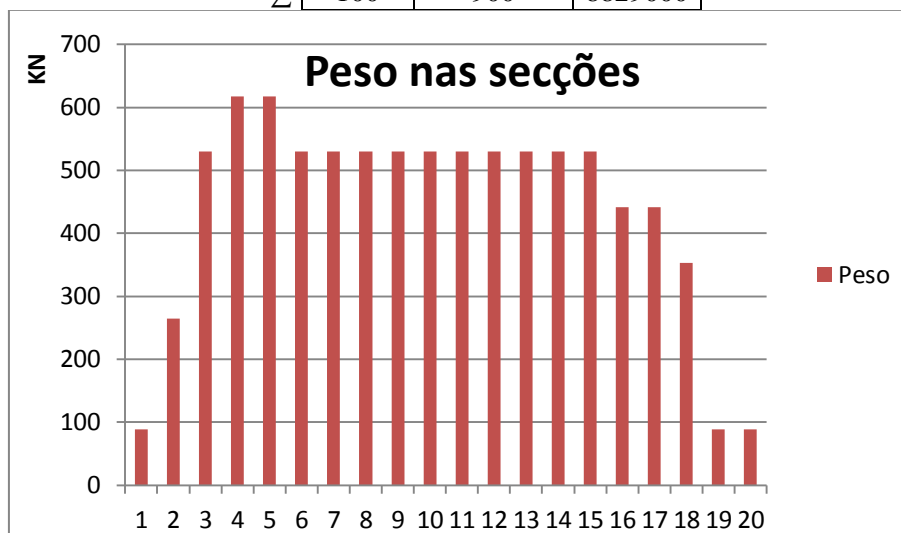


Figura 3.18 - Gráfico de barras do peso por secção

Tabela 3.2 - Distribuição da impulsão no navio

Secção	Largura média (m)	A, Área da secção (m ²)	H (m)	Impulsão (N)
1	5,8	16,3966	4,35	699700,3101
2	8,41	23,77507	3,98	928269,0781
3	10,15	28,69405	3,35	942986,9122
4	11,4	32,2278	2,65	837810,0027
5	11,8	33,3586	1,9	621770,9454
6	11,8	33,3586	1,25	409059,8325
7	11,8	33,3586	0,7	229073,5062
8	11,8	33,3586	0,3	98174,3598
9	11,8	33,3586	0	0
10	11,8	33,3586	0	0
11	11,8	33,3586	0	0
12	11,8	33,3586	0	0
13	11,8	33,3586	0,3	98174,3598
14	11,8	33,3586	0,7	229073,5062
15	11,4	32,2278	1,25	395193,3975
16	10,15	28,69405	1,9	534828,398
17	9	25,443	2,65	661428,9495
18	7,83	22,13541	3,35	727447,0465
19	6,2	17,5274	3,98	684336,3001
20	4,65	13,14555	4,35	560966,6279

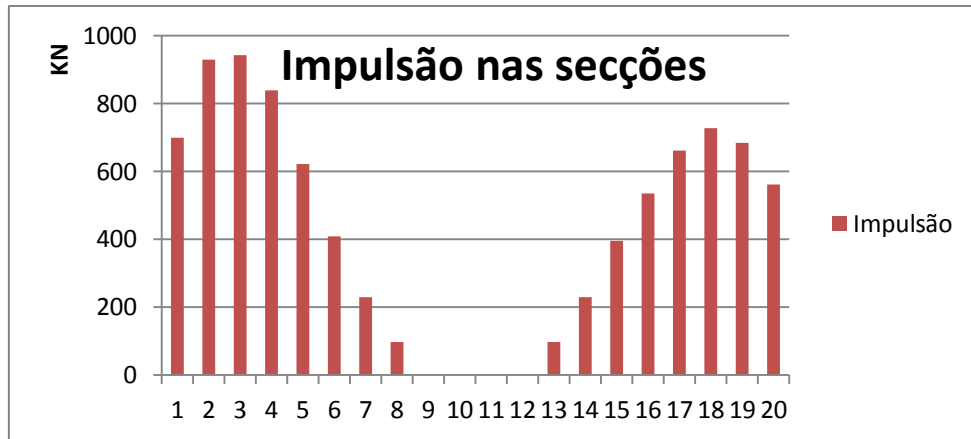


Figura 3.19 - Gráfico de barras da impulsão por secção

Obtém-se agora a resultante destas forças distribuídas pelo navio.

Tabela 3.3 - Resultante das forças no navio

Secção	Peso (N)	Impulsão (N)	Resultante (N)
1	-88290	699700,3101	611410,3101
2	-264870	928269,0781	663399,0781
3	-529740	942986,9122	413246,9122
4	-618030	837810,0027	219780,0027
5	-618030	621770,9454	3740,9454
6	-529740	409059,8325	-120680,1675
7	-529740	229073,5062	-300666,4938
8	-529740	98174,3598	-431565,6402
9	-529740	0	-529740
10	-529740	0	-529740
11	-529740	0	-529740
12	-529740	0	-529740
13	-529740	98174,3598	-431565,6402
14	-529740	229073,5062	-300666,4938
15	-529740	395193,3975	-134546,6025
16	-441450	534828,398	93378,39795
17	-441450	661428,9495	219978,9495
18	-353160	727447,0465	374287,0465
19	-88290	684336,3001	596046,3001
20	-88290	560966,6279	472676,6279

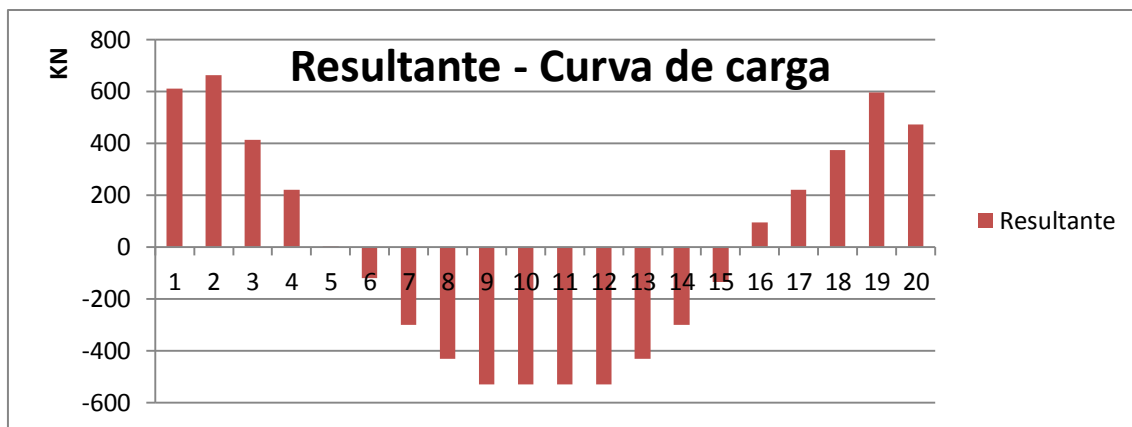


Figura 3.20 - Gráfico de barras da resultante impulsão/peso

Desta forma, as curvas de peso, flutuação e a sua resultante (curva de carga), tomam a forma apresentada na Figura 3.21.

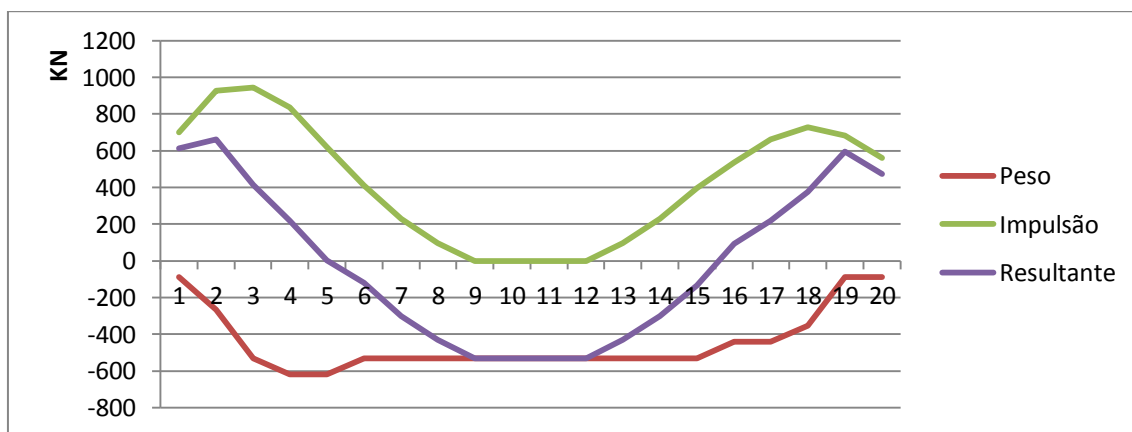


Figura 3.21 - Curvas de peso, flutuação e sua resultante, curva de carga

Finalmente, obtém-se o esforço transversal para todo o navio, Figura 3.22, com a integração da curva de carga e o momento flector, Figura 3.23, com uma segunda integração.

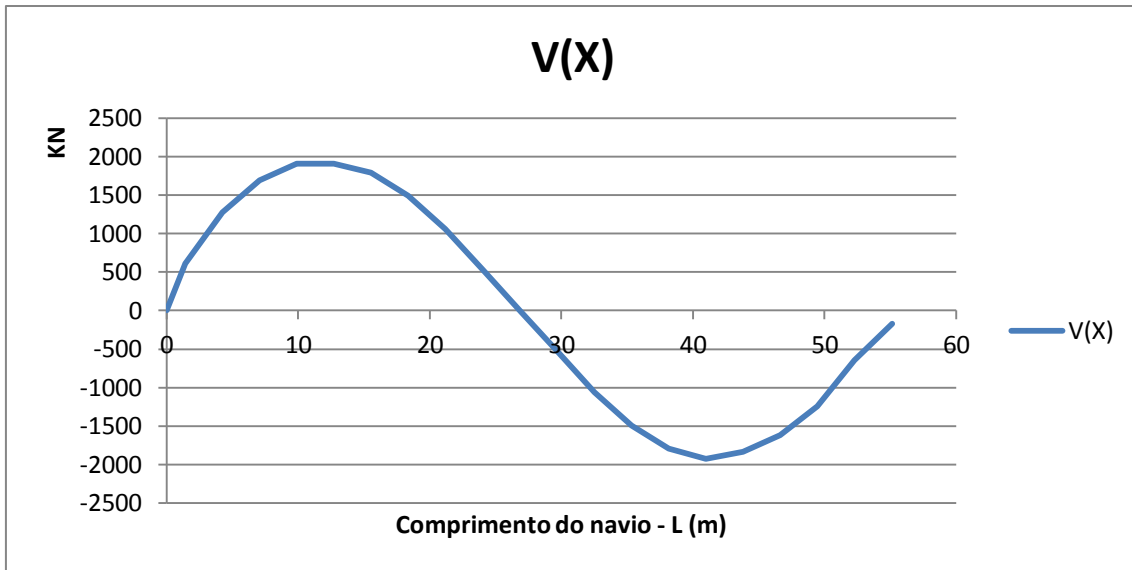


Figura 3.22 - Esforço transverso ao longo do navio

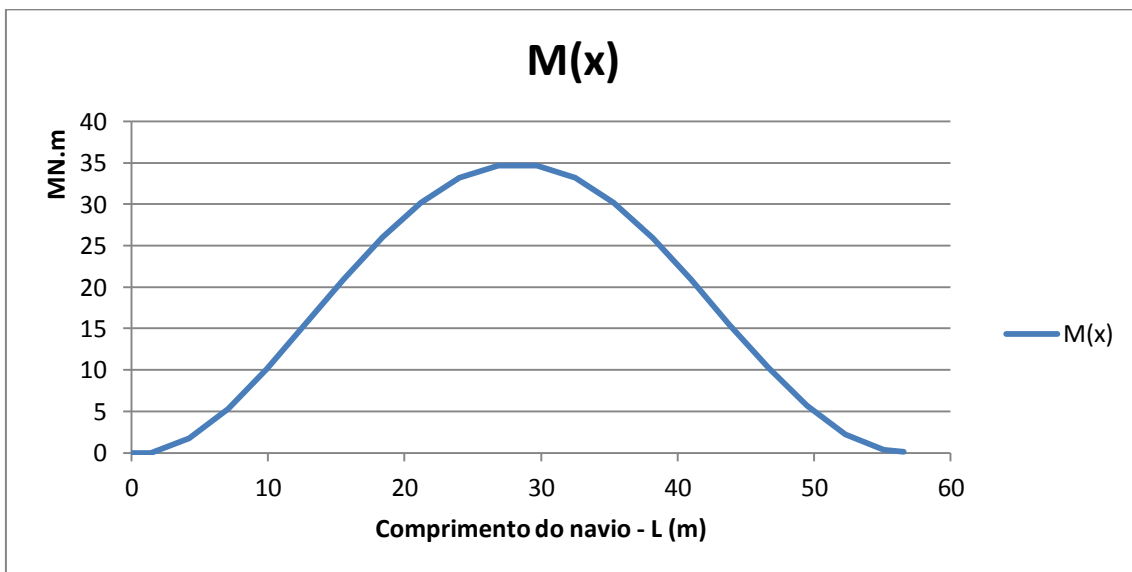


Figura 3.23 - Momento flector longitudinal ao longo do navio

O momento flector longitudinal máximo encontra-se a meio navio, como seria de esperar, e apresenta um valor máximo de aproximadamente 35 MN.m.

O painel em estudo situa-se a meio navio, portanto, o cálculo da tensão de compressão nessa secção correspondente faz-se em relação ao momento máximo. Para o cálculo da tensão, $\sigma = \frac{M}{I}y$, é preciso determinar o momento de inércia da secção, I, e a localização do eixo neutro, de modo a ser possível a determinação da distância de qualquer fibra ao eixo neutro, y. Para

facilitar a compreensão do cálculo, a Figura 3.24 mostra a secção mestra do navio com todos os seus elementos numerados.

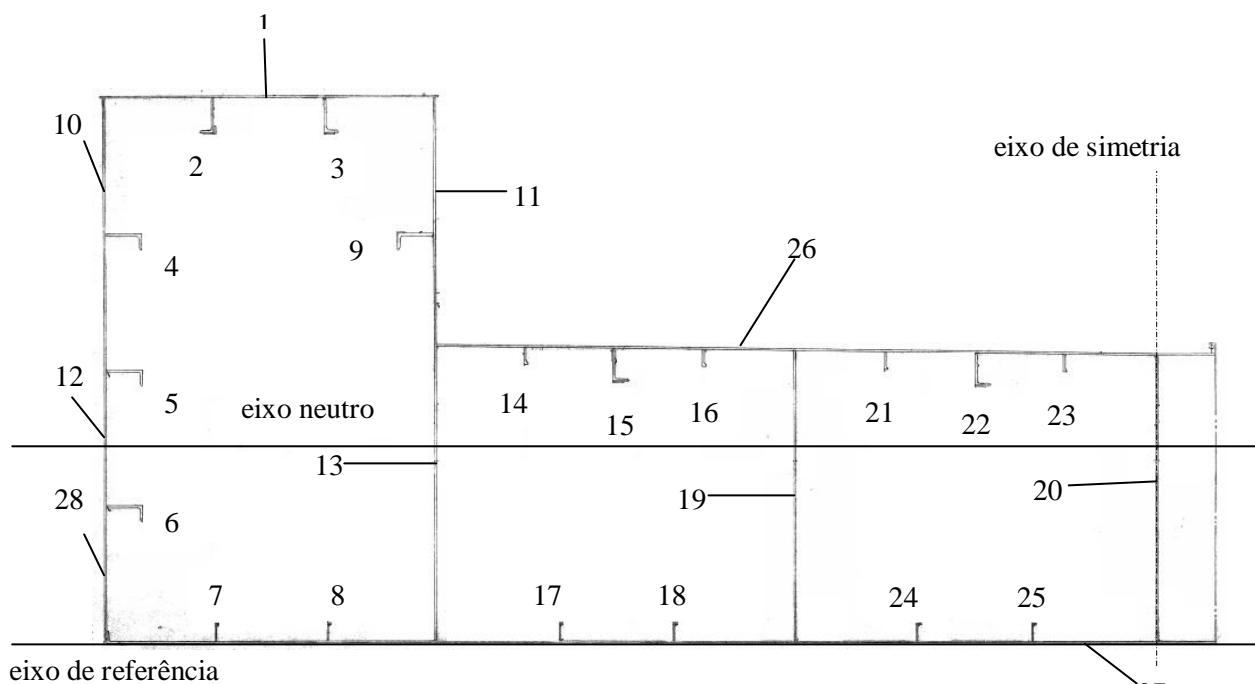


Figura 3.24– Meia-vista da secção-mestra do navio com os seus elementos numerados

Agora com os elementos numerados, torna-se possível uma listagem com todos os dados relevantes de cada elemento.

Tabela 3.4 - Momento de inércia dos vários elementos da secção-mestra do navio

Elemento	Designação	I (mm ⁴)	A (mm ²)	dref (mm)	A x dref (mm ³)
1	Chapa convés superior 1854,2x12,5	301790,4	23177,5	3063,8	71010065,6
2	Viga L 200x100x10 (alma vertical)	12276000,0	2900,0	2928,0	8491249,3
3	Viga L 200x100x10 (alma vertical)	12276000,0	2900,0	2928,0	8491249,3
4	Viga L 200x100x10 (alma horizontal)	2176000,0	2900,0	2275,0	6597450,7
5	Viga L 200x100x10 (alma horizontal)	2176000,0	2900,0	1513,0	4387650,7
6	Viga L 200x100x10 (alma horizontal)	2176000,0	2900,0	751,0	2177850,7
7	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
8	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
9	Viga L 200x100x10 (alma horizontal)	2176000,0	2900,0	2275,0	6597450,7
10	Chapa borda 1191,2x9,5	1338124164,5	11316,4	2461,9	27859845,2

11	Chapa convés vertical 1191,2x9,5	1338124164,5	11316,4	2461,9	27859845,2
12	Chapa costado 1828,8x6,5	3313071051,3	11887,2	951,9	11315425,7
13	Chapa interna 1828,8x6,5	3313071051,3	11887,2	923,9	10982584,1
14	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	1610,5	966300,0
15	Viga L 200x100x10 (alma vertical)	12276000,0	2900,0	1531,0	4439949,3
16	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	1610,5	966300,0
17	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
18	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
19	Chapa interna 1651x5	1875123937,9	8255,0	835,0	6892925,0
20	Chapa interna 1651x2,5	937561969,0	4127,5	835,0	3446462,5
21	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	1610,5	966300,0
22	Viga L 200x100x10 (alma vertical)	12276000,0	2900,0	1531,0	4439949,3
23	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	1610,5	966300,0
24	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
25	Viga bolbo 100x6	500000,0	600,0	59,5	35700,0
26	Chapa convés inferior 3962,3x6,5	90678,9	25755,0	1663,8	42849798,1
27	Chapa casco 5716,2x9,5	408410,6	54303,9	4,8	257943,5
28	Viga L 75x75x10	724781,0	1400,0	22,4	31375,4
Σ			192626,1	Σ	252208470,2

Com os dados apresentados na tabela 3.4, começa-se por calcular a altura do eixo neutro da secção, dado este necessário para o cálculo do momento de inércia da secção.

$$\sum A h = A_1 d_1 + A_2 d_2 + \dots + A_{28} d_{28} \Leftrightarrow h = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + \dots + A_{28} d_{28}}{\sum A} \Leftrightarrow h = \frac{\sum A d_{ref}}{\sum A}$$

$$\Leftrightarrow h = \frac{252208470,2}{192626,05} \Leftrightarrow h = 1309,316524 \text{ mm}$$

Conhecendo a altura do eixo neutro da secção, h, torna-se possível encontrar a distância de cada elemento ao eixo neutro e assim obter o momento de inércia total da secção.

Tabela 3.5 - Momento de inércia do navio

Elemento	d eixo neutro (mm)	I + A x d ² (mm ⁴)
1	1754,433476	71341500236
2	1618,700476	7610830571
3	1618,700476	7610830571
4	965,6664761	2706460055

5	203,6664761	122468097,1
6	558,3335239	906211339,2
7	1249,816524	937724806
8	1249,816524	937724806
9	965,6664761	2706460055
10	1152,583476	16371380687
11	1152,583476	16371380687
12	357,4165239	4831620096
13	385,4165239	5078865837
14	301,1834761	54926891,78
15	221,7004761	154814193,2
16	301,1834761	54926891,78
17	1249,816524	937724806
18	1249,816524	937724806
19	474,3165239	3732302178
20	474,3165239	1866151089
21	301,1834761	54926891,78
22	221,7004761	154814193,2
23	301,1834761	54926891,78
24	1249,816524	937724806
25	1249,816524	937724806
26	354,4334761	3235507055
27	1304,566524	92419879962
28	1286,905524	2319300939
Total	Σ	2,45387E+11

Finalmente consegue-se calcular o momento de inércia relativo à Figura 3.24, que corresponde ao momento de meio navio. Uma vez que a secção é simétrica, o momento de inércia total de toda a secção é o dobro desta.

$$I = 2 * 2,45387E11 mm^4 = 2 * 0,245387 m^4 = 0,490774 m^4$$

Com todos os dados necessários, pode-se então determinar a tensão induzida no painel em estudo, de uma situação extrema de navegação.

$$\sigma = \frac{M}{I} y = \frac{35E6}{0,490774} 0,3577 = 25,5E6 Pa = 25,5 MPa$$

3.4. Condições de fronteira no painel representativo

A definição das condições de fronteira que delimitam o painel é de grande importância para este estudo e para qualquer outro estudo de análise estrutural de um componente/estrutura. Esta foi uma das questões mais relevantes do estudo, tendo-se submetido o painel a várias análises de elementos finitos, com diferentes condições de fronteira, e tendo-se investigado vários autores que abordam a matéria [9-10-11-12].

Considera-se na questão da definição das condições de fronteira quais os graus de liberdade da estrutura que vão ser restringidos, de modo a que o modelo se comporte de acordo com a realidade. Existem seis graus de liberdade a considerar: três de translação (UX, UY, UZ) e três de rotação (ROTX, ROTY, ROTZ). Como a maior parte das estruturas de um navio são soldadas, a maioria das condições de fronteira seriam fixas, correspondente a uma situação de encastramento, na qual todos os graus de liberdade seriam nulos.

Na realidade este facto não acontece na maior parte dos estudos efectuados, uma vez que se verifica que se produzem efeitos mais conservadores – maiores flechas e maiores valores de tensões - quando se inserem menos restringimentos.

A condição de fronteira designada como apoiado corresponde a uma situação em que a aresta é impedida de deflexões transversais (translações), enquanto as suas rotações não são restringidas. Por exemplo, pode considerar-se que a antepara representada na Figura 3.25 evita o deslocamento da placa que sobre ela está apoiada segundo a direcção z ($w=0$), podendo considerar-se que não ocorre deslocamento vertical da aresta da placa; a antepara é representada com longarinas uma vez que uma antepara sem reforços seria bastante vulnerável a pressões laterais e à compressão no plano. Ao mesmo tempo, a resistência torsional da antepara a rotações da aresta à volta do eixo y pode considerar-se relativamente pequena, sendo possível estabelecer as condições de fronteira: $ROTY \neq 0$, $M_x \approx 0$, correspondentes à situação de aresta apoiada. Esta é uma assunção conservativa que resulta numa avaliação excessiva das flechas e tensões induzidas na chapa [9].

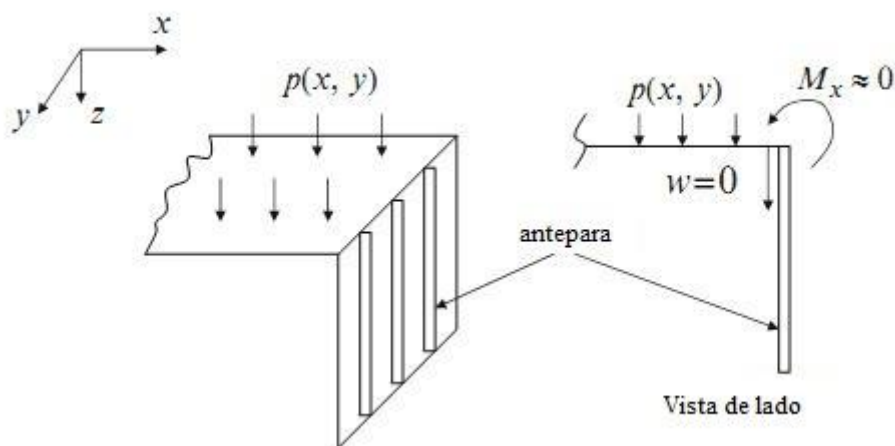


Figura 3.25 - Suporte de uma chapa por uma antepara [9]

Para painéis reforçados, a suposição de que as arestas do painel são suportadas normalmente providencia resultados pessimistas, mas adequados do ponto de vista de factor de segurança [10].

Outro tipo de condição de fronteira a considerar no painel modelado é a existência de plano de simetria segundo a direcção longitudinal do navio. O uso desta condição de fronteira permite que seja modelada, por exemplo, apenas metade do painel reforçado e que o modelo apresente metade do comprimento longitudinal, o que reduz significativamente o esforço computacional durante a simulação numérica.

Foram realizadas várias análises computacionais com distintas condições de fronteira, de modo a verificar diferenças no comportamento do painel. Verificou-se que, de facto, os resultados com menos constrangimentos eram mais conservadores.

Tendo em consideração o referido nos parágrafos anteriores, as condições de fronteira definidas para o painel representativo do NRP Bacamarte são descritas na Figura 3.26.

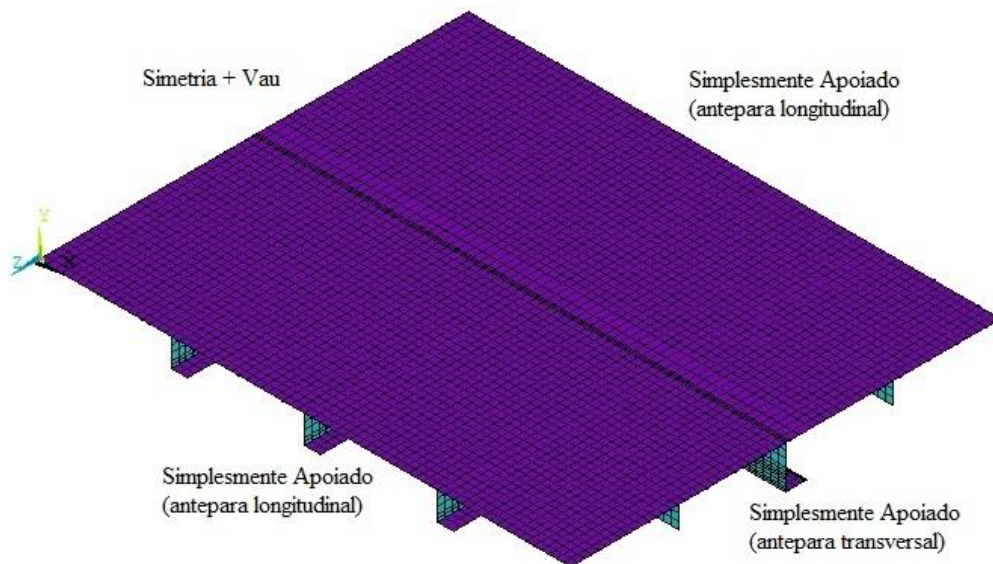


Figura 3.26 – Condições de fronteira no painel representativo

No *software* de análise por elementos finitos utilizado, ANSYS, estas condições de fronteira correspondem aos constrangimentos que se indicam na Figura 3.27.

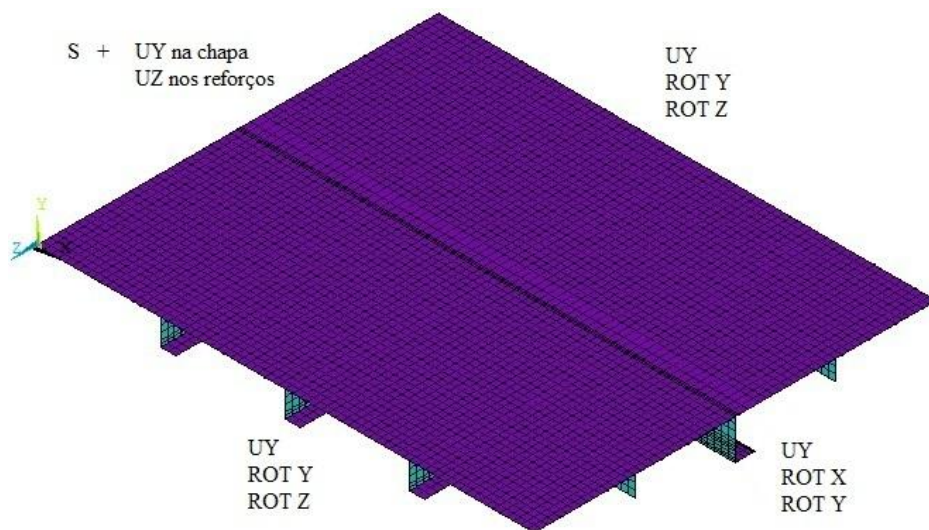


Figura 3.27 - Condições de fronteira impostas no painel representativo com indicação dos constrangimentos nulos correspondentes. A condição de simetria (S) corresponde à especificação das condições de fronteira: $UX=ROTZ=ROTY=0$

4. Análise pelo MEF e discussão de resultados

Após a definição dos vários aspectos relevantes para o estudo, identificados no capítulo anterior, nomeadamente: o painel representativo do navio a analisar, as deformações que melhor representam o convés danificado, a solicitação máxima a que o navio está sujeito e por fim as condições de fronteira, procedeu-se à realização das análises por elementos finitos de todos os modelos para posterior comparação.

De modo a que o estudo computacional se aproximasse o mais possível da realidade, inicialmente foram feitas várias simulações numéricas para que as deformações introduzidas no modelo (Figuras 3.7 a 3.11) fossem impostas por carregamentos aplicados no *software* ANSYS. Desta forma, procurou-se que as tensões residuais decorrentes das deformadas impostas fossem contabilizadas nas análises (Figuras 4.1 e 4.2). Contudo, devido a dificuldades de convergência nas análises efectuadas, devido à singularidade de aplicação de carregamentos de muito elevado valor que simulassem as deformadas pretendidas (Figuras 3.7 a 3.11), optou-se por introduzir as deformadas nos modelos da estrutura.

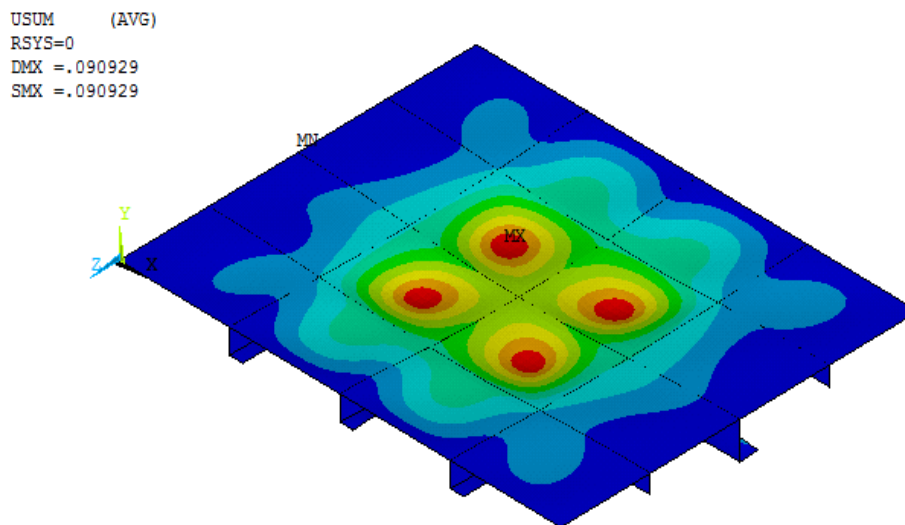


Figura 4.1 - Deslocamentos nos nós - Deformadas criadas por carregamentos aplicados

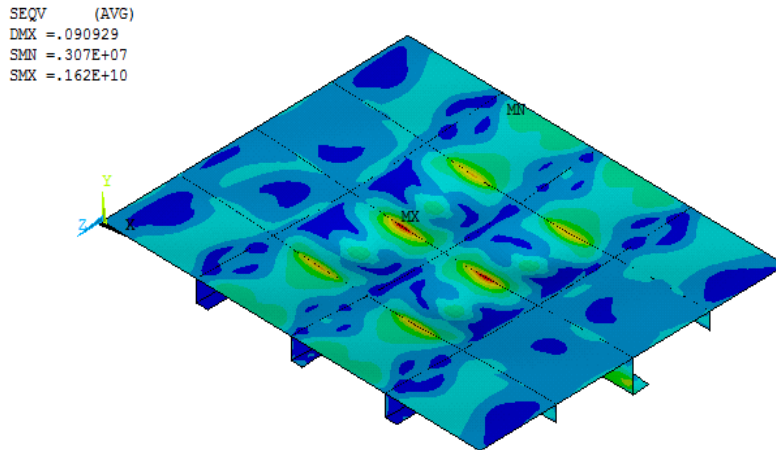


Figura 4.2 - Tensões nos nós - Deformadas criadas por carregamentos aplicados

As análises efectuadas aos vários modelos consistiram na definição de um deslocamento imposto da secção transversal da fronteira do painel, oposta à aresta onde foi definida a condição de simetria, no sentido de sujeitar o painel à compressão existente na condição de contra-alquebramento. Esse deslocamento é efectuado incrementalmente pelo programa de simulação numérica que vai calculando iterativamente o comportamento do painel. Para uma análise mais realista foi aplicada uma pressão lateral na chapa do painel correspondente à aplicação de uma massa no convés do navio. A aplicação desta pressão é bastante relevante na análise, uma vez que facilita a ocorrência de instabilidade no painel. Todos os modelos foram analisados de forma idêntica, com todos os parâmetros da análise iguais, para que os resultados permitissem uma comparação realista e adequada.

Todas as análises elaboradas foram efectuadas com uma pressão lateral de 30 kN/m (peso aproximado de um tanque sobre o painel), com o intuito de simular uma carga pesada em cima do convés e com um deslocamento imposto de 6 mm numa aresta transversal.

Os parâmetros definidos durante a análise foram:

- *ElementType* – 8node281
- *Real Constants* – Foi definida uma para cada espessura de chapa/reforço
- *Material Models* (com encruamento)
 - *Elastic – Linear Isotropic* – $EX = 205,8 \text{ GPa}$; $PRXY = 0.3$
 - *Inelastic – Bilinear Isotropic* – $Yield \text{ Stss} = 315 \text{ MPa}$; $Tang \text{ Mod} = 41,16E+09$
- *Material Models* (Elasto-perfeitamente plástico)
 - *Elastic – Linear Isotropic* – $EX = 205,8 \text{ GPa}$; $PRXY = 0.3$
 - *Inelastic – Bilinear Isotropic* – $Yield \text{ Stss} = 315 \text{ MPa}$; $Tang \text{ Mod} = 0$
- *Analysis Options* – *Large Displacement Static* ; *Calculate prestress effects (ON)*
- *Time Control* – *Automatic time stepping (On)*

4.1. Painel perfeito

Começou-se por analisar o painel perfeito, fabricado com material de tipo elastoplástico e com encruamento, para determinar o seu comportamento mecânico e a resistência máxima queo caracteriza (Curvas tensão-extensão, Figura 4.3).

O valor da tensão máxima passível de ser aplicado ao painel fabricado com o material elastoplástico e com encruamento ($E_H/E=0$) foi de $\sigma_T = 218,4$ MPa. Este valor, inferior ao valor da tensão de cedência do material utilizado no fabrico do navio, é a carga que provoca a instabilidade estrutural e, localmente, a plastificação de certas regiões do painel.

Solução nodal – Tensões de *Von Mises*, Anexo A

Os reforços longitudinais apresentam, como seria expectável, as tensões mais elevadas, sendo estes os elementos estruturais que resistem às solicitações no sentido longitudinal. De modo inverso, os reforços transversais não apresentam tensões significativas. Existem tensões elevadas, superiores à tensão de cedência do material, na região onde existem cordões de soldadura, entre o reforço principal e a chapa, e a distribuição de tensões na chapa é irregular, alternando zonas com tensão elevada e outras com tensão insignificante.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo A

Os maiores deslocamentos ocorrem na chapa, originando o aparecimento de concavidades na chapa entre reforços. Os reforços longitudinais mais esbeltos são os primeiros a acusar o esforço de compressão apresentando alguma torção da sua alma.

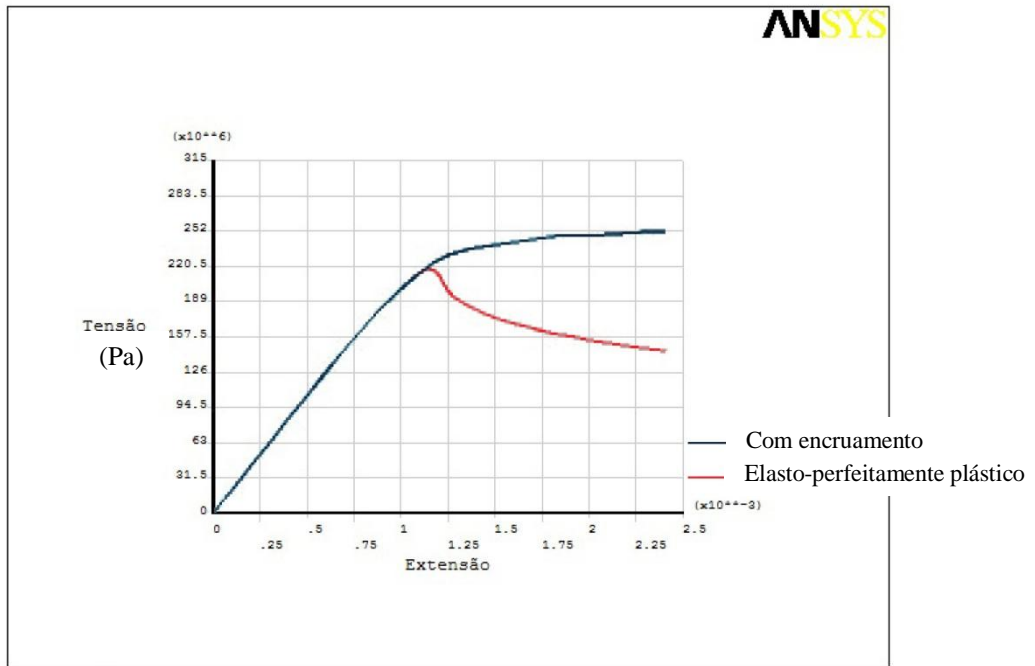


Figura 4.3 - Curvas tensão-extensão, para material elasto-perfeitamente plástico ($E_t/E = 0$) e com encruamento ($E_t/E = 0.2$) - Painel perfeito.

4.2. Painéis com defeitos geométricos

4.2.1. Painéis com concavidades uniformes entre reforços

Uma vez conhecido o comportamento mecânico do painel perfeito sob compressão axial, iniciou-se a mesma análise nos painéis com concavidades uniformes entre reforços. Estas concavidades uniformes abrangem toda a chapa entre reforços, isto é, a concavidade vai de reforço a reforço (Figura 3.7). As análises permitiram determinar as curvas tensão-extensão do painel para 3 profundidades diferentes de deformações: 5%, 10% e 15% da distância entre reforços transversais, de modo a compreender de que maneira a profundidade da deformação pode influenciar a resistência do painel reforçado. Nas três figuras que se seguem (Figuras 4.4 a 4.6) apresentam-se os resultados sobrepostos destes três casos diferentes com o painel perfeito para comparação.

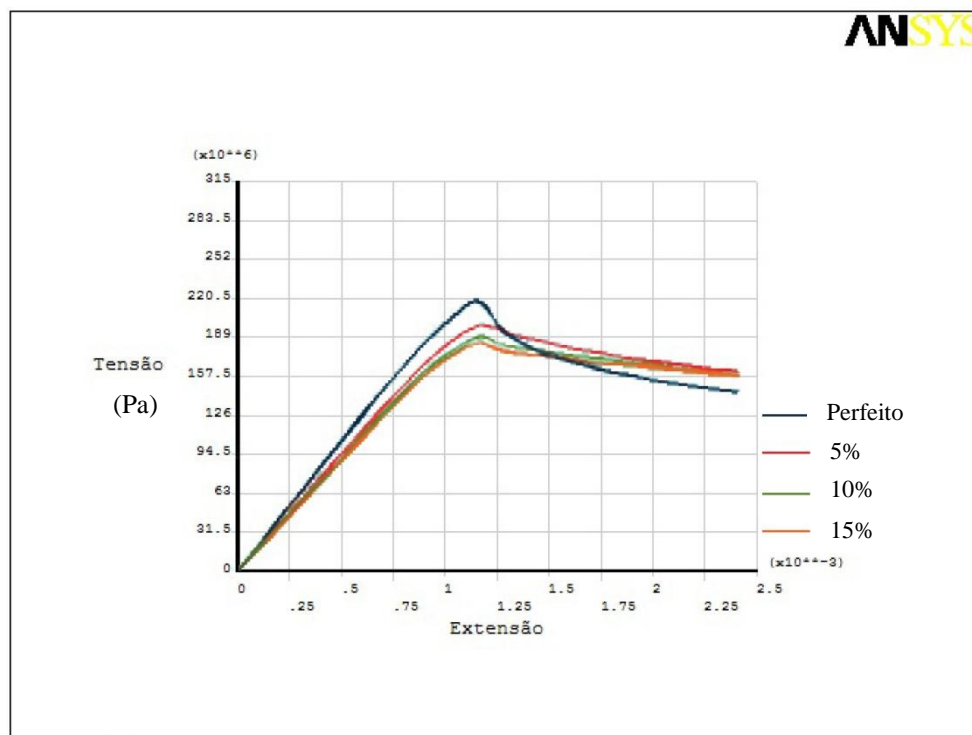


Figura 4.4 - Curvas tensão-extensão considerando o material de tipo elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes

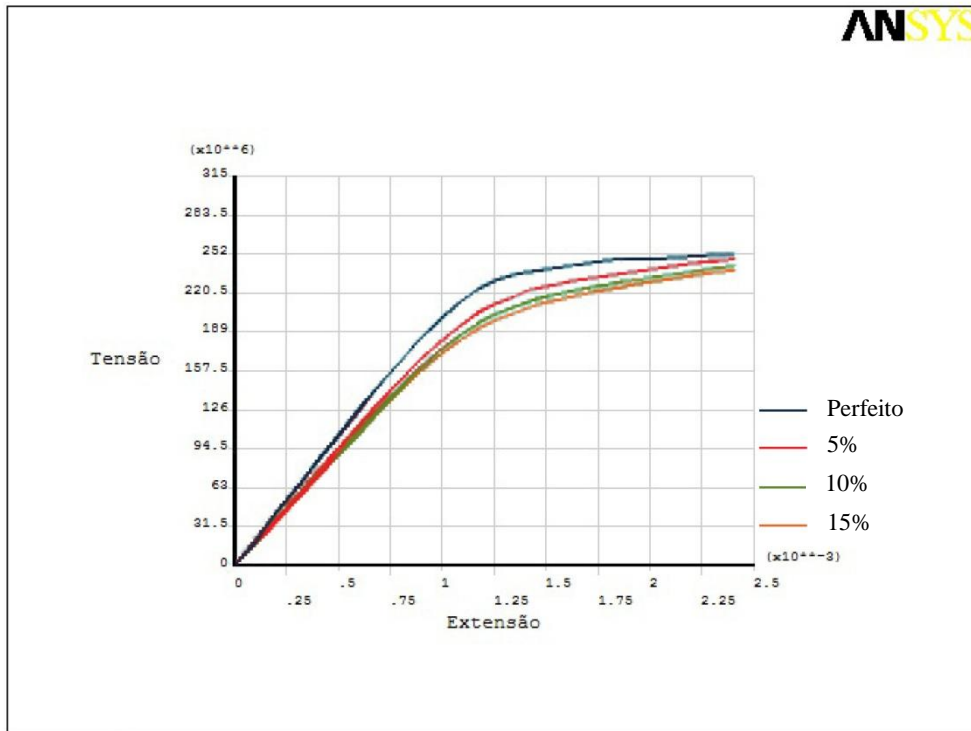


Figura 4.5 - Curvas tensão-extensão obtidas utilizando um material com encruamento ($E_t/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes

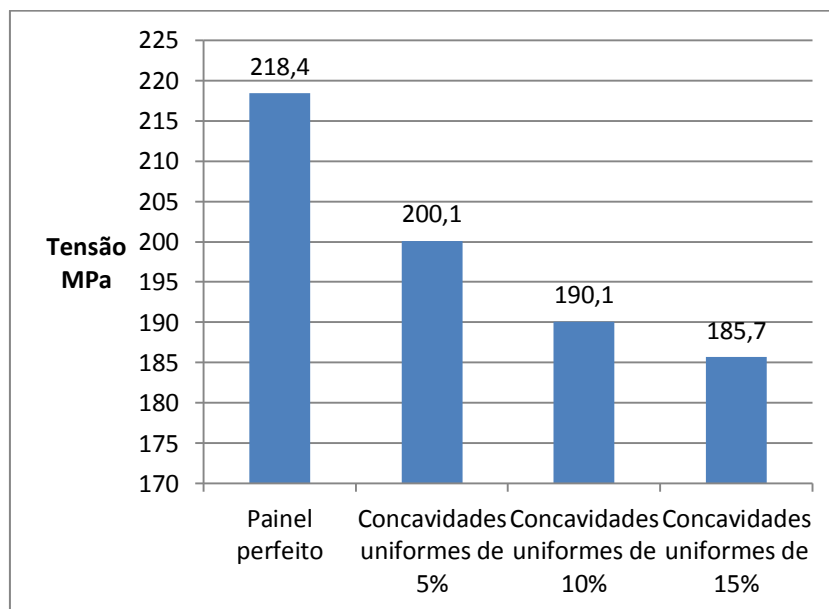


Figura 4.6 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades uniformes. Modelo de material utilizado: elasto-perfeitamente plástico.

Da observação das curvas tensão-extensão determinadas, verifica-se a diminuição da resistência máxima do painel à medida que a profundidade da deformação vai aumentando. Nota-se uma

diferença maior de resistência estrutural entre o painel perfeito e o painel com as concavidades de 5% (diminuição de 8.4%); a percentagem de variação da resistência estrutural vai diminuindo à medida que aumenta a profundidade da deformação (5 e 2.3%), sendo, no máximo igual a 15% (comparando a resistência máxima do painel perfeito vs. painel com concavidades uniformes de 15%).

Solução nodal – Tensões de *Von Mises*, Anexo B

As tensões mais elevadas encontram-se nos reforços longitudinais, apresentando tensões locais superiores à tensão de cedência do material na ligação dos mesmos com a chapa (em várias localizações). Essas tensões são de maior valor nas secções onde foram introduzidas as concavidades e propagam-se pela chapa entre reforços. Os valores de tensão induzidos nos reforços transversais continuam a ser muito inferiores aos induzidos nos reforços longitudinais, mas superiores aos verificados para o painel perfeito.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo B

Os maiores deslocamentos encontram-se nas concavidades na chapa entre reforços. Ocorre também torção significativa na alma dos reforços longitudinais mais esbeltos.

4.2.2. Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais

Para comparar a influência de diferentes tipos de deformadas na resistência máxima dos painéis, fizeram-se análises aos painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais com profundidades de 5%, 10% e 15% da distância entre reforços transversais (Figura 3.9). Estas concavidades acentuadas consistem em deformações localizadas numa área pequena da chapa. Nas Figuras 4.7 a 4.9 observam-se os resultados determinados sobrepostos com os resultados obtidos no painel perfeito para comparação.

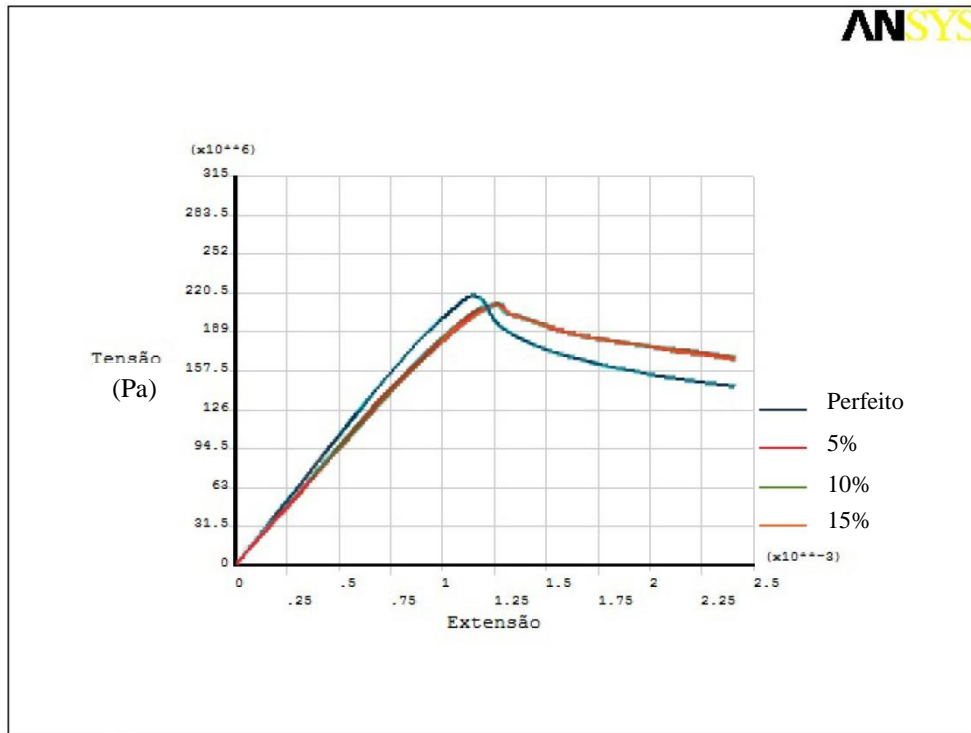


Figura 4.7 - Curvas tensão-extensão para material elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais

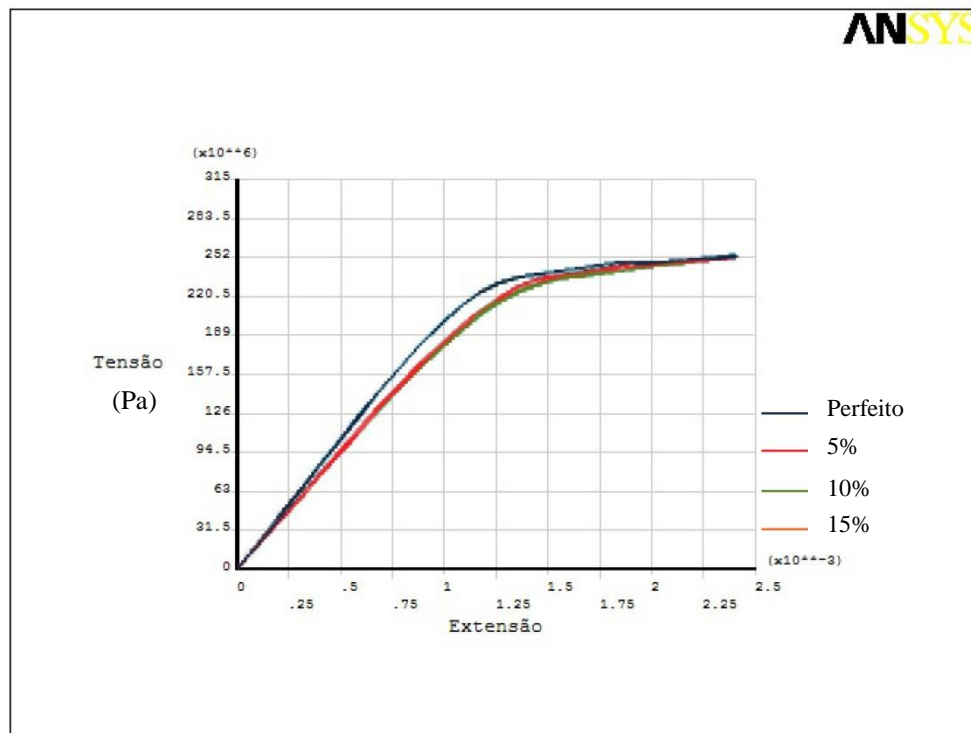


Figura 4.8 - Curvas tensão-extensão para material com encruamento ($E_h/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades junto aos reforços transversais

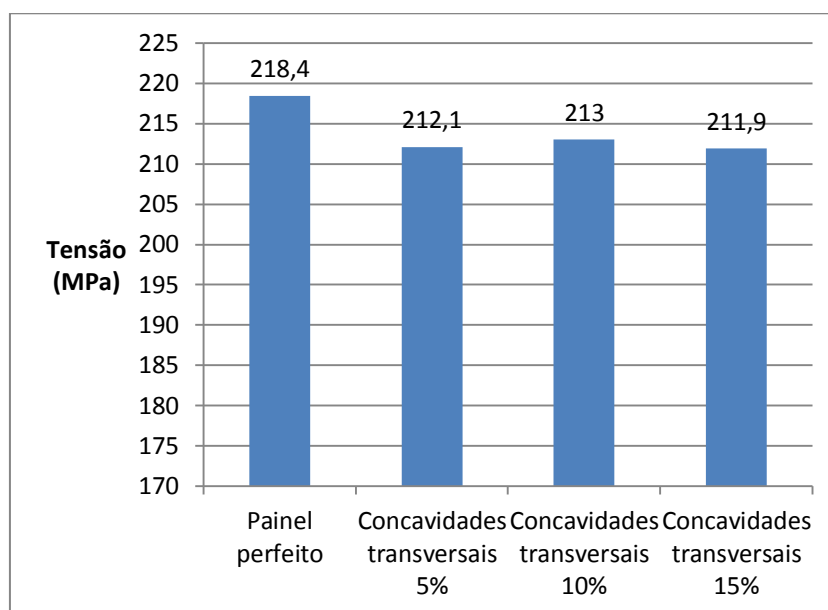


Figura 4.9 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais

Da observação das Figuras 4.7 a 4.9 infere-se que a tensão limite máxima dos painéis com concavidades acentuadas junto dos reforços é muito semelhante à do painel perfeito ($\approx 2\%$) e que a resistência do painel se mantém praticamente constante, sendo independente do aumento da profundidade da deformação localizada. O ponto de tensão máxima ocorre para uma extensão ligeiramente superior.

Solução nodal – Tensões de Von Mises, Anexo C

As tensões mais elevadas encontram-se de forma constante por todos os reforços longitudinais com alguns focos de maior valor nas ligações chapa-reforço, particularmente na do reforço principal. As tensões mais baixas encontram-se nos reforços transversais.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo C

Os deslocamentos mais elevados manifestam-se no aparecimento de novas concavidades por todo o painel. Surge também alguma torção na alma dos reforços longitudinais mais pequenos.

4.2.3. Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais

Os resultados que se mostram nas figuras 4.10 a 4.12 foram obtidos em painéis com concavidades acentuadas, localizadas junto dos reforços longitudinais, aqueles que suportam a maior parte do esforço compressivo. As análises foram efectuadas para os três casos de altura que têm sido analisados, nomeadamente para concavidades com profundidade igual a 5%, 10% e 15% da distância entre reforços transversais (Figura 3.8).

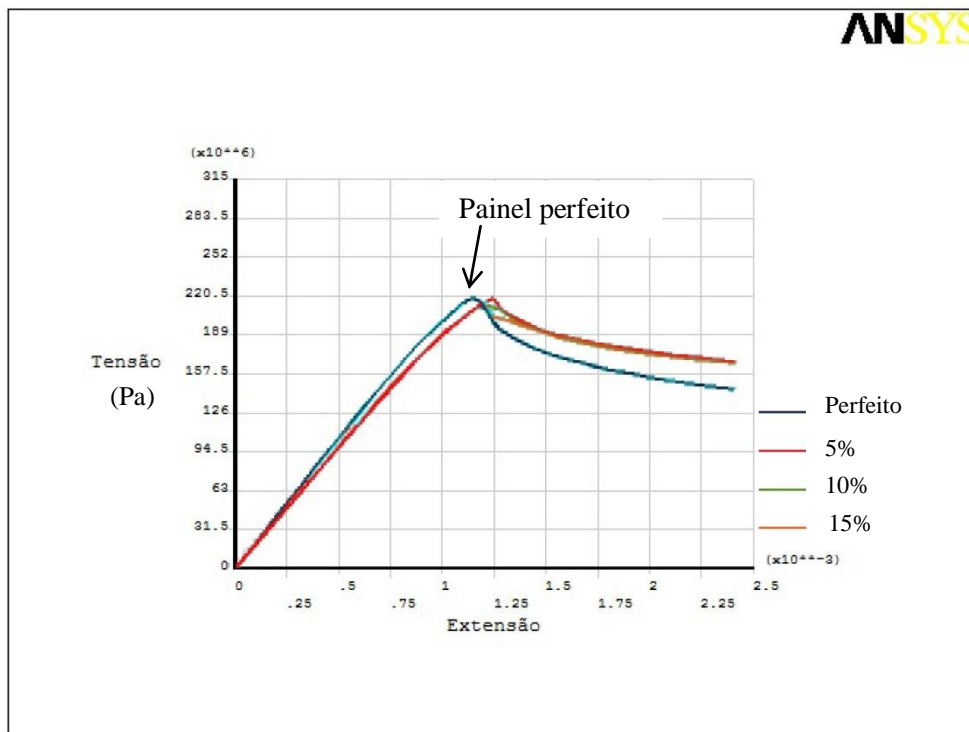


Figura 4.10 - Curvas tensão-extensão obtidas com material elasto-perfeitamente plástico - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais

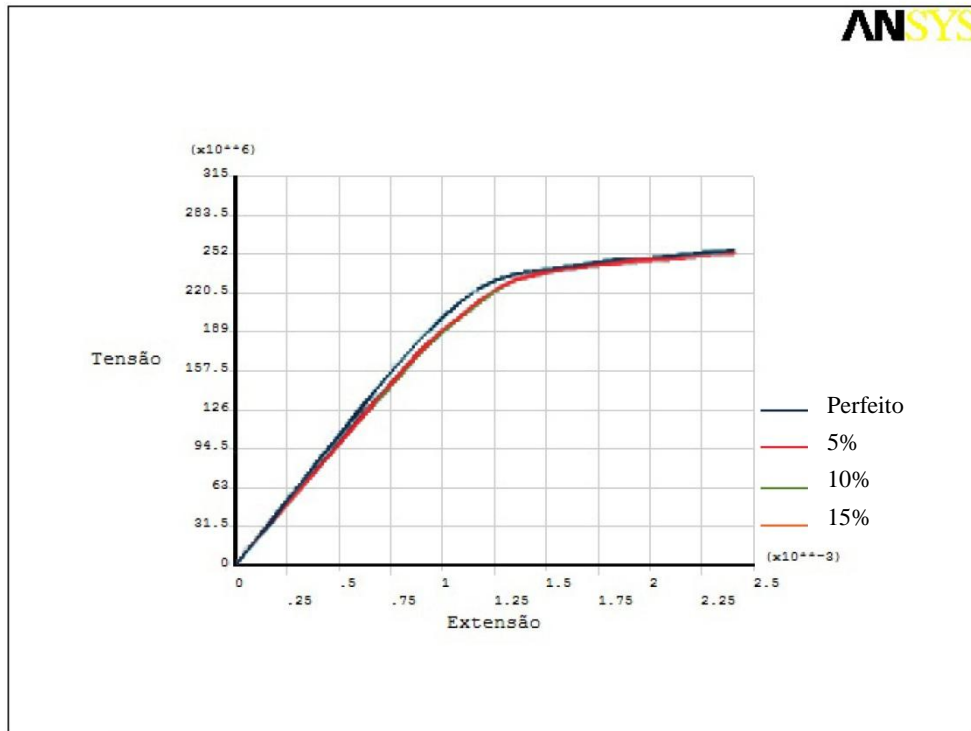


Figura 4.11 - Curvas tensão-extensão com encruamento ($E_t/E=0.2$) - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais

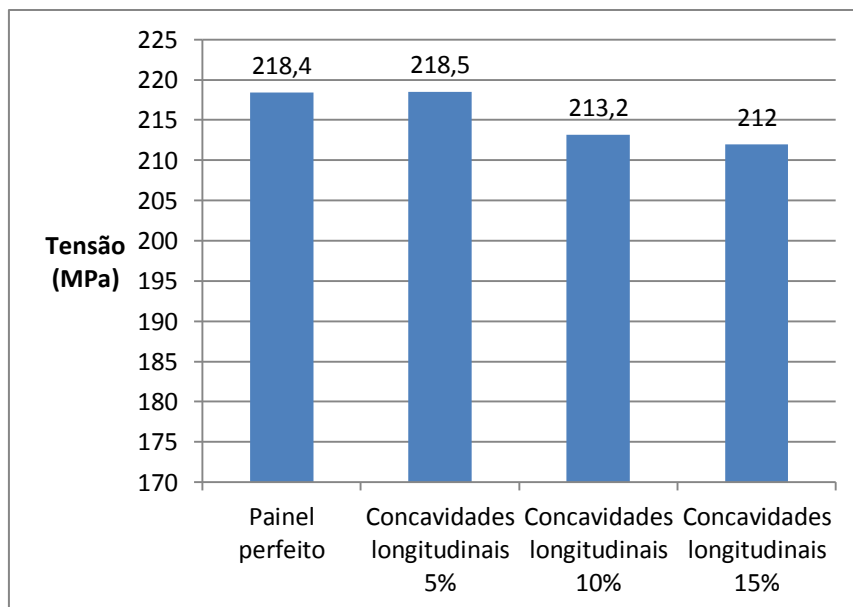


Figura 4.12 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais

O comportamento do painel não apresenta alterações significativas e a sua resistência máxima permanece praticamente igual à do painel sem imperfeições. A tensão limite máxima do painel

que contém a deformada de menor altura é igual à do painel perfeito e as que têm as deformadas com alturas maiores apresentam uma variação pequena. As tensões máximas ocorrem para um valor de extensão ligeiramente mais elevado.

Solução nodal – Tensões de *Von Mises*, Anexo D

As tensões mais elevadas são observadas nos reforços longitudinais, como se tem vindo a verificar nos exemplos apresentados anteriormente. Na chapa, nas imediações das concavidades, também se determinaram tensões elevadas, assim como nas ligações da chapacom os reforços longitudinais, principalmente no reforço principal.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo D

A distribuição de deslocamentos revela que os deslocamentos mais elevados ocorrem na chapa entre reforços, aumentando as concavidades existentes e posteriormente suscitando o início de novas concavidades. Ocorre torção na alma dos reforços longitudinais mais esbeltos.

4.2.4. Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$

Após se terem analisado os modelos de painéis com concavidades entre reforços, procedeu-se à análise de uma estrutura com uma concavidade apenas (Figura 3.11), para que se compreendesse qual o impacto de uma deformação isolada no comportamento do painel (Figuras 4.13 a 4.15).

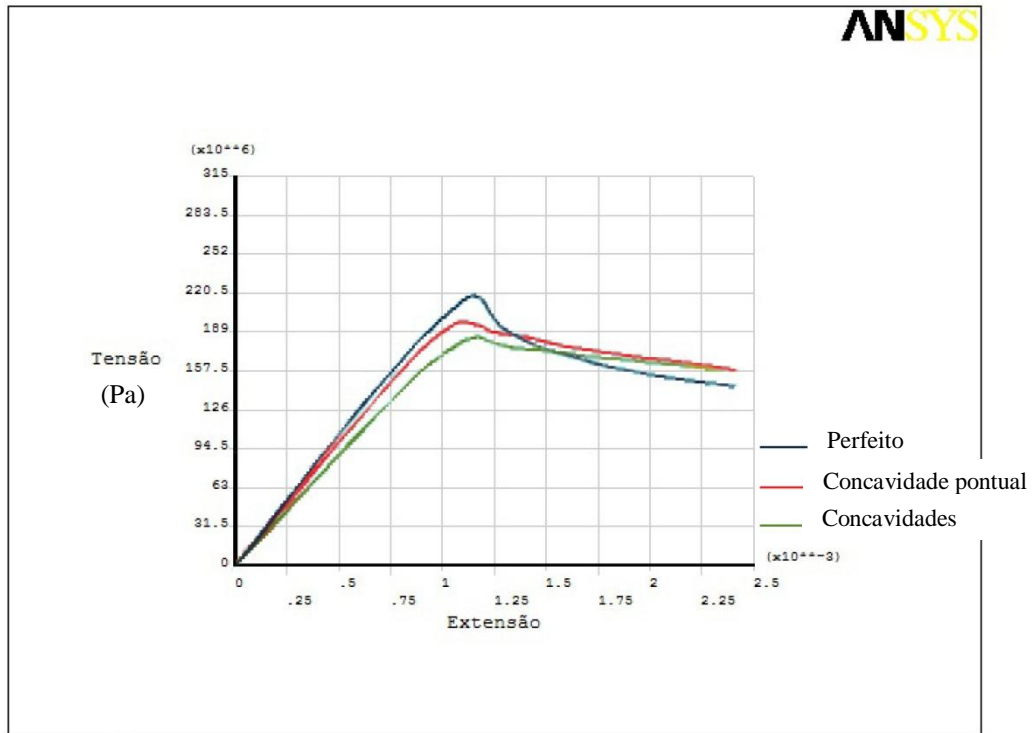


Figura 4.13 - Curvas tensão-extensão de um material elasto-perfeitamente plástico - Pannel perfeito vs.painel com concavidade uniforme ≈ 15% vs.painel com concavidade uniforme pontual ≈ 15%

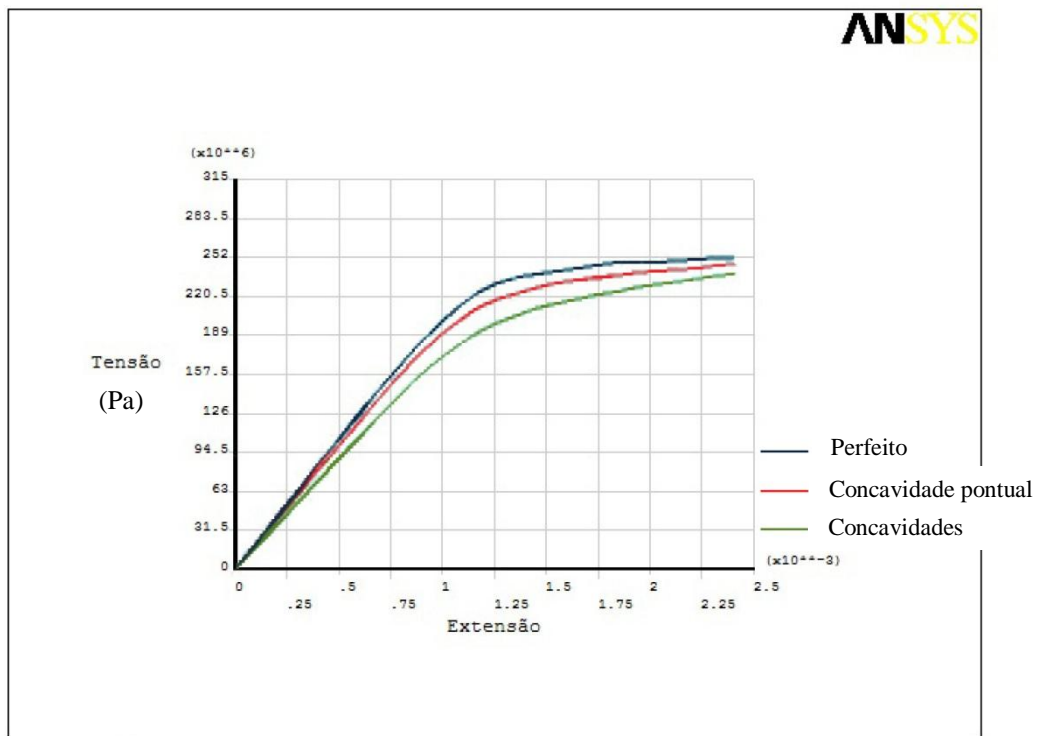


Figura 4.14 - Curvas tensão-extensão de um material com encruamento ($E_h/E=0.2$) - Pannel perfeito vs painel com concavidades uniformes ≈ 15% vs painel com concavidade uniforme pontual ≈ 15%

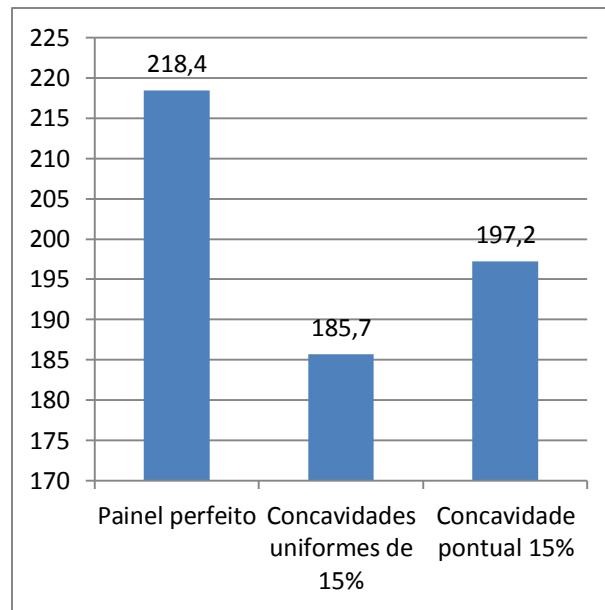


Figura 4.15 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painel com concavidades uniformes vs painel com concavidade pontual uniforme

A resistência máxima do painel decresce, apresentando uma tensão máxima que se encontra entre a do painel perfeito e do painel com várias concavidades uniformes de 15%.

Solução nodal – Tensões de *Von Mises*, Anexo E

Foram calculadas tensões elevadas nos reforços longitudinais e mais elevada na chapa entre reforços na secção onde se encontra a concavidade.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo E

Os maiores deslocamentos foram observados na secção onde se encontra a concavidade em estudo e deu-se o aparecimento de algumas concavidades de menor dimensão noutras zonas do painel. Ocorre torção na alma dos reforços mais esbeltos e menos resistentes.

4.2.5. Painel sem um reforço longitudinal

A última análise foi feita a um modelo de painel sem um dos reforços longitudinais (Figura 3.10), situação que pretende simular um painel em que tenha ocorrido colapso de um reforço.

Os resultados obtidos e a comparação com os resultados obtidos para o painel sem imperfeições é apresentado nas Figuras 4.16 e 4.17.

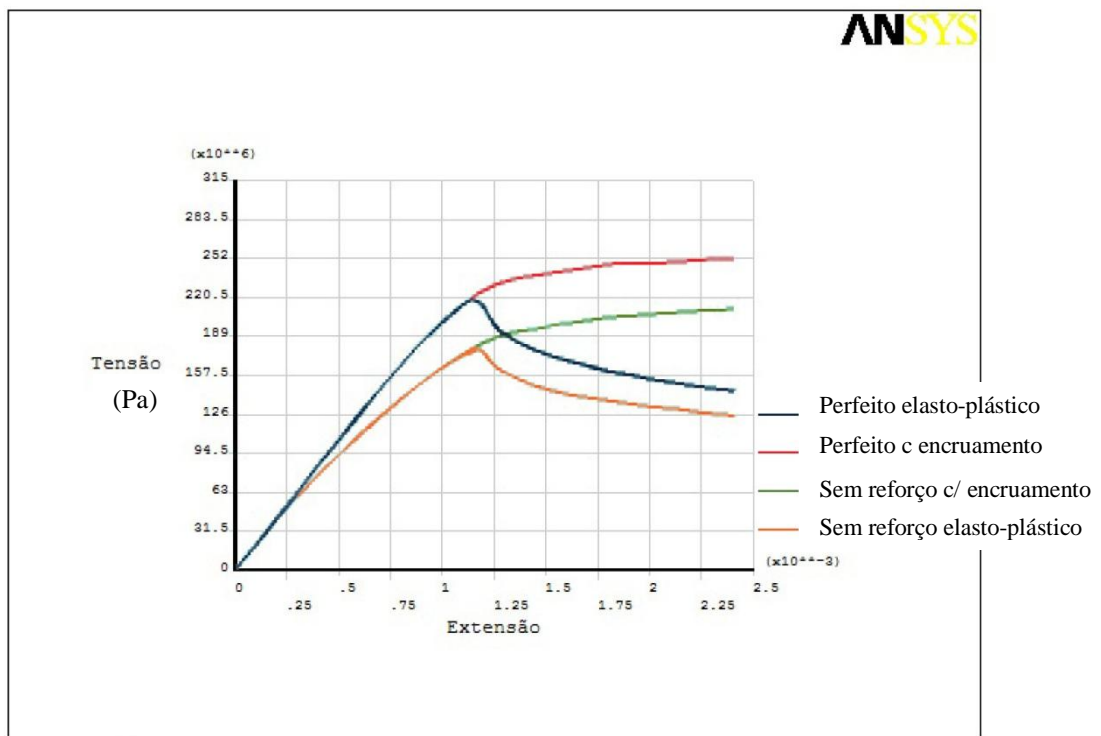


Figura 4.16 - Curvas tensão-extensão de um material elasto-perfeitamente plástico e com encruamento ($E_h/E=0.2$) - Painel perfeito vs painel sem um reforço longitudinal

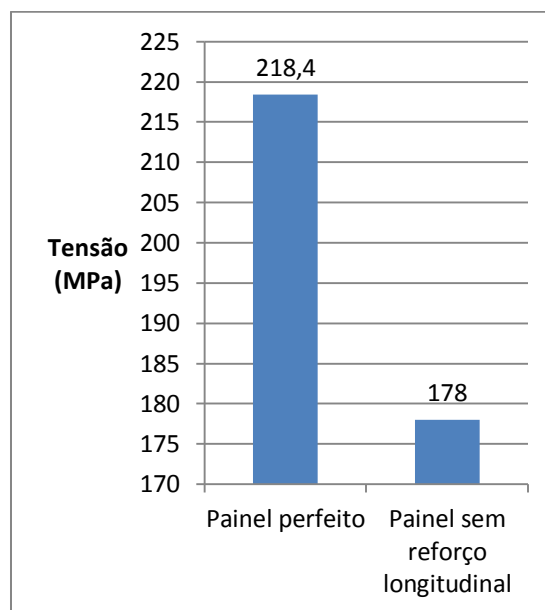


Figura 4.17 - Tensões máximas - Painel perfeito vs painel sem um reforço longitudinal

Os resultados obtidos mostram que a simulação efectuada corresponde ao decréscimo mais acentuado da resistência máxima do painel, com perda significativa de resistência à compressão (menos 18.5% de resistência máxima quando comparada com a resistência do painel estrutural sem imperfeições).

Solução nodal – Tensões de *Von Mises*, Anexo F

Tensões elevadas distribuídas nos reforços longitudinais existentes. Tensões elevadas em algumas zonas da chapa entre reforços e na zona onde foi retirado o reforço. Focos de tensão muito elevados na ligação chapa reforço.

Solução nodal – Deslocamentos, Anexo F

Os maiores deslocamentos ocorrem na zona da chapa que não tem reforços longitudinais, formando grandes concavidades. Aparecimento de algumas concavidades pontuais na chapa entre reforços de menor relevância. Existe alguma torção na alma no reforço longitudinal mais pequeno.

5. Conclusões

Apresentou-se um estudo que pretende compreender a resistência remanescente de um painel do convés do navio NRP Bacamarte, depois de este sofrer algumas deformações em serviço. Para esse fim fizeram-se várias análises a um painel tipo com diferentes deformações que se encontraram no navio bem como com outras deformações limite seleccionadas.

Depois de se terem submetido os vários casos de deformação definidos a uma análise por elementos finitos no *software* ANSYS e terem-se compilado os resultados através das curvas tensão-extensão, distribuição de tensões de *Von Mises* e distribuição de deslocamentos, procedeu-se a uma análise e comparação dos dados obtidos. Dessa análise e comparação verificou-se que as deformações infligidas ao convés do navio traduzem-se numa perda de resistência do mesmo, que de seguida se procurou quantificar.

De todos os casos de deformações seleccionados para análise apurou-se que os que causaram uma perda de resistência de maior relevância são os que correspondem a concavidades longas que englobam toda a chapa entre reforços. As concavidades de dimensões mais contidas e localizadas causam uma variação pequena na resistência remanescente do painel, independentemente da zona da chapa onde se encontram, não se tendo observado alterações relevantes no comportamento estrutural do painel. Verificou-se sim que o aumento da profundidade das concavidades uniformes se reflecte no painel num decréscimo de resistência e que as concavidades localizadas provocam uma pequena variação, não significativa, com o aumento da sua profundidade. A perda de resistência do painel também é proporcional ao facto de existirem apenas uma ou várias deformações na chapa entre reforços, por todo o painel.

Outra situação analisada foi a de um caso em que o painel apresenta menos um reforço longitudinal, onde se pretendia simular o colapso desse reforço. Esses resultados foram os que demonstraram maior perda de resistência, reflectindo-se numa tensão máxima admissível de $\approx 81\%$ da do painel perfeito.

Em todas as análises verificou-se comportamentos semelhantes na distribuição de tensões de *Von Mises*, e de deslocamentos, onde as tensões mais elevadas foram induzidas nos reforços longitudinais, opondo-se ao esforço de compressão, com focos de tensão muito elevada na ligação da chapa com os reforços longitudinais, junto aos cordões de soldadura. Verifica-se também o aparecimento de várias concavidades na chapa do painel e que os reforços longitudinais mais pequenos sofrem alguma torção. Deste comportamento que se observa no painel identificam-se duas formas de encurvadura, já conhecidas, que se encontram

mencionadas no capítulo da revisão bibliográfica, a encurvadura local da chapa entre reforços e a encurvadura flexo-torsional dos reforços longitudinais mais pequenos.

Salienta-se que as reduções de tensões máximas, para os diferentes casos estudados, pode ser vista sob dois aspectos fundamentais na análise de estruturas marítimas, em primeiro o comportamento estático, em segundo o comportamento à fadiga. No primeiro caso conseguiu-se verificar, de forma evidente e para todos os modelos estudados, que o cálculo pelo método dos elementos finitos não evidencia nenhuma situação de compromisso óbvia, com a pior situação a corresponder à perda de um reforço longitudinal. Já para uma análise no domínio da fadiga, a redução de resistência longitudinal, mesmo que numa pequena percentagem do seu valor de projecto, remete para uma redução que, no comportamento estrutural à fadiga poderá ter uma importância significativa.

Finaliza-se salientando a conclusão de que, apesar da perda de resistência do painel que se encontra nos casos mais críticos deste estudo, as deformações modeladas não representam, por si só, comprometimento no funcionamento normal do navio, uma vez que a tensão máxima calculada no painel, para uma situação limite de balanço estático em contra-alquebramento é de $\approx 25,5$ MPa, valor bastante abaixo da tensão máxima admissível que, no pior dos casos estudados, foi de 178 MPa.

É importante sublinhar que apenas foi considerada a tensão derivada da solicitação do casco em flexão. Outros componentes de tensão existem mas não foi neste trabalho utilizado nenhum factor de cálculo para “acomodar” os outros valores de tensão. Este facto é importante uma vez que delimita o estudo. Os 25,5 MPa são o valor de tensão utilizado para projecto. No “caso real” esse valor representa naturalmente o que de pior se pode esperar, mas apenas num carregamento estático aplicado segundo a direcção longitudinal. Outros carregamentos e efeitos dinâmicos próprios das situações reais podem levar a um estado de tensão mais complexo.

Bibliografia

1. **Paik, Jeom Kee and Thayamballi, Anil Kumar** (2003). *Ultimate Limit State Design of Steel-Plated Structures*. John Wiley and Sons.
2. **Mateus, António F. Rodrigues (Primeiro-tenente ECN)** (1998). Caracterização e Identificação das Formas de Colapso em Estruturas Marítimas. *Anais do Clube Militar Naval*. Vol. CXXVIII. Almada.
3. **Cardoso, J., Coelho, P.** (2011). Apontamentos de Métodos Computacionais em Engenharia Mecânica, DEMI/FCT/UNL.
4. **ANSYS**. Program: ANSYS 12.1 Help.
5. **Rawson, K. J. and Tupper, E. C.** (2001). *Basic Ship Theory. Volume 1, Naval Architecture. 5th Edition.*, Butterworth Heinemann. Oxford.
6. **Tupper, E. C.** (2004). *Introduction to Naval Architecture. 4th Edition*, Elsevier Butterworth-Heinemann. Oxford.
7. **Wikipédia**. Classe Bombarda. *Wikipédia*. [Online em 10/02/2012] http://pt.wikipedia.org/wiki/Classe_Bombarda.
8. **Marinha Portuguesa**. NRP Bacamarte. *Marinha*. [Online em 10/02/2012] <http://www.marinha.pt/PT/amarinha/meiosoperacionais/superficie/Pages/NRPBacamarte.aspx>.
9. **Birman, Victor** (2011). *Plate Structures. Solid Mechanics and its Applications, Volume 178*. Springer. Missouri.
10. **Paik, Jeom Kee and Kim, Bong Ju** (2007). *Ultimate strength formulations for stiffened panels under combined axial load, in-plane bending and lateral pressure: a benchmark study*. Department of Naval Architecture and Ocean Engineering, Pusan National University.
11. **Ozgun Ozguç, Purnendu K. Das, Nigel Barltrop** (2006). *The new simple design equations for the ultimate compressive strength of imperfect stiffened plates*. Universities of Glasgow and Stretclyde. Glasgow.
12. **Soares, C. Guedes and Teixeira, A. and Corak, M. and Parunov, J.** (2005). *Performance of the Common Structural Rules design formulations for the ultimate strength of uniaxially loaded plates and stiffened panels*. Technical University of Lisbon and University of Zagreb.

A) Anexo – Paineis perfeitos, tensões e deformações

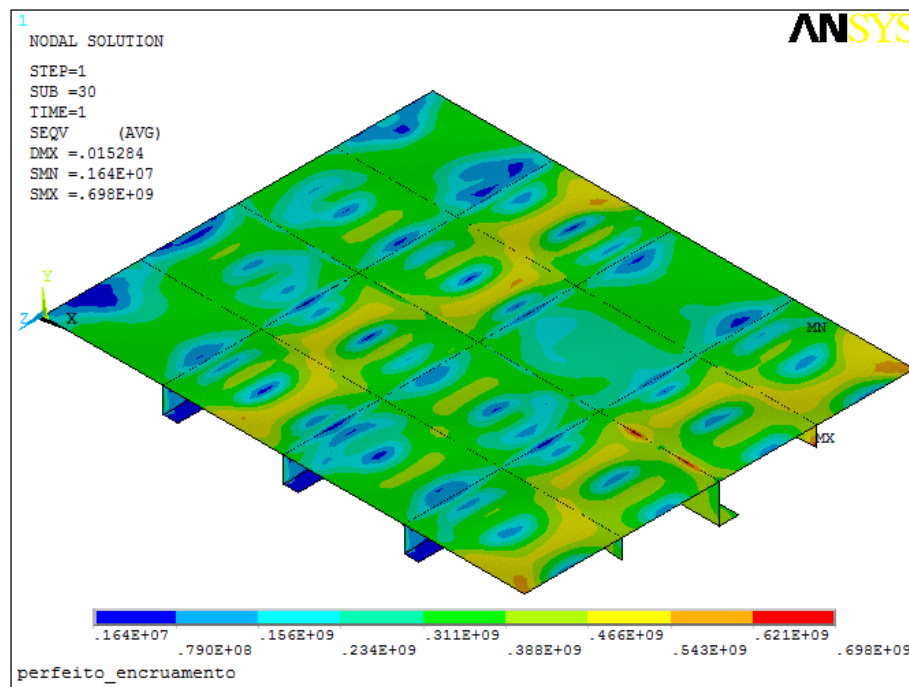


Figura A.1- Tensões de VonMises - Painel perfeito visto de cima (com encruamento)

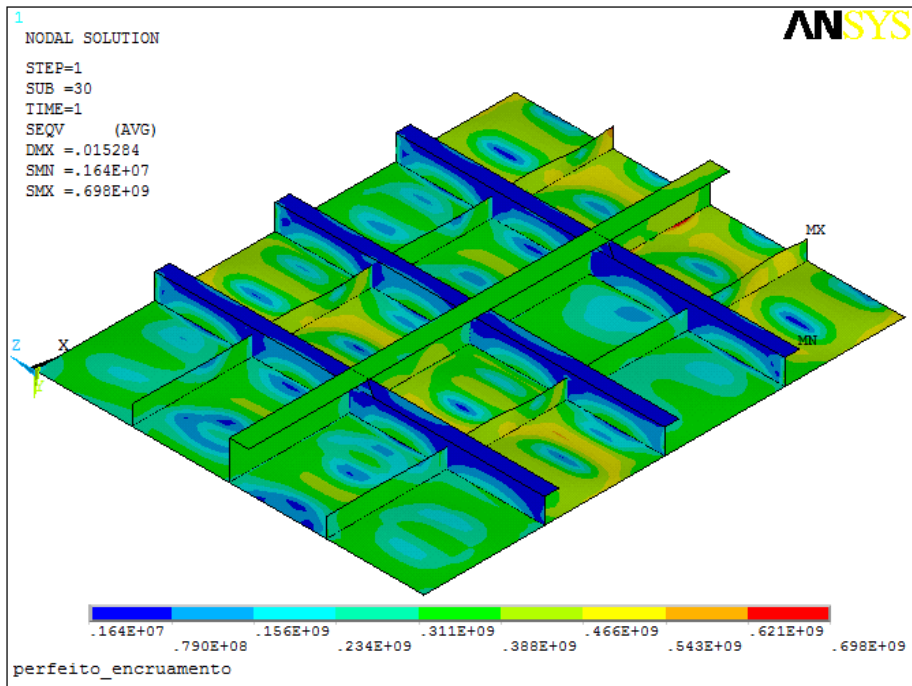


Figura A.2- Tensão de VonMises - Painel perfeito visto de baixo (com encruamento)

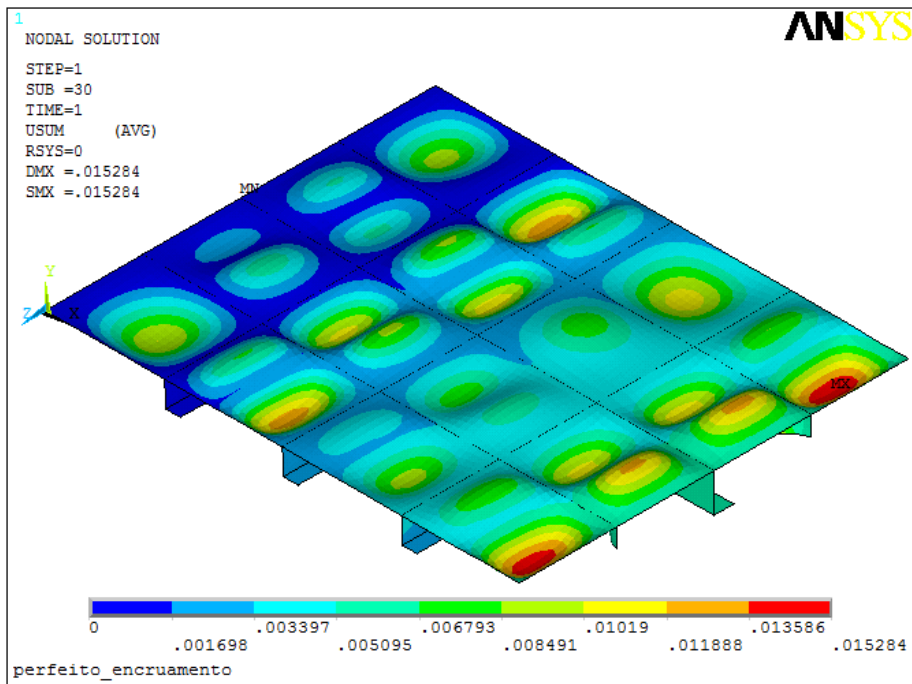


Figura A.3 – Deslocamentos nos nós à escala - Painel perfeito visto de cima (com encruamento)

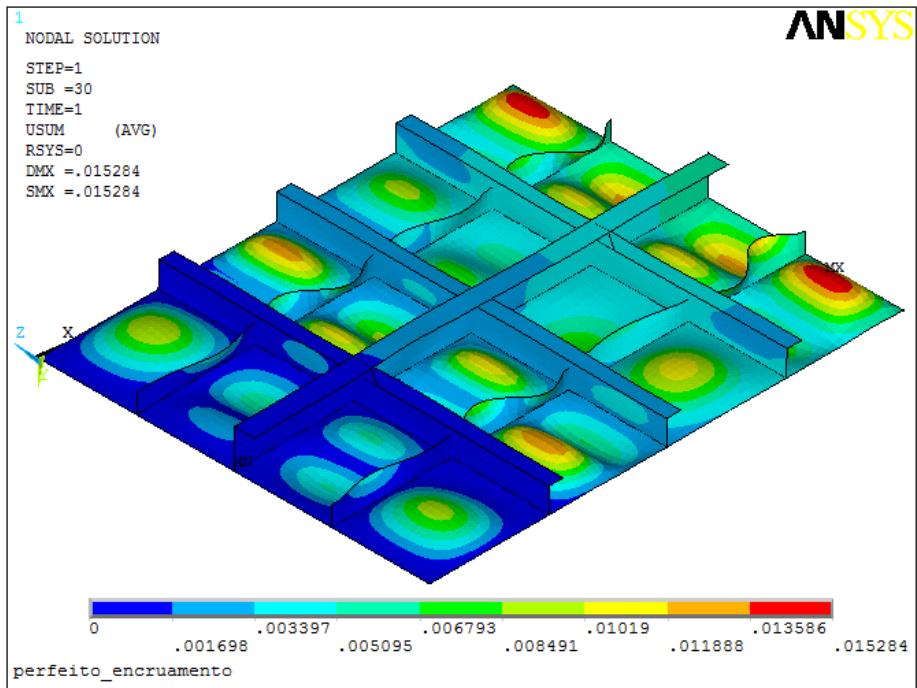


Figura A.4 – Deslocamentos nos nós à escala - Painel perfeito visto de baixo (com encruamento)

B) Anexo – Painéis com concavidades uniformes, tensões e deformações

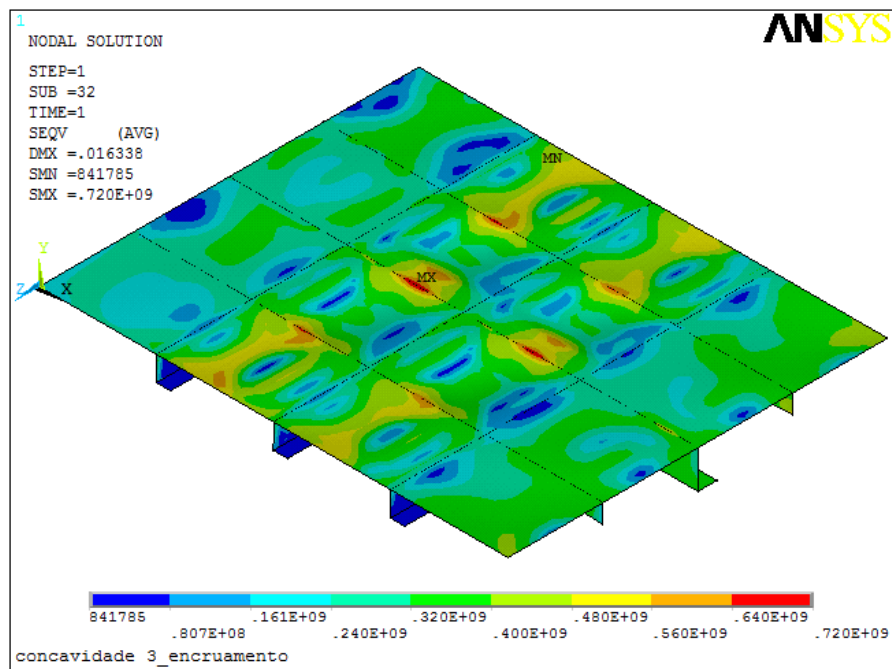


Figura B.1 - Tensões de Von Mises - Paineis com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de cima (com encruamento)

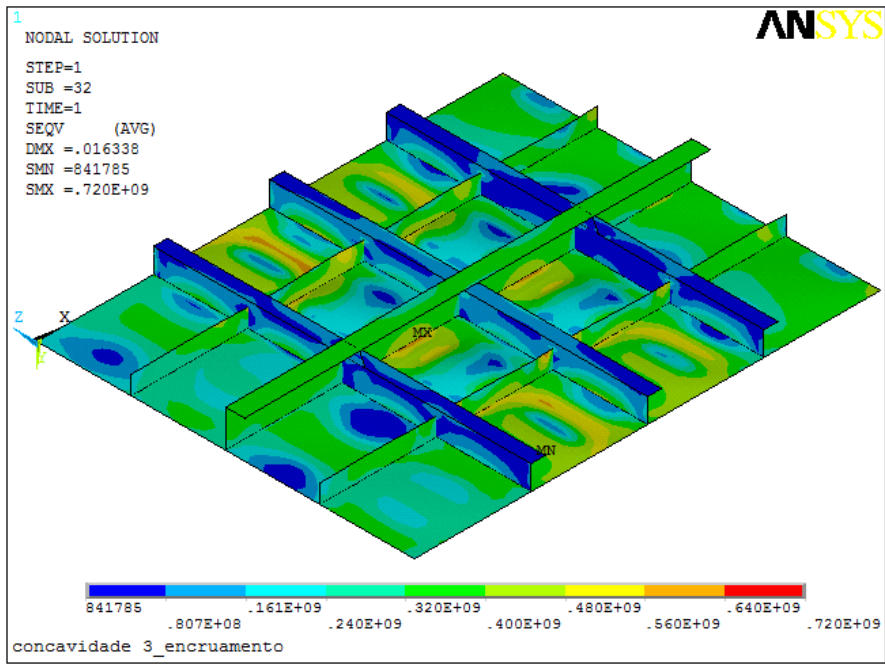


Figura B.2 - Tensões de Von Mises - Painei com concauidade uniforme $\approx 5\%$ visto de baixo (com encruamento)

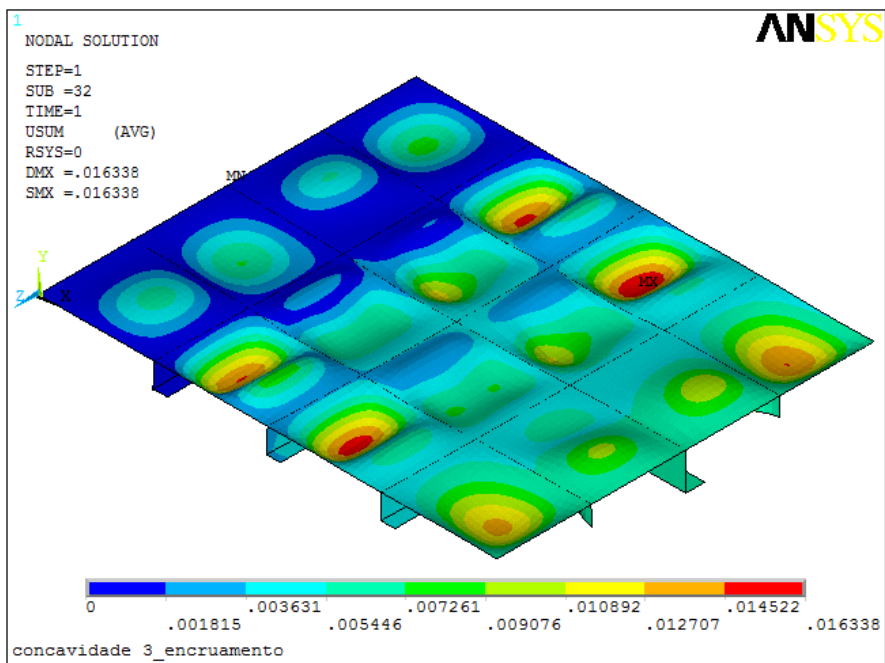


Figura B.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painei com concauidade uniforme $\approx 5\%$ visto de cima (com encruamento)

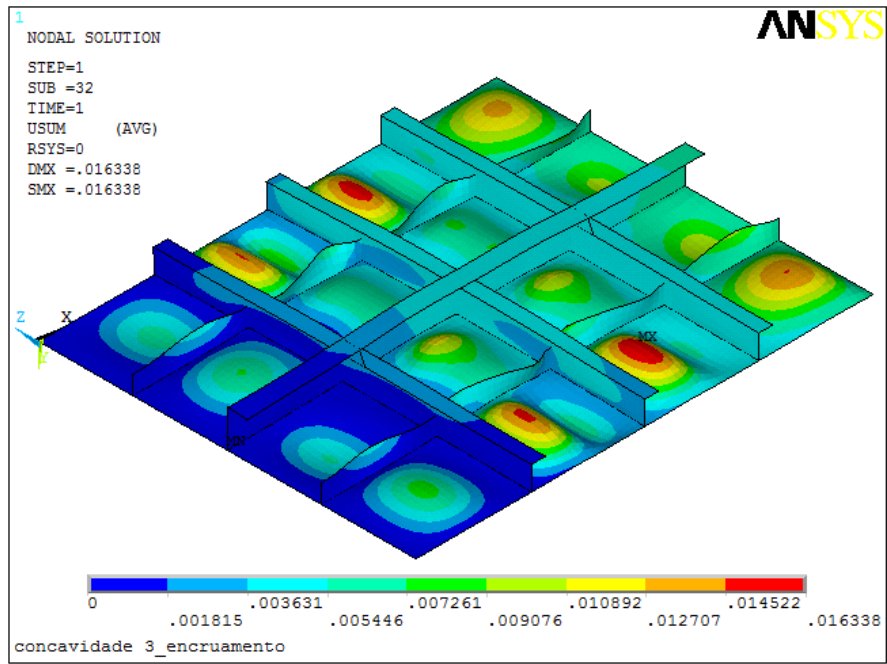


Figura B.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Pannel com concavidade uniforme $\approx 5\%$ visto de baixo (com encruamento)

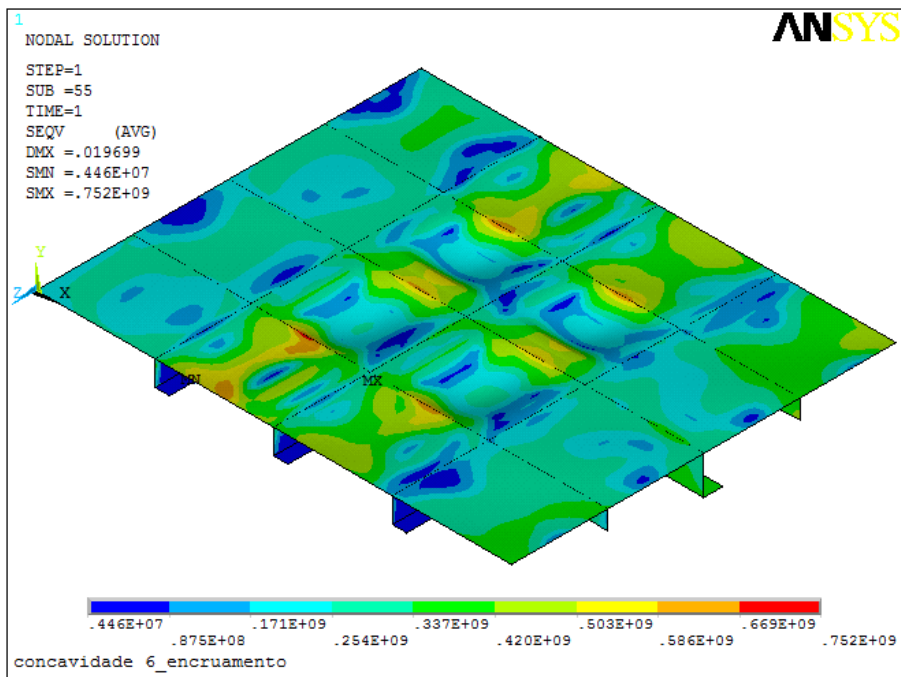


Figura B.5 - Tensões de Von Mises - Pannel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de cima (com encruamento)

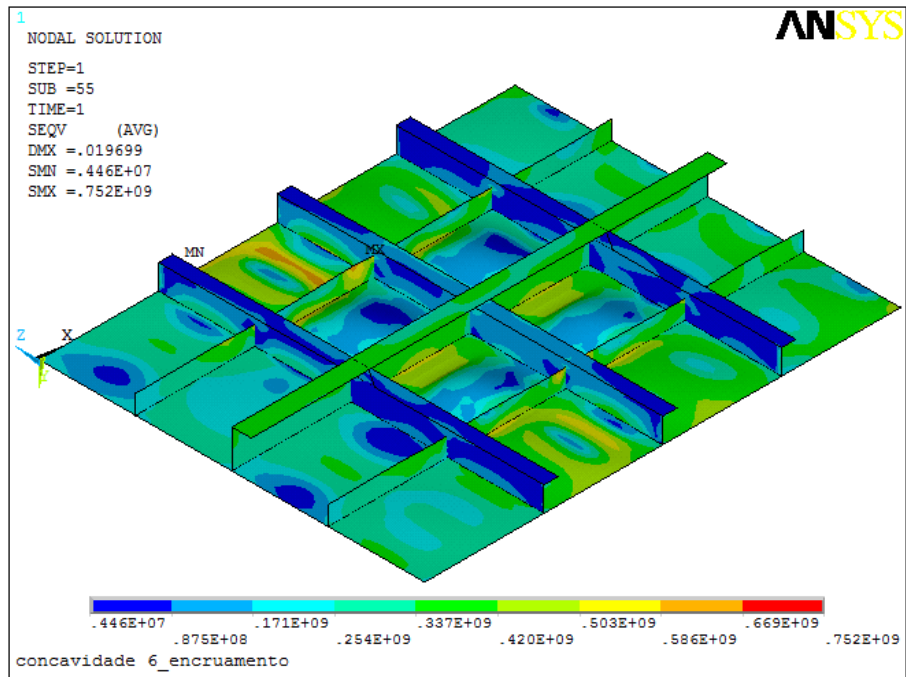


Figura B.6 - Tensões de Von Mises - Painei com concauidade uniforme $\approx 10\%$ visto de baixo (com encruamento)

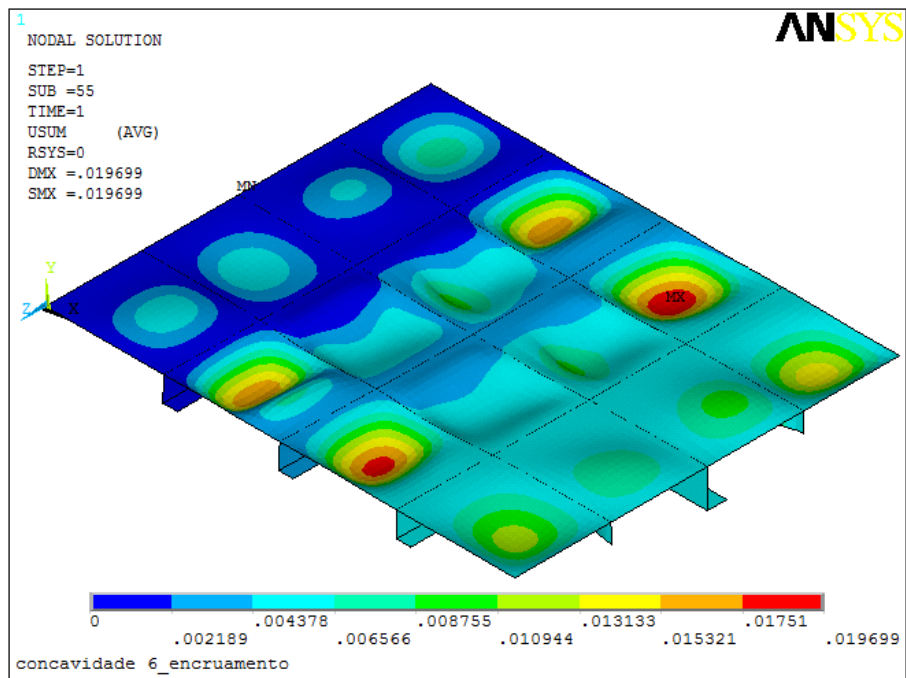


Figura B.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Painei com concauidade uniforme $\approx 10\%$ visto de cima (com encruamento)

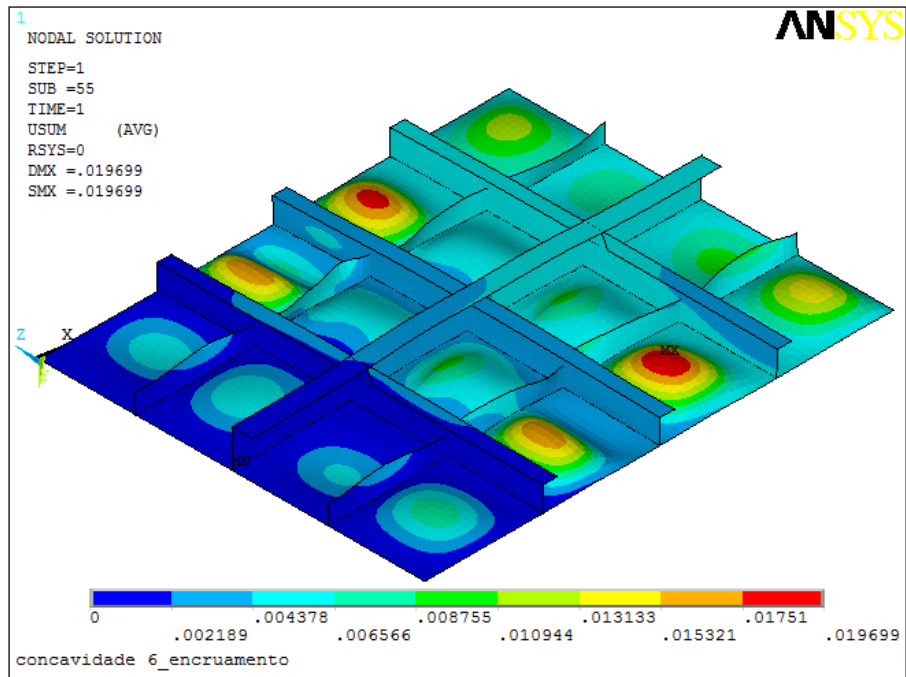


Figura B.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 10\%$ visto de baixo (com encruamento)

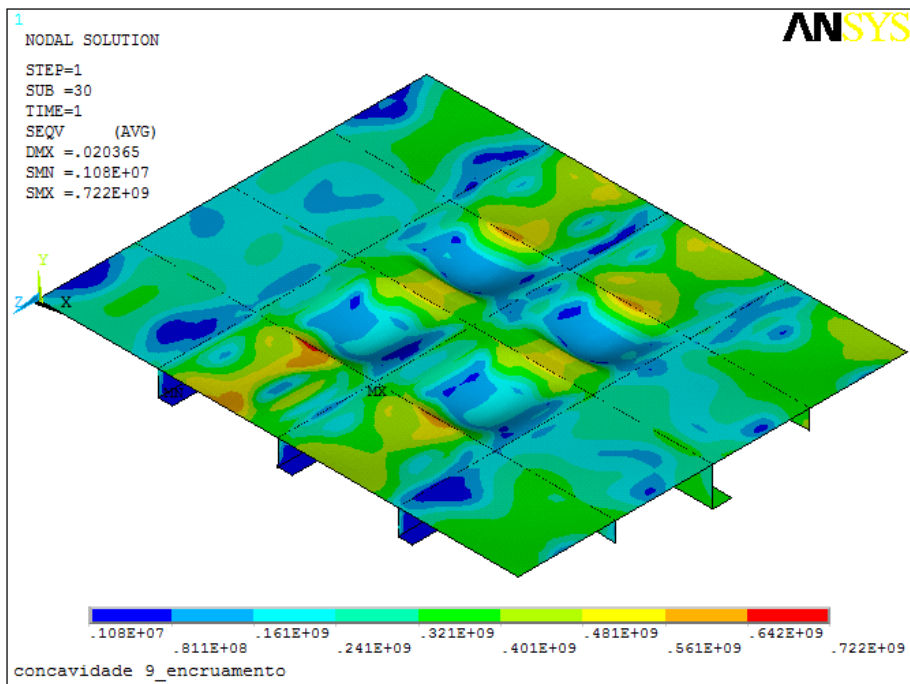


Figura B.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)

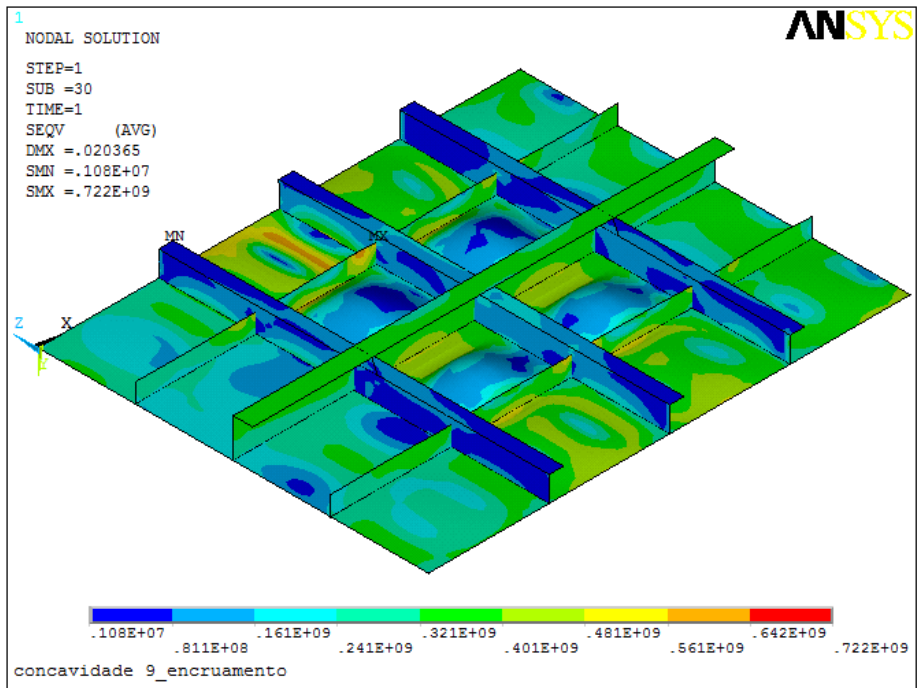


Figura B.10 - Tensões de Von Mises - Painei com concauidade uniforme $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)

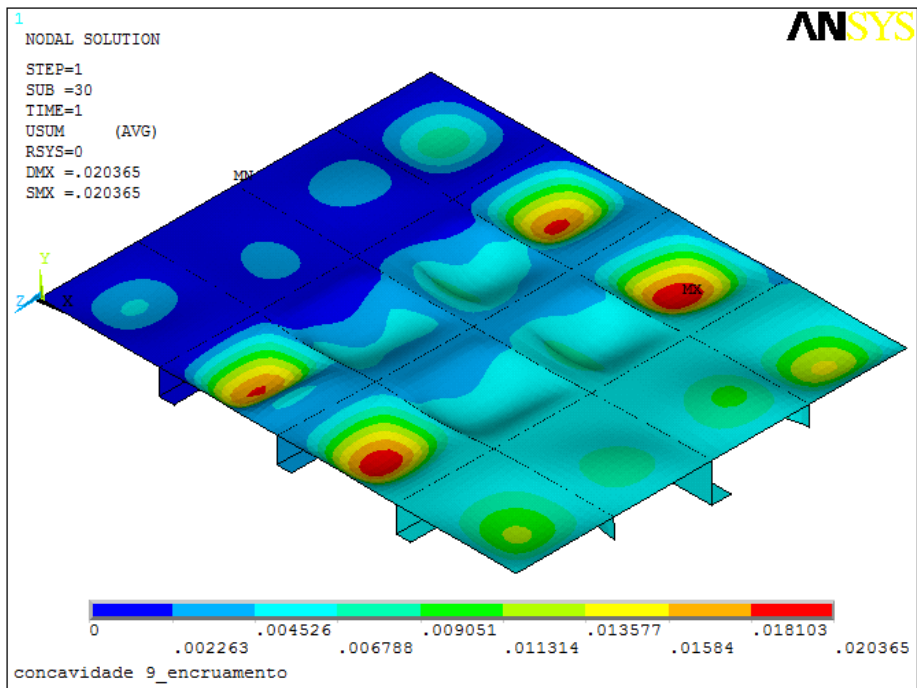


Figura B.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Painei com concauidade uniforme $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)

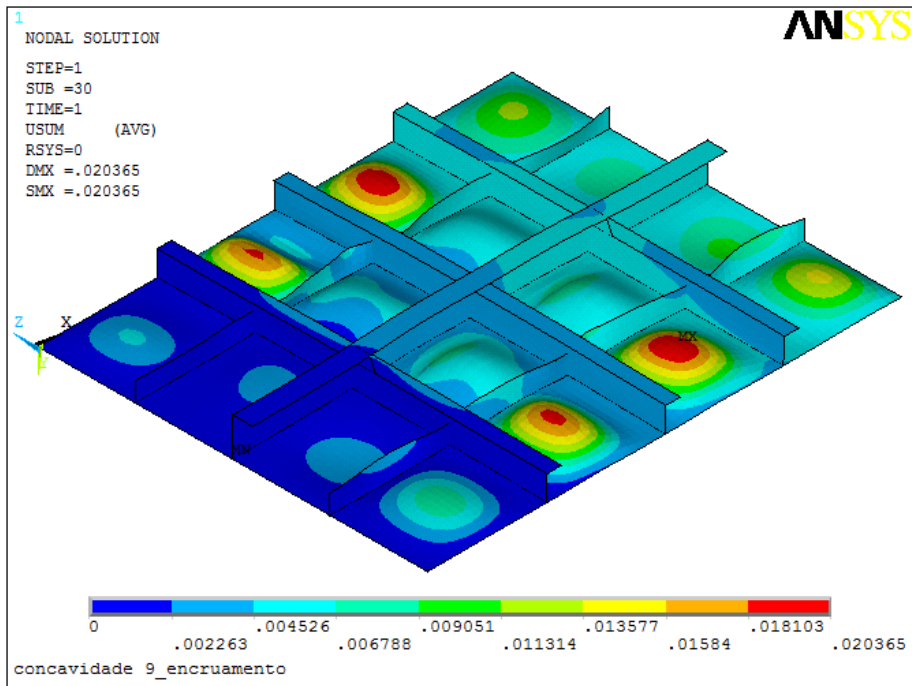


Figura B.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)

C) Anexo – Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços transversais, tensões e deformações

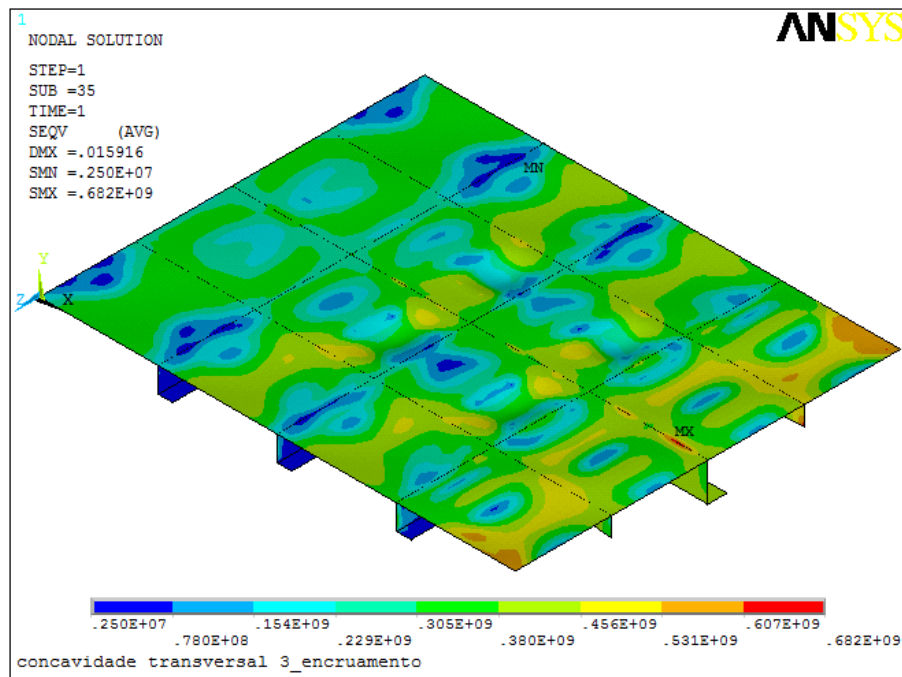


Figura C.1 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

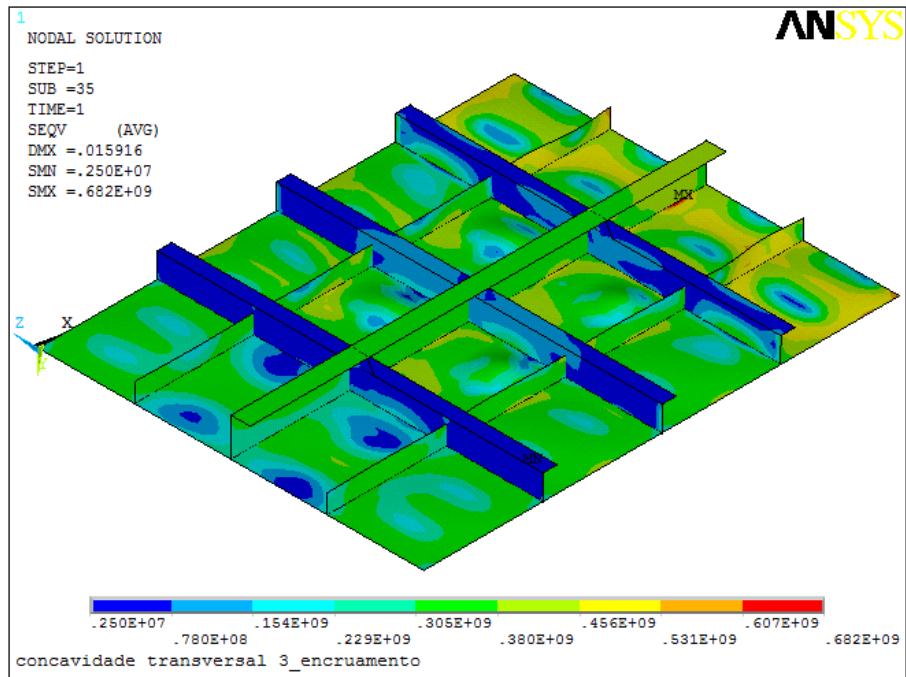


Figura C.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

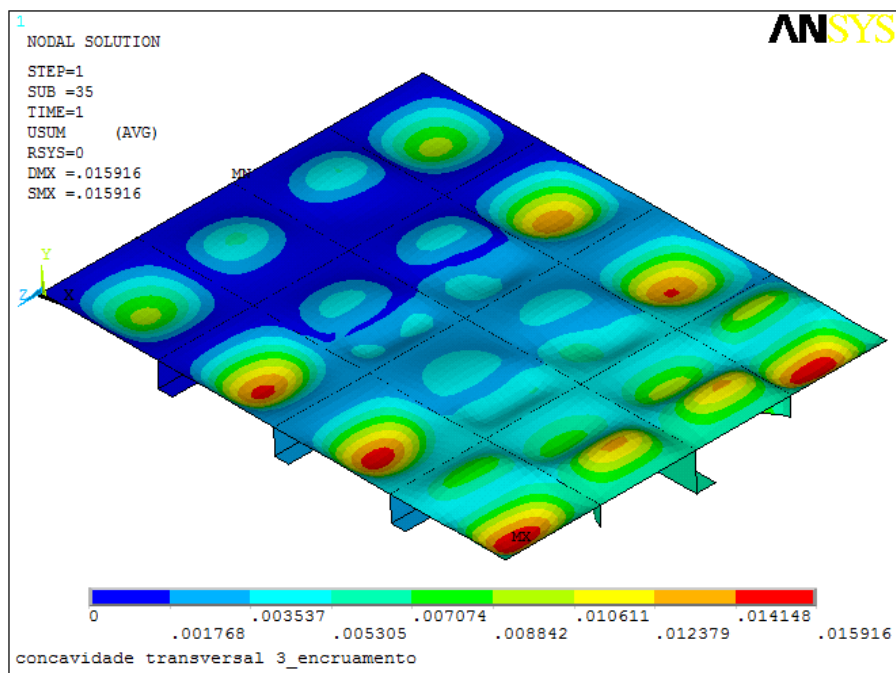


Figura C.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

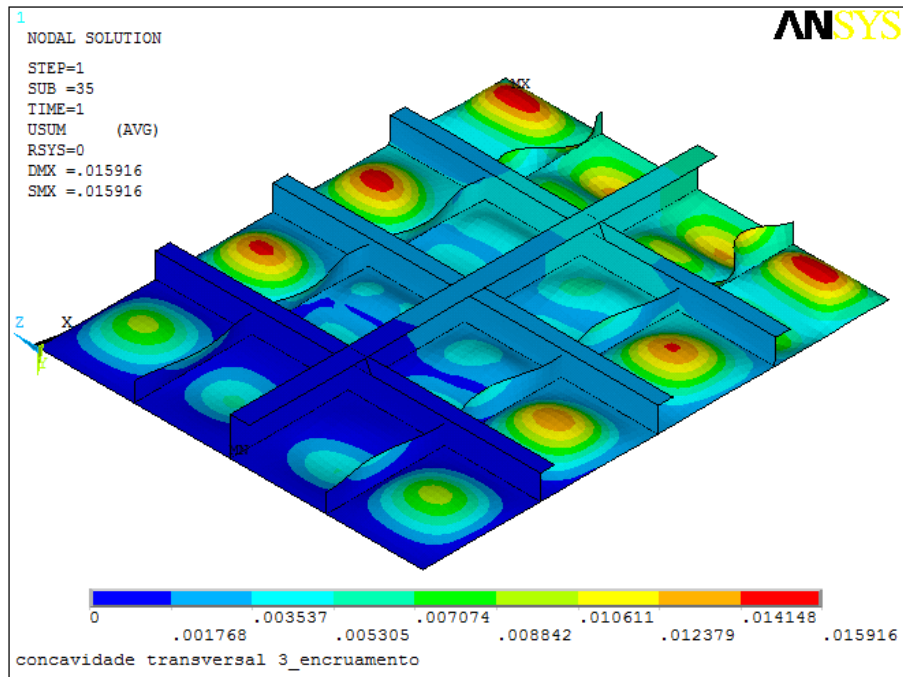


Figura C.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Pannel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

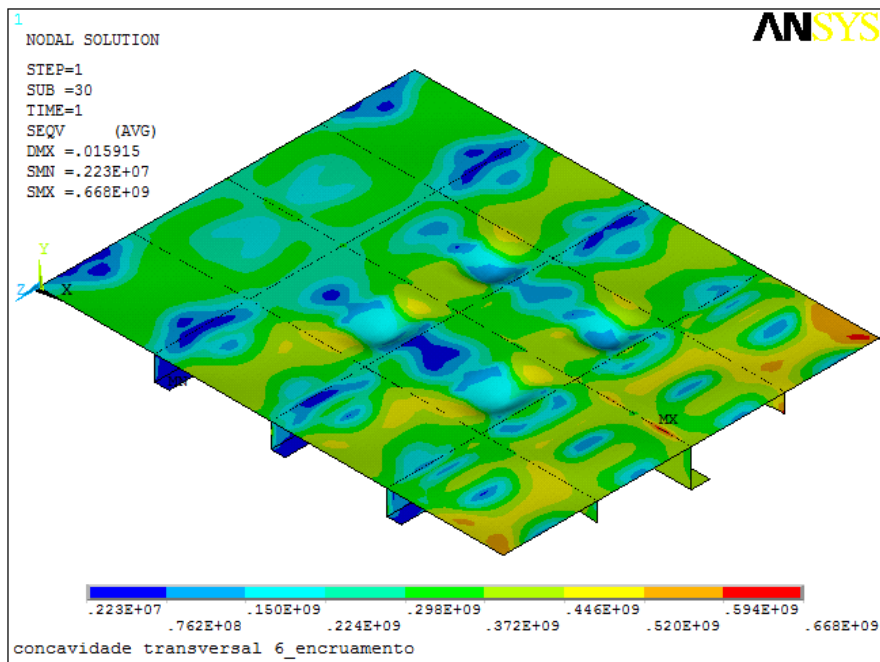


Figura C.5 - Tensões de Von Mises - Pannel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

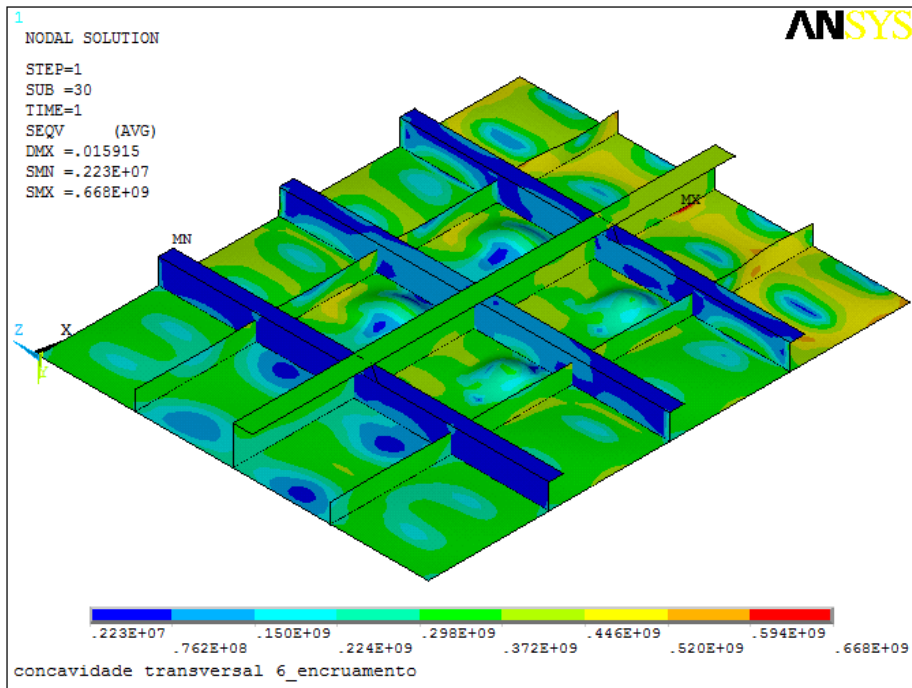


Figura C.6 - Tensões de Von Mises - Pannel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

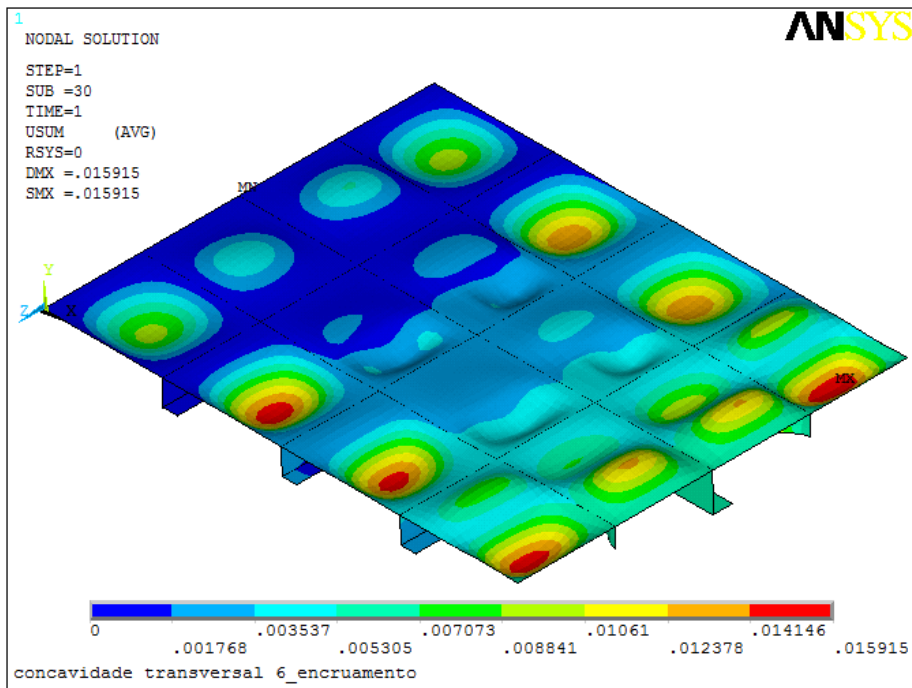


Figura C.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Pannel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

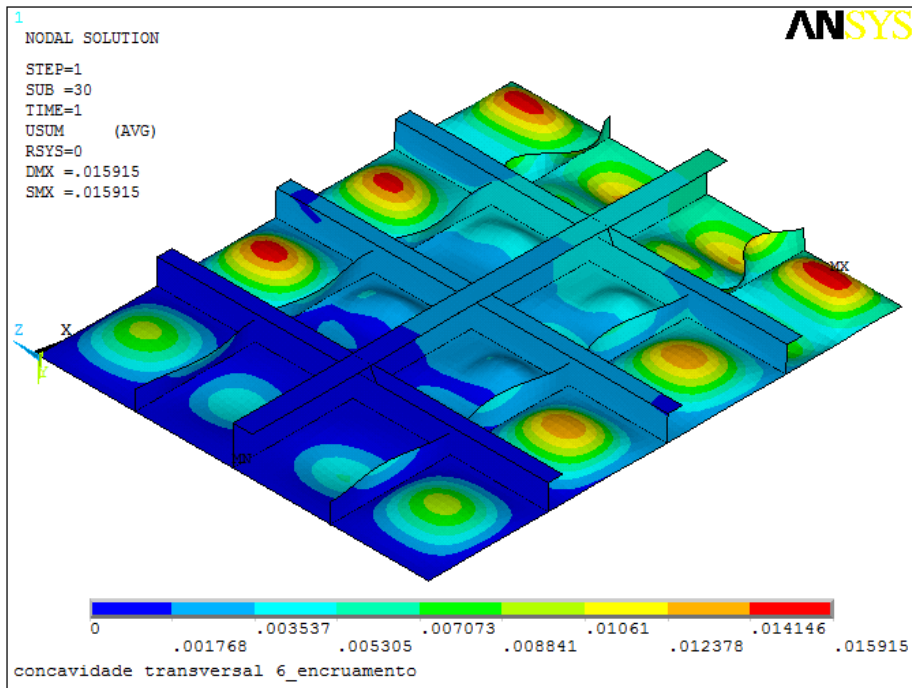


Figura C.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

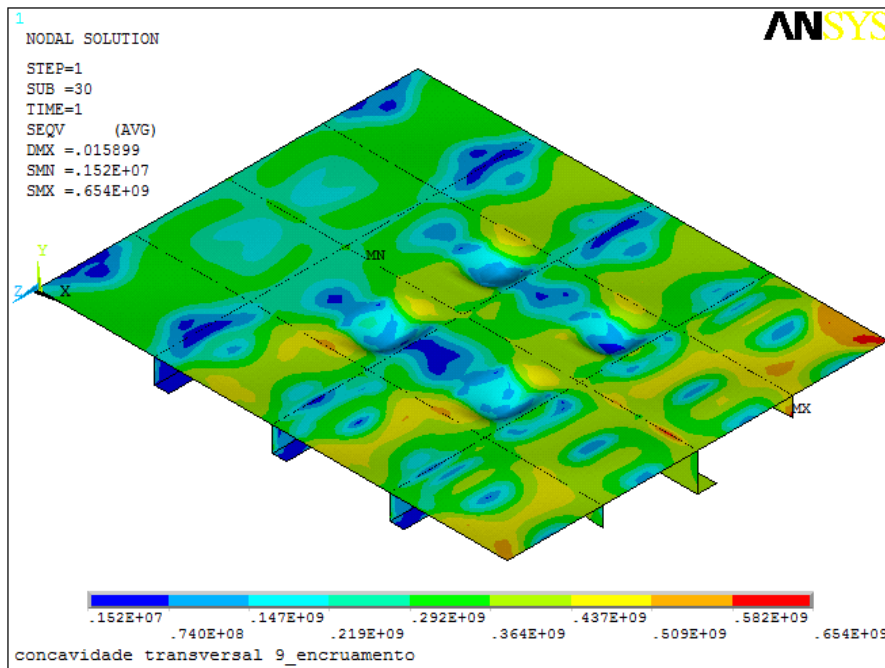


Figura C.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

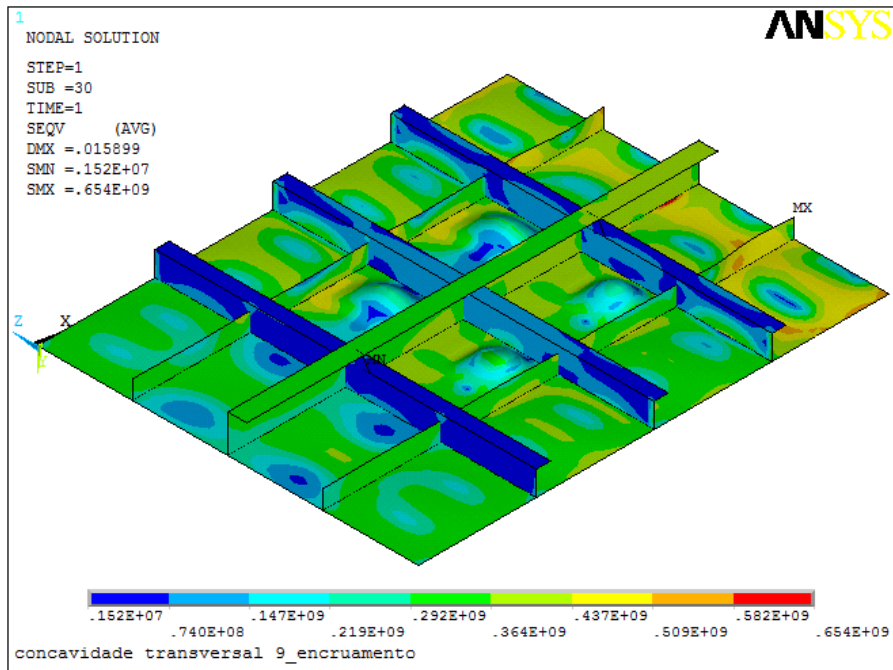


Figura C.10 - Tensões de Von Mises - Pannel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

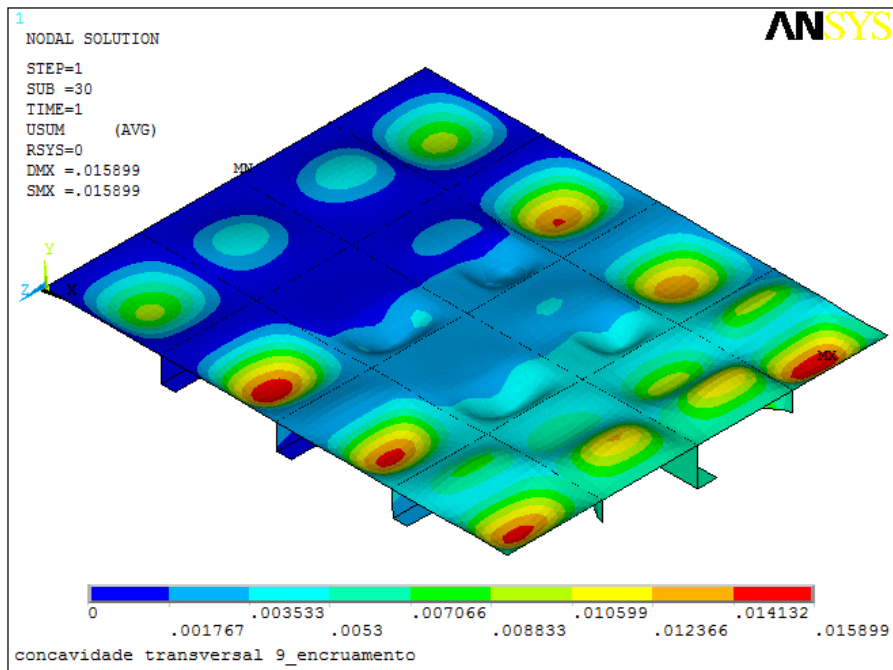


Figura C.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Pannel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de cima (com encruamento)

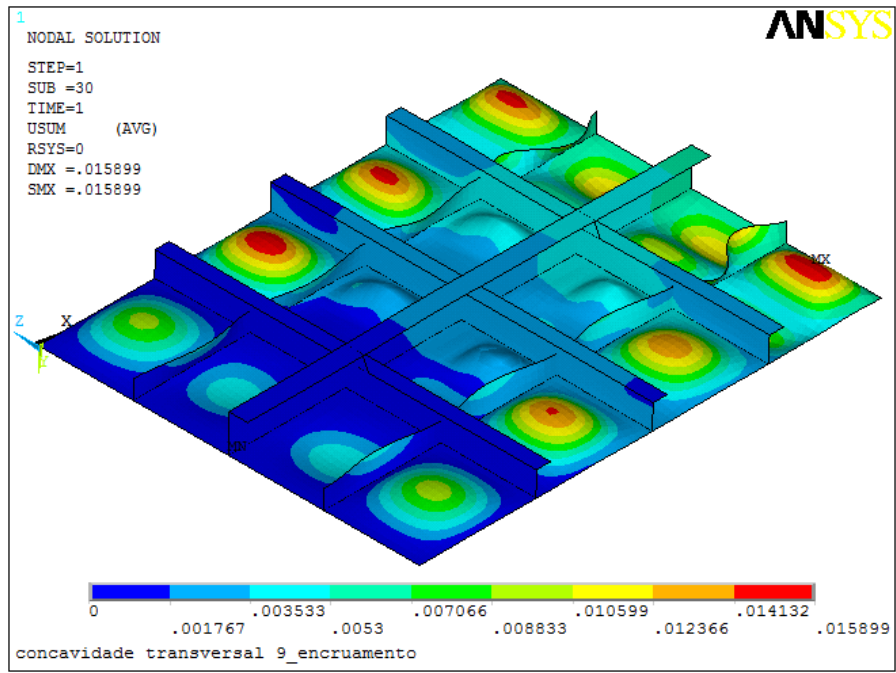


Figura C.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Paineis com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços transversais visto de baixo (com encruamento)

D) Anexo – Painéis com concavidades acentuadas junto aos reforços longitudinais, tensões e deformações

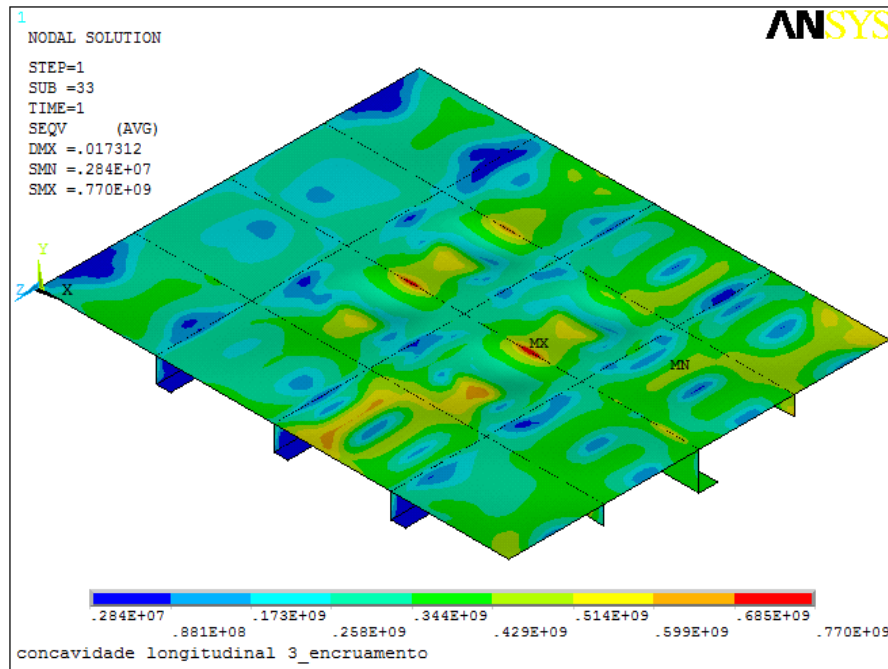


Figura D.1 - Tensões de Von Mises - Paineis com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

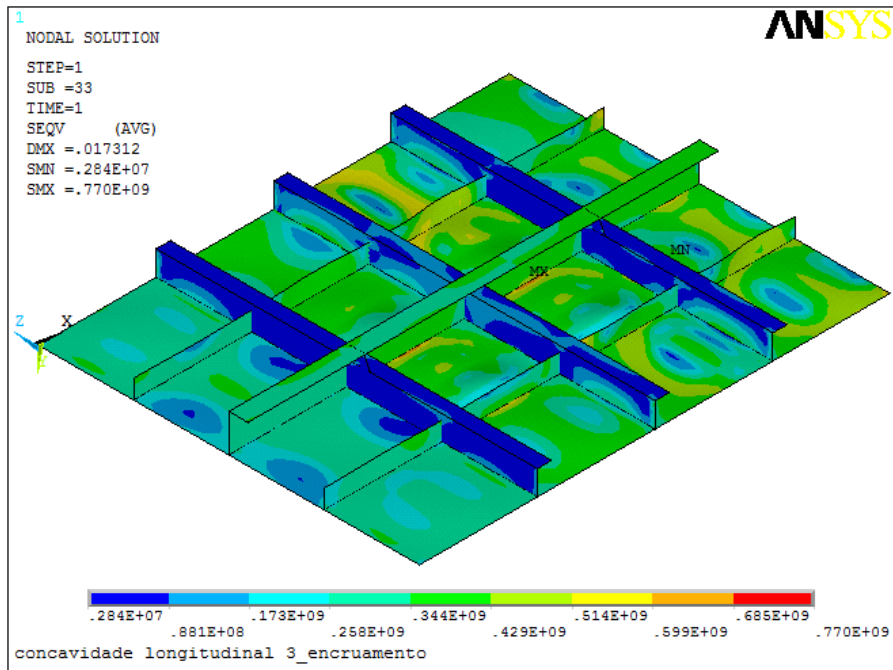


Figura D.2 - Tensões de Von Mises - Paineis com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

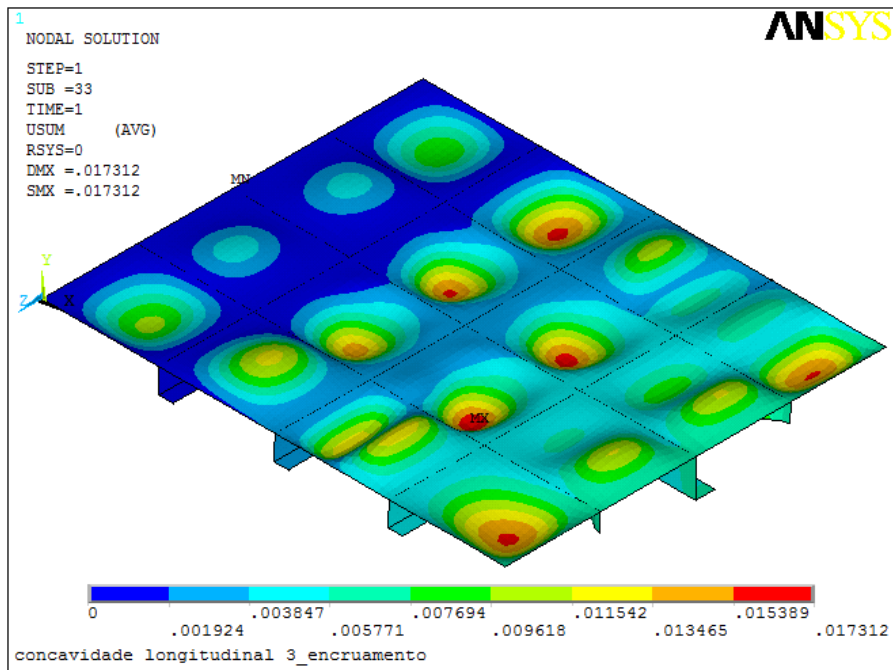


Figura D.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Paineis com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

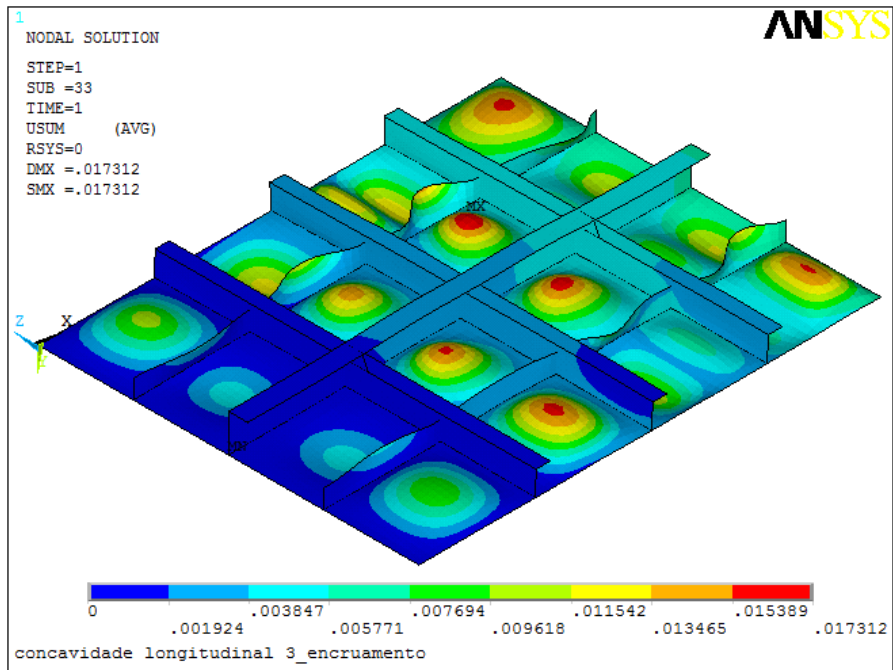


Figura D.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 5\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

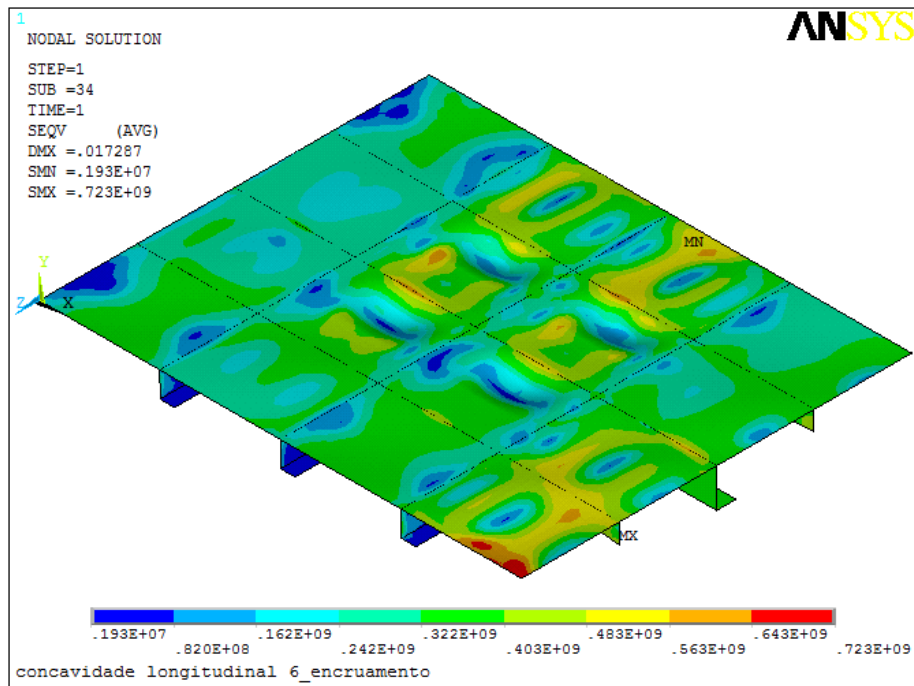


Figura D.5 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

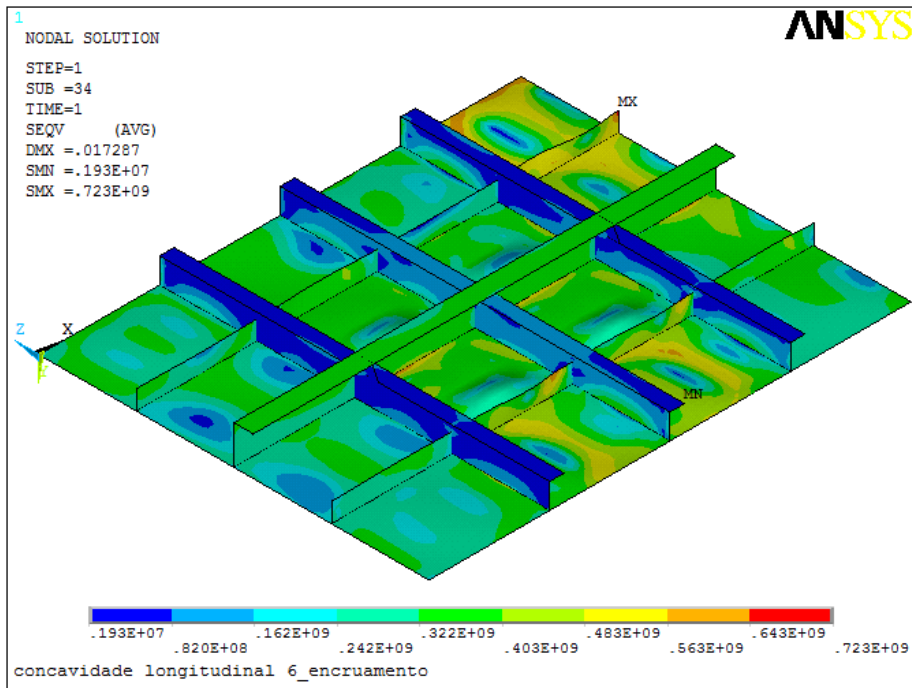


Figura D.6 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

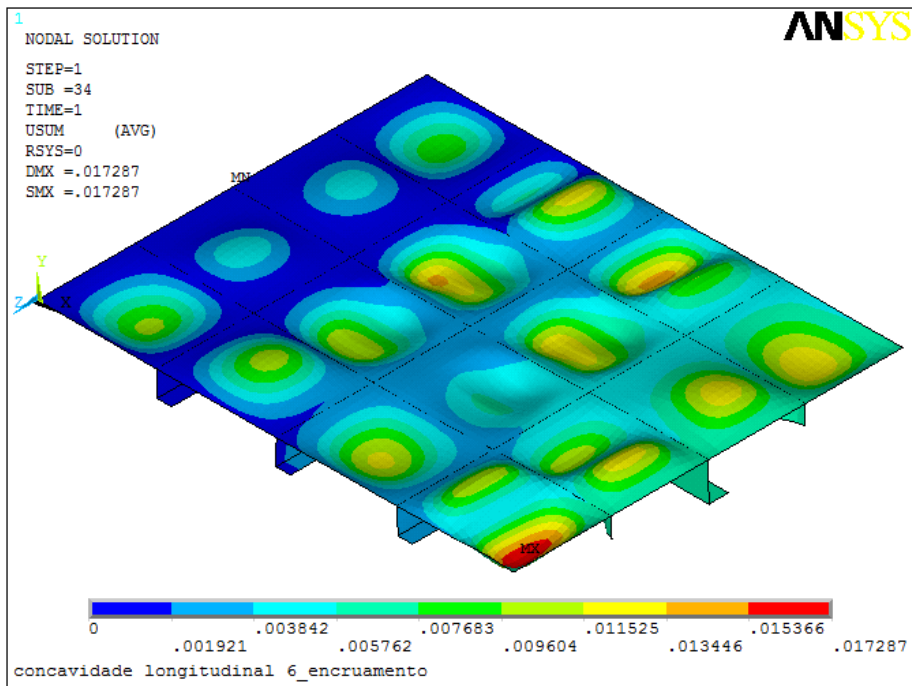


Figura D.7 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

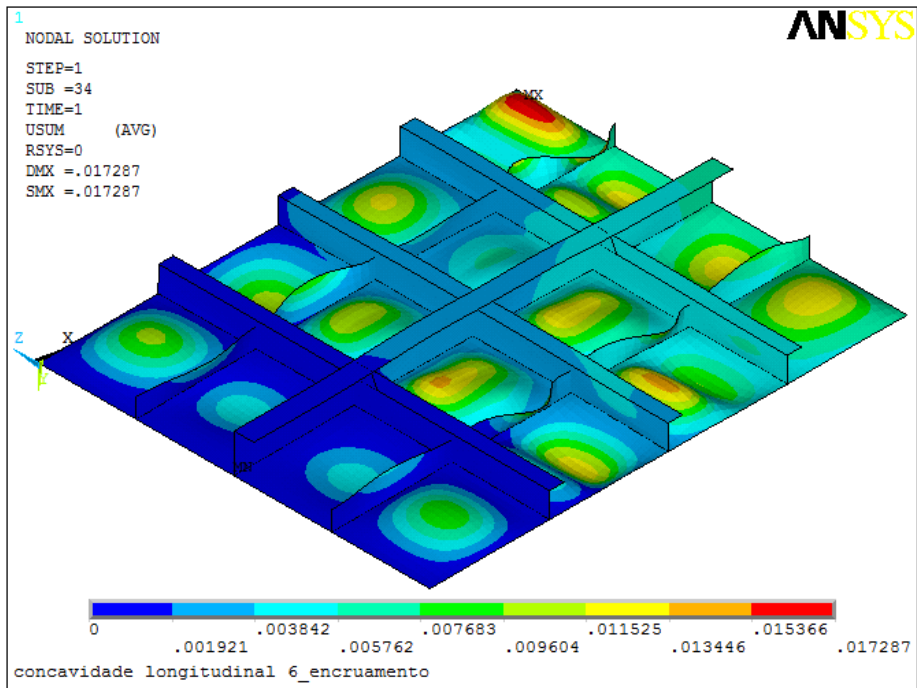


Figura D.8 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade acentuada $\approx 10\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

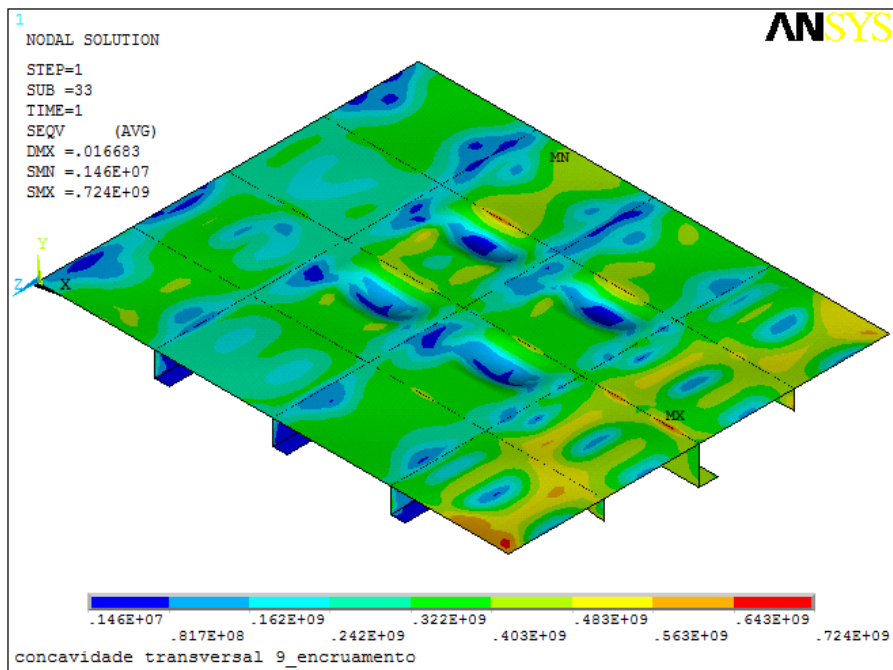


Figura D.9 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

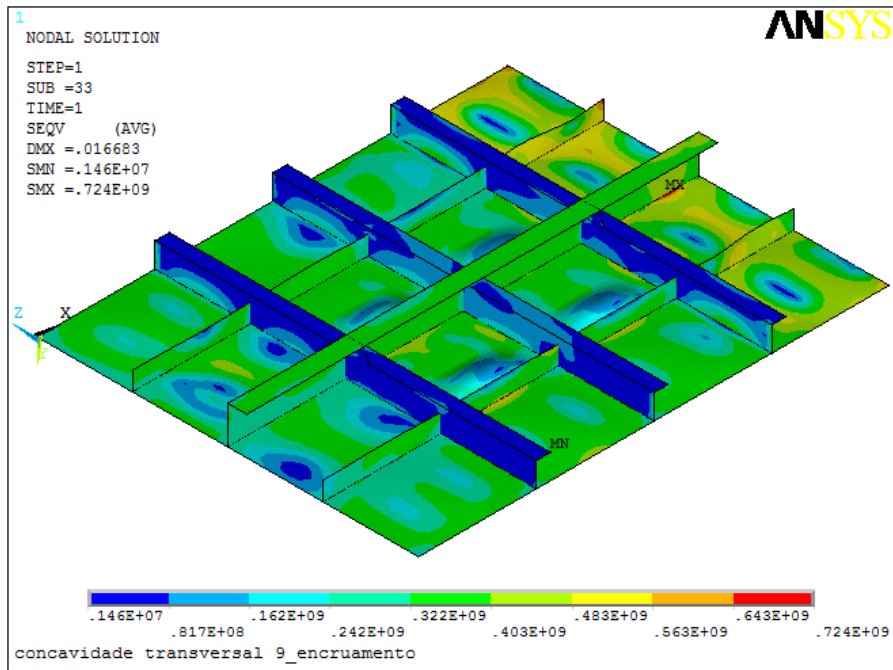


Figura D.10 - Tensões de Von Mises - Pannel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

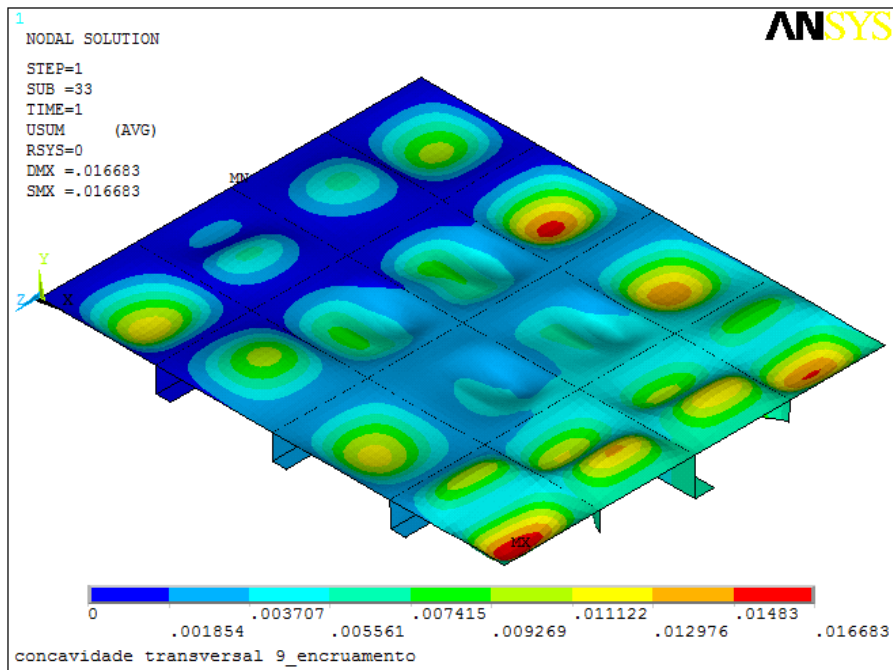


Figura D.11 - Deslocamentos nos nós à escala - Pannel com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de cima (com encruamento)

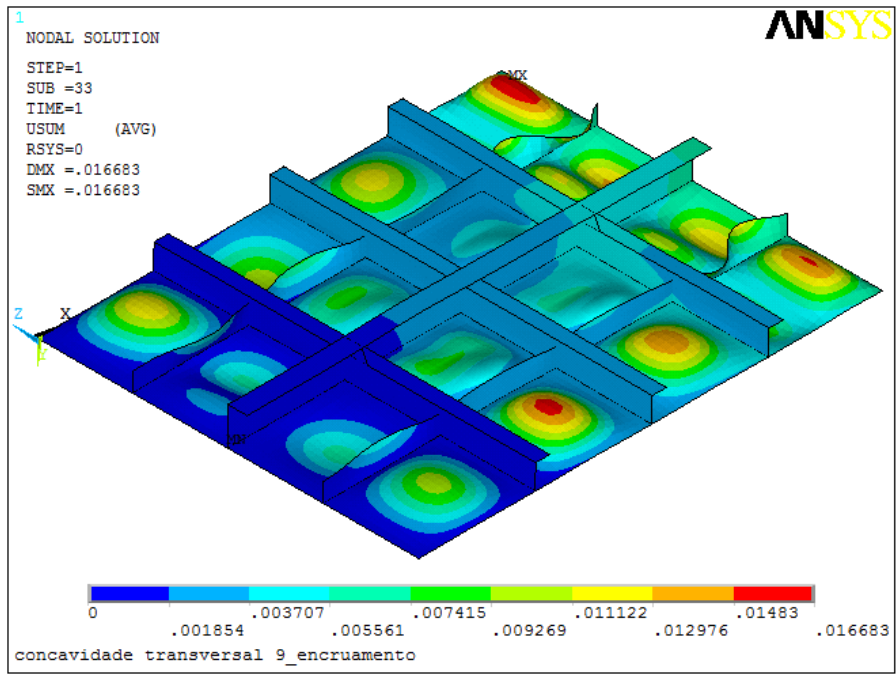


Figura D.12 - Deslocamentos nos nós à escala - Paineis com concavidade acentuada $\approx 15\%$ junto aos reforços longitudinais visto de baixo (com encruamento)

E) Anexo – Painel com concavidade uniforme pontual, tensões e deformações

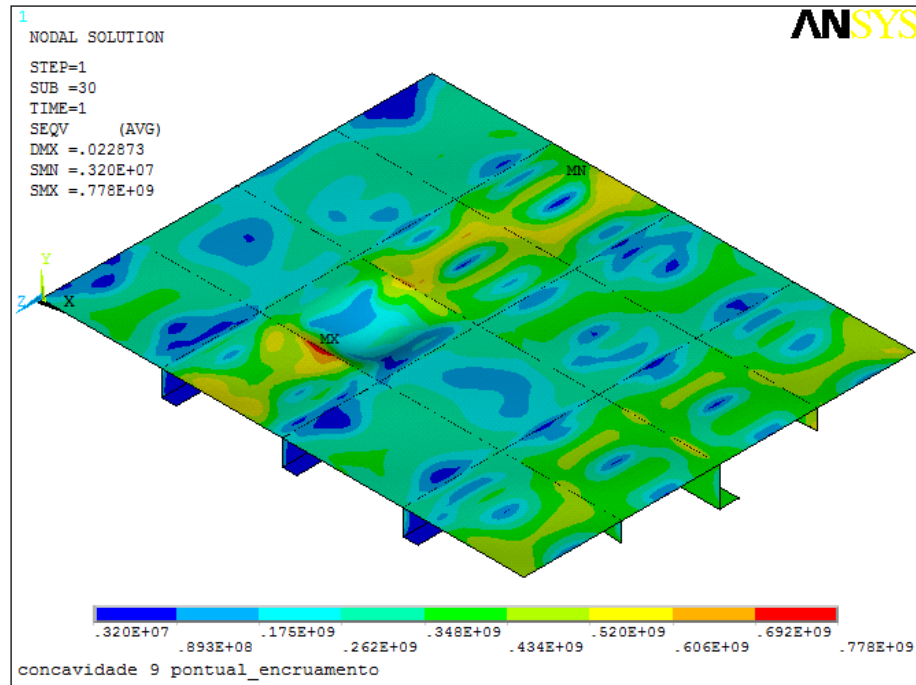


Figura E.1- Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)

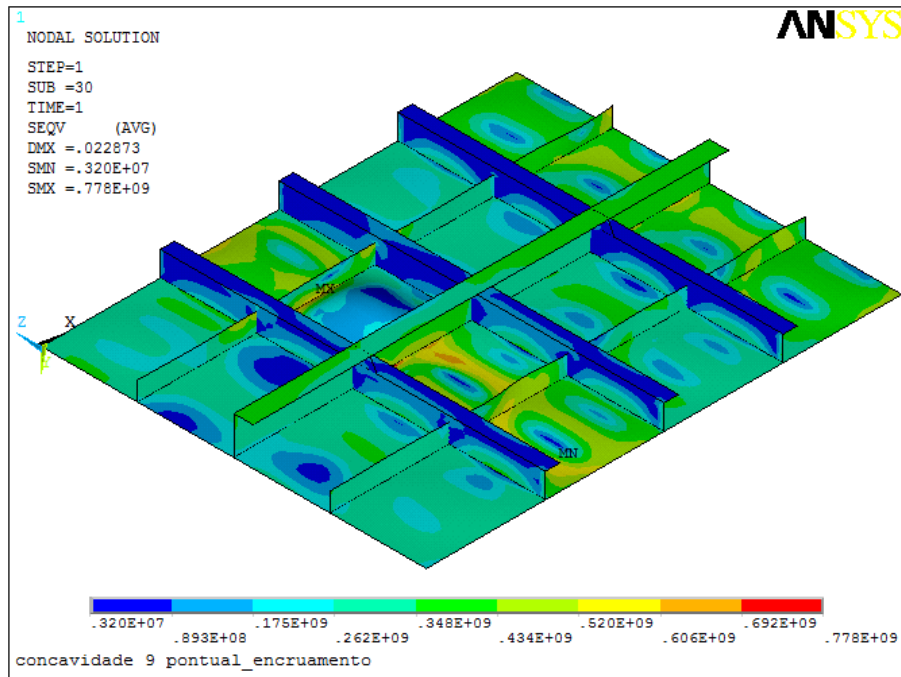


Figura E.2 - Tensões de Von Mises - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)

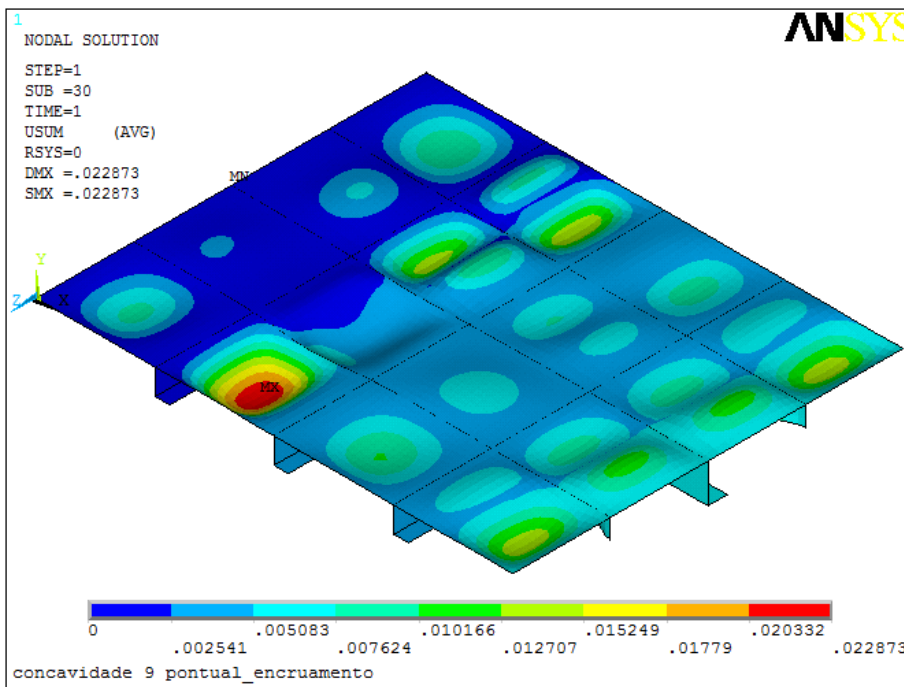


Figura E.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de cima (com encruamento)

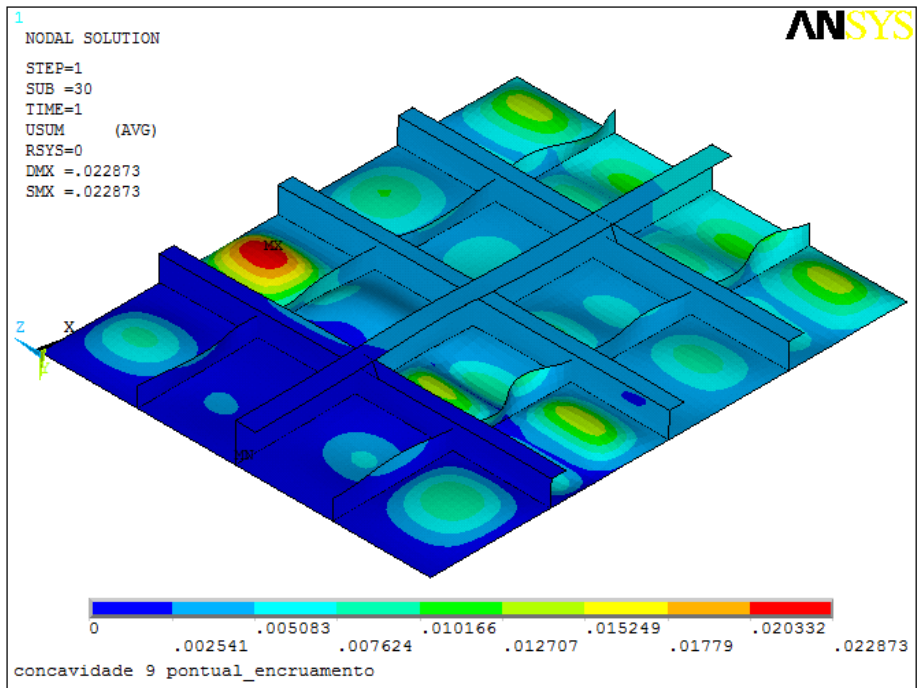


Figura E.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel com concavidade uniforme pontual $\approx 15\%$ visto de baixo (com encruamento)

F) Anexo – Pannel sem um reforço longitudinal, tensões e deformações

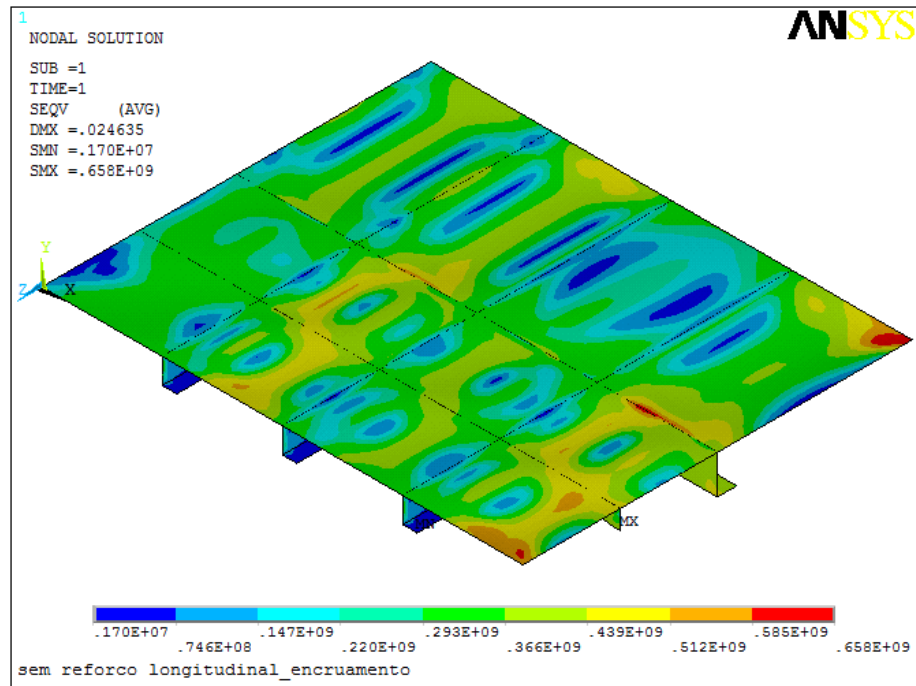


Figura F.1 - Tensões de Von Mises - Pannel sem um reforço longitudinal visto de cima (com encruamento)

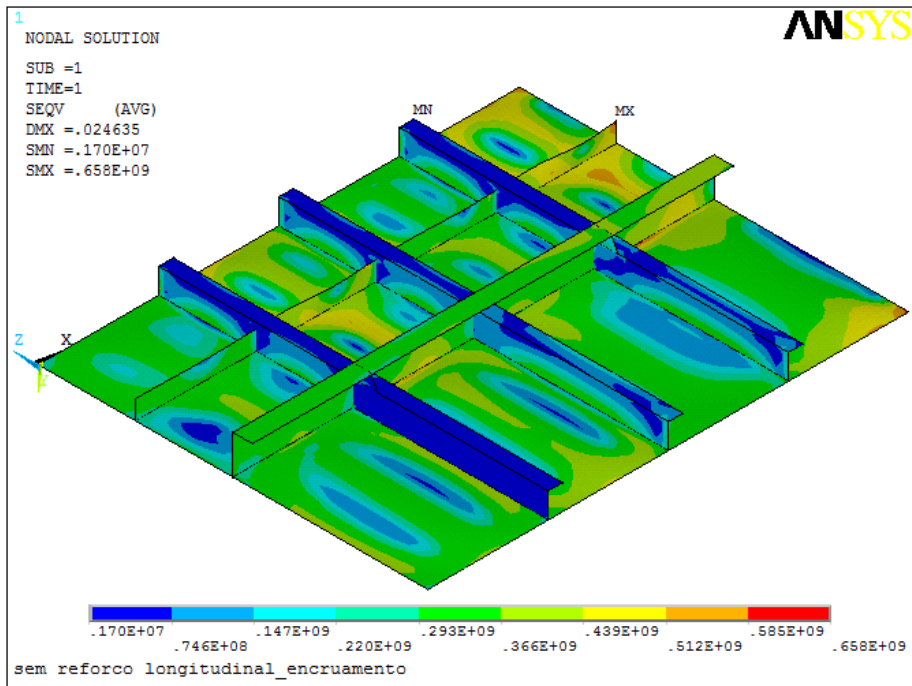


Figura F.2 - Tensões de Von Mises - Paineis sem um reforço longitudinal visto de baixo (com encruamento)

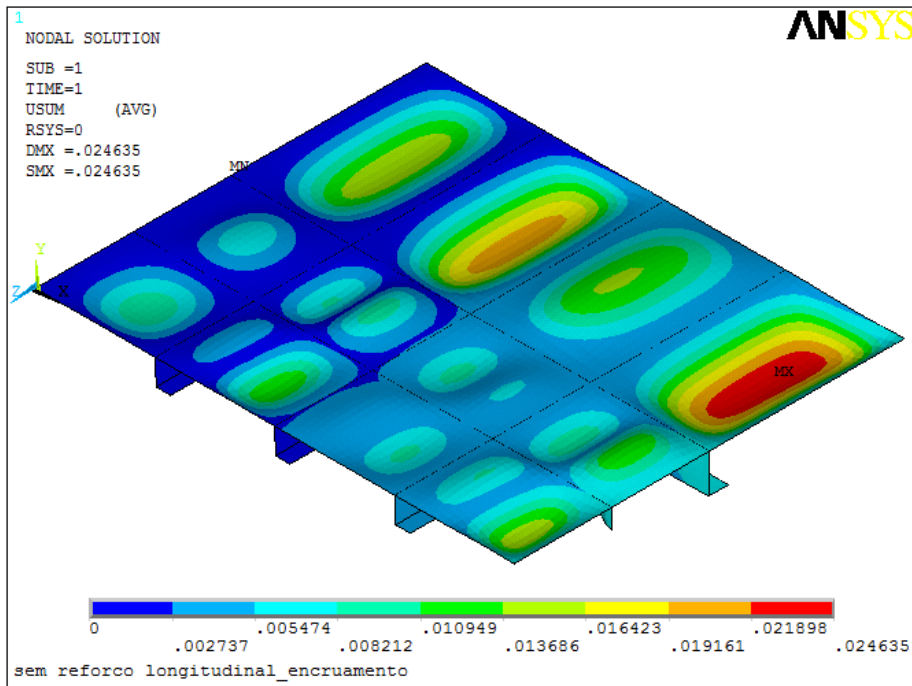


Figura F.3 - Deslocamentos nos nós à escala - Paineis sem um reforço longitudinal visto de cima (com encruamento)

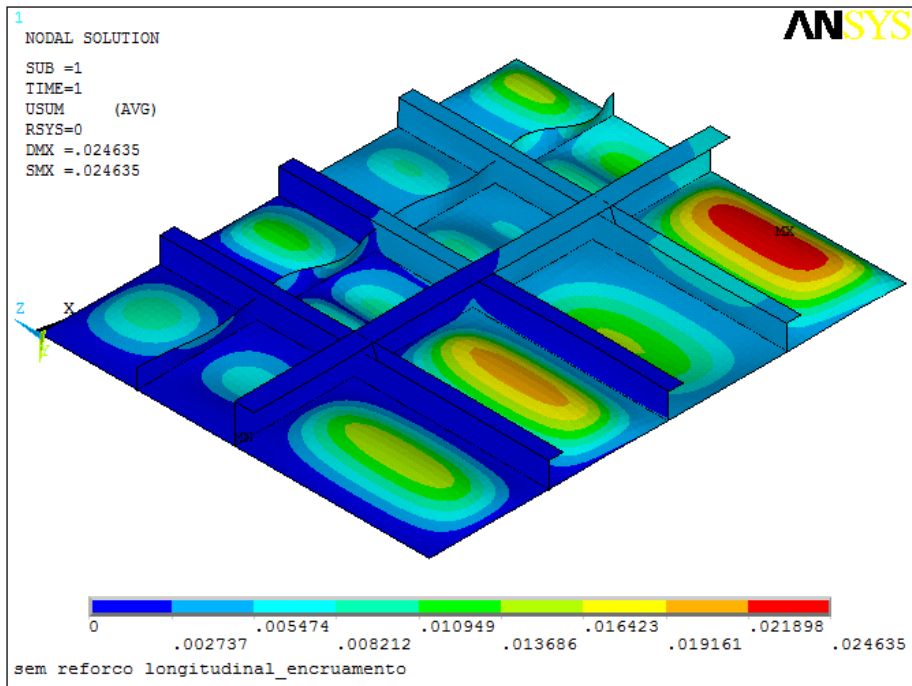


Figura F.4 - Deslocamentos nos nós à escala - Painel sem um reforço longitudinal visto de baixo (com encruamento)

G) Anexo – Código MATLAB do perfil da onda trocóiide

```
%Calculations for trochoidal wave profile
L=56.54;
%Calculation of 'H' for corresponding wave length - for balanced ship in wave considerations
H=0.607*sqrt(L);
%Definition of angular coordinate (position of generating circle)
theta=[0:((2*pi)/100):2*pi];
%Calculation of water elevation, 'h2'
x=(L/(2*pi))*(theta)-(H/2)*sin(theta);
z=-(H/2)*(1-cos(theta));
h2=z+(3.05+1.35);
plot(x,h2)
grid
xlabel('Comprimento da onda - L (m) = Comprimento do navio')
ylabel('Altura da onda correspondente ao comprimento - H (m)')
title('Perfil da onda trocoidal - L=56.54; H=4.56')
```